

FERNANDO DE OLIVEIRA FRAGA

**SIMULAÇÃO HIDRODINÂMICA DA RUPTURA DE UMA
PEQUENA ESTRUTURA DE TERRA A PARTIR DE
DADOS MEDIDOS EM CAMPO: ESTUDO DE CASO DO
ARROIO BAIO**

Porto Alegre

Maio 2022

FERNANDO DE OLIVEIRA FRAGA

**SIMULAÇÃO HIDRODINÂMICA DA RUPTURA DE UMA
PEQUENA ESTRUTURA DE TERRA A PARTIR DE
DADOS MEDIDOS EM CAMPO: ESTUDO DE CASO DO
ARROIO BAIÓ**

TRABALHO DE CONCLUSÃO
APRESENTADO AO INSTITUTO DE PESQUISAS
HIDRÁULICAS DA UNIVERSIDADE FEDERAL
DO RIO GRANDE DO SUL COMO PARTE DOS
REQUISITOS PARA A OBTENÇÃO DO TÍTULO
DE ENGENHEIRO HÍDRICO.

Orientador: Prof. Dr. Gean Paulo Michel

Porto Alegre

Maio 2022

CIP - Catalogação na Publicação

Fraga, Fernando de Oliveira
SIMULAÇÃO HIDRODINÂMICA DA RUPTURA DE UMA PEQUENA
ESTRUTURA DE TERRA A PARTIR DE DADOS MEDIDOS EM CAMPO:
ESTUDO DE CASO DO ARROIO BAIÃO / Fernando de Oliveira
Fraga. -- 2022.
89 f.
Orientador: Gean Paulo Michel.

Trabalho de conclusão de curso (Graduação) --
Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Instituto
de Pesquisas Hidráulicas, Curso de Engenharia Hídrica,
Porto Alegre, BR-RS, 2022.

1. Ruptura de Barragem. 2. HEC-RAS. 3. Simulação
Hidrodinâmica. 4. Modelo Digital de Terreno. 5.
Monitoramento Hidrológico. I. Michel, Gean Paulo,
orient. II. Título.

Fernando de Oliveira Fraga

SIMULAÇÃO HIDRODINÂMICA DA RUPTURA DE UMA PEQUENA
ESTRUTURA DE TERRA A PARTIR DE DADOS MEDIDOS EM CAMPO: ESTUDO DE
CASO DO ARROIO BAIÃO

Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Hídrica da Universidade Federal do Rio Grande do Sul defendido e aprovado em 17/05/2022 pela Comissão Avaliadora constituída pelos professores:

Banca Examinadora:

.....

Prof. Dr. Rodrigo Cauduro Dias de Paiva

.....

Ma. Marina Refatti Fagundes – Doutoranda PPGRHSA – UFRGS/IPH

.....

Me. Bruno Henrique Abatti – Doutorando PPGRHSA – UFRGS/IPH

Conceito:.....

Dedico este trabalho aos meus pais, Rosane e Cláudio, que me proporcionaram educação de qualidade e sempre me incentivaram a buscar mais conhecimento.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente aos meus pais, pela formação do meu caráter e valores, pelo incentivo, paciência e todo amor. À toda minha família por seus conselhos e boas vibrações ao longo dessa jornada. À minha namorada, Camila, por seu carinho, paciência, apoio incondicional e por entender minha ausência nos períodos turbulentos.

Agradeço também ao meu orientador, Prof. Dr. Gean Paulo Michel que aceitou me orientar nesta monografia. Por todos seus ensinamentos e contribuições ao longo de todo o processo de desenvolvimento deste estudo.

Agradeço à Universidade Federal do Rio Grande Sul e ao Instituto de Pesquisas Hidráulicas, que através de todos os professores dos quais tive a honra de conhecer, transmitiram conhecimentos e valores dos quais levarei por toda minha vida.

Agradeço a todos amigos e amigas que conheci durante a graduação, que me ajudaram de alguma forma a passar por todas dificuldades ao longo da graduação e que com certeza poderão sempre contar comigo.

RESUMO

Fraga, F, O. **Simulação Hidrodinâmica da Ruptura de uma Pequena Estrutura de Terra a Partir de Dados Medidos em Campo: Estudo de Caso do Arroio Baio.** Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Hídrica) – Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2022.

A ruptura de uma pequena estrutura hidráulica, ainda que em menor proporção, também oferece potenciais riscos em tais cenários. Nesse sentido, a execução de estudos de ruptura de estruturas hidráulicas se torna uma importante ferramenta para analisar as consequências destes eventos. A topografia utilizada em tais estudos consiste em um dos principais dados de entrada do modelo. Nesta conjuntura, buscou-se avaliar os efeitos do rompimento de uma pequena estrutura de terra análoga a uma barragem, localizada no Arroio Baio, a partir da simulação da propagação de onda de cheia. Para tal, foram utilizados dois MDTs com resoluções espaciais de 1 metro (MDT1) e 3 centímetros (MDT003). Assim, o modelo foi calibrado através da comparação dos dados de vazões medidos de forma contínua ao longo de todo evento da ruptura. A topografia utilizada na calibração foi dada pelo MDT1, e com a calibração concluída, todos os parâmetros e condições do modelo, com exceção da topografia, foram fixados para aplicação do modelo com o MDT003. As simulações foram realizadas a partir do modelo hidrodinâmico bidimensional presente no *software* HEC-RAS versão 6.2. Diante disso, foram comparados o hidrograma de ruptura, a mancha de inundação, os níveis d'água e as velocidades do escoamento geradas nos diferentes MDTs e, a partir desses dados, calculou-se o Índice de Perigo (IP), para avaliar as consequências da ruptura de uma pequena barragem e seu perigo associado. Os resultados apontaram que a mudança de topografia exerceu mudanças importantes nos parâmetros hidráulicos, e consequentemente, gerando manchas de inundação distintas em função da mudança de topografia. O MDT003, o qual apresentou os maiores valores de velocidade do escoamento e níveis d'água, gerou valores de IP superiores ao MDT1. Ademais, os dados de vazões utilizados na calibração do modelo se mostraram o principal aliado do estudo, corroborando a importância de se ter um monitoramento hidrológico contínuo em estudos de rompimento de estruturas hidráulicas.

Palavras-chave: HEC-RAS; ruptura de barragem; Modelo Digital de Terreno; monitoramento hidrológico; mancha de inundação; índice de perigo.

ABSTRACT

Fraga, F, O. **Hydrodynamic Simulation of the Rupture of a Small Earthen Structure From Field Measurement Data: Stream Baio Case Study**. Undergraduated Thesis (Degree in Hydraulic Engineering) – Hydraulic Research Institute. Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2022

The rupture of a small hydraulic structure, although to a lesser extent, also offers potential risks in rupture scenarios. In this sense, the development of dam break studies becomes an important tool to analyze the consequences of these events. The topography used in such studies consists of one of the main input data of the model. At this juncture, this study aims to evaluate the effects of the rupture of a small earthen structure similar to a dam, located in Stream Baio, from the simulation of the flood wave propagation. For such a purpose, two DTMs with spatial resolutions of 1 meter (DTM1) and 3 centimeters (DTM003) were used. Thus, the model was calibrated by comparing the flow data measured continuously throughout the entire rupture event. The topography used in the calibration was given by the DTM1, and with the calibration achieved, all parameters and conditions of the model have been fixed, with the exception of topography for the application of the model with the DTM003. The simulations were performed using a two-dimensional hydrodynamic model present in the HEC-RAS software version 6.2. Therefore, the rupture hydrogram, the flood inundation area, the water levels and flow velocities generated in the different DTMs were compared, and based from these data, the hazard index (HI) was calculated to assess the consequences of the rupture of a small dam and its associated danger. The results showed that the change of topography caused important changes in hydraulic parameters, hence, leading to different flood inundation area due to the change in topography. Thus, DTM003, which presented the highest values of flow velocities and water levels, generated higher HI values than MDT1. In addition, the flow data used in the calibration of the model proved to be the main ally of the study, corroborating the importance of having a continuous hydrological monitoring in studies of rupture of hydraulic structures.

Keywords: HEC-RAS; dam break; Digital Terrain Model; hydrologic monitoring; flood inundation area; hazard index.

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 1: Distribuição das barragens em relação ao uso principal</i>	<i>12</i>
<i>Figura 2: Barragem de terra Euclides da Cunha (atual Caconde) (São Paulo).....</i>	<i>14</i>
<i>Figura 3: Usina Hidrelétrica Dona Francisca (Rio Grande do Sul).....</i>	<i>15</i>
<i>Figura 4: Usina Hidrelétrica de Funil (Rio de Janeiro).....</i>	<i>15</i>
<i>Figura 5: Barragem de Malpasset (França) antes e após o rompimento.....</i>	<i>16</i>
<i>Figura 6: Barragem de Orós após o rompimento.....</i>	<i>17</i>
<i>Figura 7: Barragem de Vajont durante o rompimento</i>	<i>18</i>
<i>Figura 8: Barragem de Banqiao após o rompimento</i>	<i>19</i>
<i>Figura 9: Barragem de Teton durante o rompimento, em 1976</i>	<i>19</i>
<i>Figura 10: Barragem de Fundão, em Mariana, após o rompimento.....</i>	<i>20</i>
<i>Figura 11: Momentos antes e depois do rompimento da Barragem em Brumadinho</i>	<i>21</i>
<i>Figura 12: Alagamento causado pelo rompimento da Barragem do Açude do Garcia</i>	<i>22</i>
<i>Figura 13: Alagamento causado pelo rompimento da barragem do Açude Feijó.....</i>	<i>22</i>
<i>Figura 14: Exemplo de evolução do fenômeno de galgamento</i>	<i>24</i>
<i>Figura 15: Exemplo de evolução do fenômeno de erosão interna do solo.....</i>	<i>25</i>
<i>Figura 16: Exemplo de bueiro simples circular.....</i>	<i>26</i>
<i>Figura 17: Vista frontal do processo de abertura de uma brecha.....</i>	<i>33</i>
<i>Figura 18: Ilustração do Hidrograma Simplificado.....</i>	<i>36</i>
<i>Figura 19: Ilustração do Hidrograma de Ruptura Gradual Linear</i>	<i>36</i>
<i>Figura 20: Ilustração do Hidrograma com Decaimento Parabólico</i>	<i>37</i>
<i>Figura 21: Situações de risco em função das profundidades e velocidade do escoamento. ...</i>	<i>38</i>
<i>Figura 22: Fluxograma seguido na metodologia do trabalho.....</i>	<i>40</i>
<i>Figura 23: Localização da área de estudo.....</i>	<i>41</i>
<i>Figura 24: Calha Parshall localizada no exutório do presente estudo</i>	<i>42</i>
<i>Figura 25: Sensor de nível instalada na calha Parshall.....</i>	<i>42</i>
<i>Figura 26: Imagens do trecho de estudo.....</i>	<i>43</i>
<i>Figura 27: Barramento após o rompimento.</i>	<i>44</i>
<i>Figura 28: Limites dos Modelos Digitais de Terreno utilizados nas simulações.</i>	<i>45</i>
<i>Figura 29: Hipsometria do MDT1</i>	<i>46</i>
<i>Figura 30: Pontos de controle utilizados no processamento do MDT003.....</i>	<i>47</i>
<i>Figura 31: Hipsometria do MDT003</i>	<i>48</i>

<i>Figura 32: Levantamento topográfico realizado no local de estudo</i>	49
<i>Figura 33: Hidrograma observado ao longo do evento de ruptura</i>	50
<i>Figura 34: Exemplo de trecho do local do estudo para a determinação do "n" de Manning</i> .	51
<i>Figura 35: Exemplo da malha 2D e da linha de quebra</i>	52
<i>Figura 36: Rebaixamento da seção do barramento no MDT1</i>	53
<i>Figura 37: Rebaixamento da seção do barramento no MDT003</i>	53
<i>Figura 38: Configuração final do barramento digitalizado no HEC-RAS para o MDT1</i>	54
<i>Figura 39: Configuração final do barramento digitalizado no HEC-RAS para o MDT003</i> ...	54
<i>Figura 40: Geometrias finais digitalizadas no HEC-RAS para o MDT1</i>	55
<i>Figura 41: Geometrias finais digitalizadas no HEC-RAS para o MDT003</i>	55
<i>Figura 42: Hidrograma de condição de contorno parcial</i>	56
<i>Figura 43: Distribuição do volume ao longo do hidrograma de condição de contorno</i>	57
<i>Figura 44: Hidrograma de condição de contorno de montante final</i>	57
<i>Figura 45: Formato da brecha após o rompimento do barramento</i>	58
<i>Figura 46: Parâmetros do plano de abertura da brecha inseridos para o MDT1</i>	60
<i>Figura 47: Parâmetros do plano de abertura da brecha inseridos para o MDT003</i>	60
<i>Figura 48: Seções a serem analisadas nas simulações</i>	62
<i>Figura 49: Coeficiente R² entre a topografia e o MDT1</i>	63
<i>Figura 50: Coeficiente R² entre a topografia e o MDT003</i>	63
<i>Figura 51: Perfil longitudinal do trecho do rio para MDT1 e MDT003</i>	64
<i>Figura 52: Comparação entre hidrograma de ruptura simulado e observado</i>	66
<i>Figura 53: Recorte do pico do hidrograma simulado e observado</i>	66
<i>Figura 54: Coeficiente R² entre o hidrograma de ruptura simulado e observado</i>	67
<i>Figura 55: Coeficiente R² entre o pico do hidrograma de ruptura simulado e observado</i>	67
<i>Figura 56: Picos dos hidrogramas simulados e observados na seção S3</i>	69
<i>Figura 57: Picos dos hidrogramas simulados e observados na seção S5</i>	69
<i>Figura 58: Profundidades da mancha de inundação simulada para o MDT1</i>	71
<i>Figura 59: Profundidades da mancha de inundação simulada para o MDT003</i>	71
<i>Figura 60: Comparação entre as manchas de inundação simuladas</i>	72
<i>Figura 61: Índice de perigo simulado para o MDT1</i>	73
<i>Figura 62: Índice de perigo simulado para o MDT003</i>	73

LISTA DE TABELAS

<i>Tabela 1: Intervalos de características da brecha propostos por diversos autores.</i>	<i>33</i>
<i>Tabela 2: Equações empíricas para características da brecha.</i>	<i>34</i>
<i>Tabela 3: Equações empíricas para tempo de formação da brecha.</i>	<i>34</i>
<i>Tabela 4: Equações empíricas para determinação da vazão de pico.</i>	<i>35</i>
<i>Tabela 5: Classe de danos e risco de vida para diferentes categorias.</i>	<i>39</i>
<i>Tabela 6: Consequências em função do índice de perigo para diferentes categorias.</i>	<i>39</i>
<i>Tabela 7: Valores de coeficiente de rugosidade da fórmula de Manning.</i>	<i>51</i>
<i>Tabela 8: Características da brecha iniciais utilizadas nas simulações.</i>	<i>58</i>
<i>Tabela 9: Valores de tempo de abertura da brecha calculados pelo HEC-RAS.</i>	<i>59</i>
<i>Tabela 10: Parâmetros utilizados como forma de calibração do modelo.</i>	<i>61</i>
<i>Tabela 11: Primeira etapa da calibração pelo tempo de abertura da brecha.</i>	<i>65</i>
<i>Tabela 12: Segunda etapa da calibração pelo tempo de abertura da brecha.</i>	<i>65</i>
<i>Tabela 13: Parâmetros finais obtidos através da calibração do modelo.</i>	<i>65</i>
<i>Tabela 14: Resultados da propagação da onda de cheia para as seções de referência.</i>	<i>68</i>
<i>Tabela 15: Diferenças dos parâmetros de análise entre o MDT1 e o MDT003.</i>	<i>70</i>
<i>Tabela 16: Valores de IP Calculados para o MDT1 e MDT003.</i>	<i>74</i>

LISTA DE SIGLAS

CBDB	Comitê Brasileiro de Barragens
GNSS	<i>Global Navigation Satellite System</i>
HEC-RAS	<i>Hydrologic Engineering Center – River Analysis System</i>
IP	Índice de Perigo
IPH	Instituto de Pesquisas Hidráulicas
MDE	Modelo Digital de Elevação
MDS	Modelo Digital de Superfície
MDT	Modelo Digital de Terreno
MNT	Modelo Numérico do Terreno
PAE	Plano de Ação Emergencial
PSB	Plano de Segurança de Barragens
RSB	Relatório de Segurança de Barragens
RTK	<i>Real Time Kinematic</i>
SIG	Sistema de Informação Geográfica
SNISB	Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
USACE	<i>United States Army Corps of Engineers</i>
VANT	Veículo Aéreo Não Tripulado

LISTA DE SÍMBOLOS

A	área da seção (m ²)
A_s	área do reservatório para o NA máximo (m ²)
\bar{B}	largura média da brecha (m)
B_d	largura da barragem (m)
C_b	coeficiente em função do tamanho do reservatório
g	aceleração da gravidade (9,81 m/s ²)
h	profundidade da água (m)
H	altura da barragem (m)
H_0	altura do nível de água em (m)
h_a	altura da água acima da base da brecha (m)
h_b	altura final da brecha (m)
IP	Índice de Perigo (m ² /s).
k	coeficiente de calibração (Hidrograma com Decaimento Parabólico)
k_0	coeficiente (1,4 para galgamento e 1,0 para <i>piping</i>)
Q	vazão (m ³ /s)
Q_p	vazão de pico (m ³ /s)
S_0	declividade do fundo do rio (m/m)
S_f	declividade da linha de energia (m/m)
t	tempo (s)
t_b	tempo de base (s)

t_f	tempo de formação da brecha (horas)
t_p	tempo de pico (s)
v	velocidade do escoamento (m/s)
V	volume do reservatório no momento da ruptura (m ³)
V_e	volume erodido (m ³)
V_s	volume de água que passa pela brecha (m ³)
V_r	volume do reservatório no momento da ruptura (m ³)
x	distância ao longo do rio no sentido longitudinal (m)
y	profundidade do escoamento (m)
$Y_{médio}$	profundidade média no reservatório no instante da ruptura (m).
α e n	coeficientes tabelados que variam em função das dimensões da calha Parshall

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	8
2.	OBJETIVOS DO ESTUDO	10
2.1	OBJETIVOS GERAIS.....	10
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	10
3.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	11
3.1	ESTRUTURAS HIDRÁULICAS.....	11
	3.1.1 Barragens	12
	3.1.1.1 Barragens de Aterro	13
	3.1.1.2 Barragens de Concreto-Gravidade	14
	3.1.1.3 Barragens de Concreto em Arco	15
3.2	ROMPIMENTO DE BARRAGENS.....	16
	3.2.1 Históricos de Rompimentos.....	16
	3.2.2 Principais Causas	23
3.3	ESTRADAS VICINAIS	25
3.4	LEGISLAÇÃO	27
3.5	MODELOS HIDRODINÂMICOS.....	29
	3.5.1 HEC-RAS	29
3.6	MODELO DIGITAL DE TERRENO	31
3.7	ESTUDOS DE ROMPIMENTO DE BARRAGENS.....	32
	3.7.1 Formação da Brecha	32
	3.7.2 Hidrogramas de Ruptura	35
3.8	ÍNDICE DE PERIGO	38
4.	MATERIAIS E MÉTODOS.....	40
4.1	ÁREA DE ESTUDO	41
4.2	DESCRIÇÃO DO EVENTO	43

4.3	BASE DE DADOS	44
4.3.1	Topografia.....	44
4.3.1.1	MDT1	45
4.3.1.2	MDT003.....	46
4.3.1.3	Levantamento Topográfico	48
4.3.2	Dados Hidrológicos.....	49
4.4	PRÉ – PROCESSAMENTO.....	50
4.4.1	Coefficiente de Rugosidade de Manning	50
4.4.2	Geometrias HEC-RAS	52
4.4.3	Condições de Contorno.....	56
4.4.4	Abertura da Brecha.....	58
4.4.5	Calibração do Modelo	61
4.5	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS	61
5.	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	63
5.1	BASE TOPOGRÁFICA	63
5.2	CALIBRAÇÃO DO MODELO.....	64
5.3	ANÁLISE DA SIMULAÇÃO.....	68
5.3.1	Propagação da Onda de Cheia	68
5.3.2	Geração da Mancha de Inundação	70
5.4	ÍNDICE DE PERIGO	73
6.	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	76

1. INTRODUÇÃO

O avanço de tecnologias e estudos envolvendo barragens, permitiram que, cada vez mais, estruturas com maior potencial para o desenvolvimento econômico das populações próximas sejam construídas. Entretanto, da mesma forma, se potencializaram os riscos de falhas e acidentes envolvendo tais estruturas, o que pode acabar se tornando ainda mais preocupante, caso o vale a jusante esteja ocupado por cidades e populações. Em 2015, o maior desastre ambiental da história do Brasil aconteceu quando a Barragem Fundão, localizada no município de Mariana (Minas Gerais) se rompeu.

Após a Lei 12.334/2010 ser instituída no Brasil, algumas obrigações no que tange a segurança de barragens passaram a ser impostas no país. Uma dessas é a elaboração de um Plano de Ação Emergencial (PAE) para barragens consideradas de risco elevado, ferramenta criada para mitigar riscos e consequências geradas pelo rompimento de uma barragem.

O PAE tem como objetivo principal minimizar os riscos de fatalidades oriundas de tais eventos catastróficos. Para isso, é exigida a realização de simulações computacionais de rupturas de barragem hipotéticas, também conhecidos como *Dam Break*, a partir de modelagens hidrodinâmicas. Contudo, tais estudos se tornam obrigatórios por lei apenas para estruturas de grande porte, desvalorizando os potenciais riscos que o rompimento de pequenas estruturas, possam gerar.

É muito comum em construções de estradas vicinais, a utilização de aterros, quando necessário cruzar rios de pequeno porte. Para conduzir a vazão do local através do aterro, é comum a utilização de bueiros, de forma a manter o escoamento do rio sem que haja a acumulação de água a montante da estrutura.

Entretanto, a falta de manutenção, como normalmente ocorre em estradas vicinais, podem acabar causando o assoreamento ou o entupimento dos bueiros e, conseqüentemente, a acumulação de água a montante acabará gerando a criação de um reservatório. Deste modo, a estrutura passa a trabalhar de forma análoga à uma barragem, podendo levar ao seu rompimento e gerar efeitos similares ao de um rompimento de uma pequena barragem

Estudos de rompimento de barragens são complexos, e por isso, há a demanda de uma quantidade considerável de dados disponíveis, o que na maioria dos casos, acaba não sendo possível. Dessa forma, tais estudos são regidos por dados hipotéticos, tais como equações empíricas para o tempo de formação da brecha de abertura, dimensões da brecha e, ainda, por hidrogramas de ruptura hipotéticos. Nesta conjuntura, o monitoramento de dados hidrológicos

se torna indispensável para que tais estudos possam representar com mais precisão, o cenário a ser simulado.

A estrutura estudada, por estar localizada em uma área com medições hidrológicas contínuas, a partir do uso de uma calha Parshall com auxílio de um sensor de nível, permitiu o registro de todo o evento de ruptura através de medições discretizadas em intervalos de 5 minutos. Possibilitando a análise e comparação dos dados obtidos nas simulações a partir de dados observados e medidos durante o evento de ruptura.

As simulações serão conduzidas pelo *software* HEC-RAS, que por ser de uso livre, possuir extensa quantidade de material disponível para pesquisa acerca de seu funcionamento, ter uma boa interface visual e permitir a integração de *softwares* de geoprocessamento, se tornou um dos modelos mais utilizados em estudos de *Dam Break* atualmente (FERLA, 2018).

O estudo desta estrutura, permite a análise do potencial destrutivo do rompimento de uma pequena estrutura hidráulica localizada na bacia do Arroio Baio. Os resultados poderão levantar discussões relevantes sobre a necessidade ou não de estudos de rompimento de barragens para estruturas de pequeno porte, através da análise da propagação da onda de cheia e do Índice de Perigo, parâmetro utilizado para identificar o grau de perigo gerado por uma cheia.

2. OBJETIVOS DO ESTUDO

Os objetivos do trabalho estão classificados em gerais e específicos e são apresentados a seguir:

2.1 OBJETIVOS GERAIS

Avaliar os efeitos do rompimento de uma pequena estrutura de terra análoga a uma barragem, localizada no Arroio Baio, a partir da simulação da propagação de onda de cheia, fazendo uso do *software* HEC-RAS.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- a) Avaliar os resultados obtidos através da simulação a partir da comparação com os dados medidos em campo durante o evento de ruptura.
- b) Verificar a aplicabilidade de equações empíricas em estudos de rompimento de pequenas estruturas.
- c) Avaliar a influência que a resolução espacial de um Modelo Digital de Terreno exerce na modelagem hidrodinâmica.
- d) Discutir a necessidade de se realizar estudos de ruptura de barragens e estruturas de pequeno porte.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 ESTRUTURAS HIDRÁULICAS

São diversos os tipos e finalidades das estruturas hidráulicas existentes, entretanto, todas possuem algo em comum, manipular a água, qualquer que seja sua origem. Na grande maioria, as estruturas hidráulicas podem ter origem natural, ou seja, da própria natureza, ou artificial, criada pelo homem. Baptista e Coelho, 2010, classificam os tipos de estruturas hidráulicas mais comuns em:

- i) Estruturas Para Armazenamento e Contenção de Água: Dentre essas estruturas, destacam-se as barragens, que são destinadas a realizar o represamento de um curso d'água objetivando uma ou várias finalidades em conjunto. Os diques, que possuem a finalidade de conter a água, mantendo uma determinada parcela de terra seca, são as estruturas responsáveis por ajudar a evitar que rios e lagos transbordem durante cheias e tempestades.
- ii) Estruturas para Transporte e Adução de Água: São diversas as estruturas que possuem esta finalidade, entretanto, destacam-se os canais, dos quais podem ser implementados para conduzir as águas para abastecimento humano e industrial, irrigação agrícola, drenagem das águas excedentes ou ainda, para a implementação de hidrovias, garantindo as profundidades mínimas para o fluxo de embarcações. Os bueiros, são estruturas que permitem a passagem de águas dos talwegues sob as obras de terraplanagem e, normalmente, são constituídos por condutos simples e retilíneos. Por fim, as pontes, onde mesmo não sendo exatamente uma estrutura hidráulica de condução, são estruturas destinadas à transposição de cursos d'água de grande porte, o que não seria viável através do uso de outras estruturas.
- iii) Estruturas para controle de água: Complementando as barragens, existem situações em que se torna necessário o controle dos cursos d'água, para que seja permitida a passagem de águas excedentes para jusante. Dessa forma, são implementados os vertedouros. Muitas vezes, a energia cinética associada ao escoamento d'água a jusante dos vertedouros podem causar danos excessivos tanto na estrutura, quanto no leito do rio. Dessa forma, os dissipadores de energia são as estruturas hidráulicas destinadas a reduzirem a velocidade do escoamento e aumentar a resistência do solo a jusante.

3.1.1 Barragens

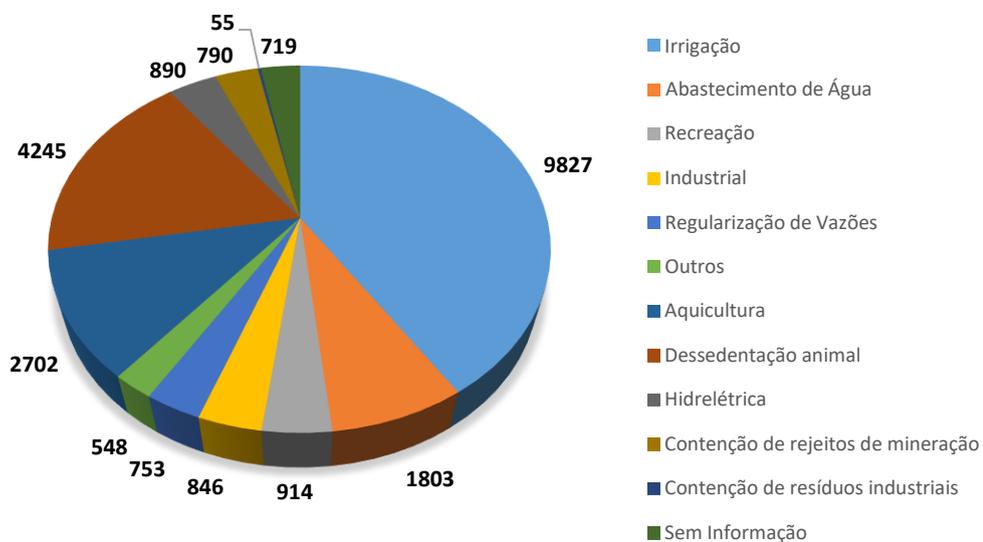
Barragens são estruturas dispostas em um curso d'água, permanente ou temporariamente, com o objetivo de contenção ou acumulação de água por meio da criação de uma barreira artificial. São estruturas que vêm beneficiando a sociedade há milhares de anos. Um dos registros mais antigos é de uma barragem de 12 metros de altura, construída no Egito, há aproximadamente 6,8 mil anos, e que acabou rompendo por transbordamento (MASSAD, 2010).

No Brasil, as barragens surgiram da necessidade de se usufruir dos diversos benefícios que a água pode oferecer à população brasileira. De acordo com o Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB, 2011), a mais antiga barragem que se tem registro no Brasil foi construída em Recife, PE, possivelmente no final do século XVI.

As barragens podem ser de diversos modelos, materiais, complexidades, dimensões e, também possuir diversas finalidades, como captação de água para abastecimento humano ou irrigação, geração de energia elétrica, controle de inundações, regularização de níveis para navegação, contenção de rejeitos de mineração, recreação, entre outros.

De acordo com o Relatório Anual de Segurança de Barragens (2018), atualmente no Brasil, a grande maioria das barragens estão ligadas ao setor agrícola, sendo irrigação (41%), dessedentação animal (17%) e aquicultura (11%) os usos preponderantes (Figura 1).

Figura 1: Distribuição das barragens em relação ao uso principal



Fonte: Adaptado de Relatório de Segurança de Barragens (2017)

Além de classificadas pelo seu uso, as barragens também são classificadas pelo seu material. Neste caso, os principais tipos existentes de barragens são de aterro, concreto-gravidade e de concreto em arco (CMDB, 2011).

3.1.1.1 Barragens de Aterro

As barragens de aterro podem ser divididas em barragens de terra e de enrocamento. As barragens de terra são constituídas de solos de granulometria fina e grossa e com baixa permeabilidade por meio da compactação do solo. Já as barragens de enrocamento são construídas com fragmentos de rocha e cascalho, compactadas em camadas, algumas delas possuem núcleo de argila, outras, face de concreto.

Segundo o Manual Sobre Pequenas Barragens de Terra (FAO, 2011), as barragens de aterro podem ser definidas simplesmente por estruturas compactadas que dependem exclusivamente de sua massa para resistir ao deslizamento e tombamento, e atualmente, é o tipo de barragem mais encontrada ao redor do mundo (Figura 2).

O autor ainda cita que as principais vantagens que podem ser atribuídas à construção de pequenas barragens de terra são:

- São utilizados materiais naturais locais.
- Os procedimentos do projeto são simples.
- São necessários pequenos ativos fixos tangíveis.
- Os requisitos para as fundações são menos exigentes do que para outro tipo de barragens. A base larga de uma barragem de terra distribui a carga nas fundações.
- Barragens de terra resistem ao assentamento e movimentos melhor do que estruturas mais rígidas e podem ser mais adequadas para áreas onde os movimentos do solo são comuns.

Em contrapartida, existem desvantagens, estas são:

- Uma barragem de terra é mais fácil de ser danificada ou destruída pela água corrente, passando sobre ou batendo contra ela. Assim, um descarregador/vertedor e proteção adequada a montante são essenciais para qualquer barragem.
- Projetar e construir descarregadores/vertedores adequados é normalmente a parte tecnicamente mais difícil de qualquer trabalho de construção de uma barragem.
- Qualquer local com má qualidade de descarga não deverá ser usado.

- Durante a construção, se não for adequadamente compactada, a barragem apresentará uma integridade estrutural fraca, apresentando pontos preferenciais de infiltração.
- As barragens de terra requerem manutenção contínua de forma a evitar erosão, crescimento de árvores, sedimentação, infiltração e danos provocados por insetos e animais.

Figura 2: Barragem de terra Euclides da Cunha (atual Caconde) (São Paulo)



(Fonte: FABIANI,2018)

3.1.1.2 Barragens de Concreto-Gravidade

Considerada a barragem mais segura dentre todos os tipos, as barragens de concreto-gravidade também utilizam seu próprio peso para resistir às forças causadas pela água represada. Os materiais mais utilizados em sua construção são concreto convencional, ciclópico e compactado, o que acaba tornando-as consideravelmente caras, em relação às barragens de aterro (Figura 3).

De forma a garantir sua estabilidade, é necessário a aplicação dos princípios da estática sobre os esforços atuantes e os esforços resistentes, de forma a garantir a estabilidade quanto ao deslizamento, tombamento e flutuação.

Figura 3: Usina Hidrelétrica Dona Francisca (Rio Grande do Sul)

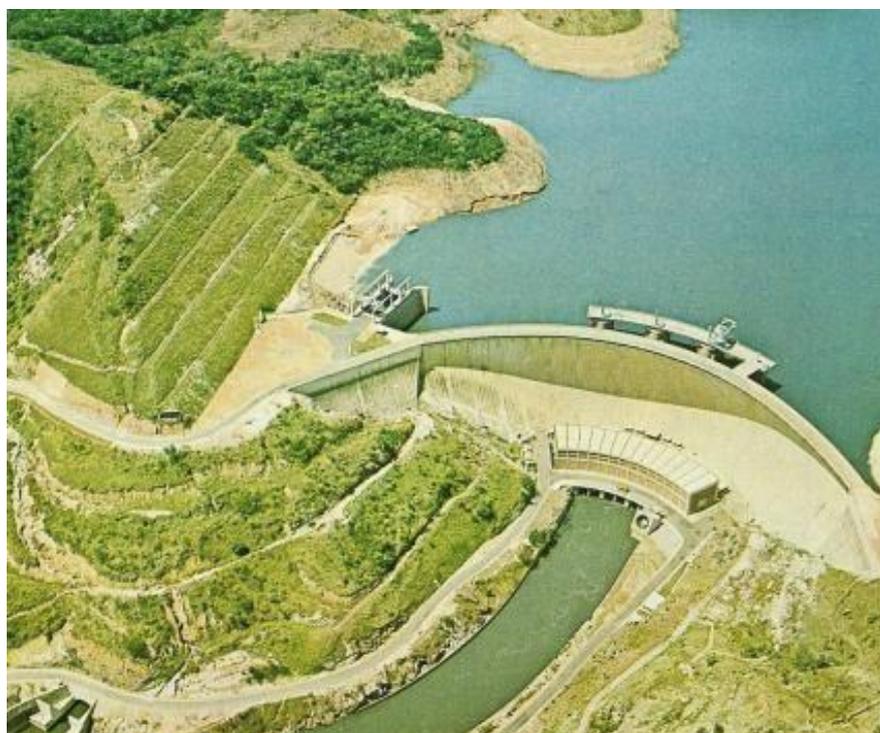


(Fonte: SCHNEIDER, 2011)

3.1.1.3 Barragens de Concreto em Arco

A estabilidade em uma barragem construída em forma de arco se dá pela combinação das ações da gravidade e do arco. São normalmente construídas em regiões com vales estreitos e profundos, assim, a barragem é “encaixada”, isso acaba fazendo com que sua altura acabe sendo relativamente grande (Figura 4).

Figura 4: Usina Hidrelétrica de Funil (Rio de Janeiro)



(Fonte: COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS, 1982)

3.2 ROMPIMENTO DE BARRAGENS

De acordo com o Manual de Segurança e Inspeção de Barragens (2002), uma barragem segura é classificada como uma estrutura cujo desempenho satisfaça as exigências de comportamento necessárias para evitar acidentes que se referem a aspectos estruturais, econômicos, ambientais e sociais.

Ainda que as tecnologias construtivas de barragens e seus respectivos estudos tenham tido uma crescente evolução nas últimas décadas, o risco de rompimento de uma barragem não é nulo, e mesmo que seja baixo, seu potencial destrutivo pode ser extremamente alto.

Segundo Viseu e Almeida (2011), a probabilidade de rompimento média de uma barragem corresponde ao valor de 10^{-4} , em outras palavras, pode-se assumir que a cada 10.000 grandes barragens existentes ao redor do mundo, uma sofrerá um acidente que poderá levar ao seu rompimento a cada ano.

3.2.1 Históricos de Rompimentos

De acordo com Jansen (1983), um dos primeiros registros de acidentes com barragens ocorreu há mais de 5000 anos, em Wadi el-Garawi no Egito, a cerca de 32 quilômetros ao sul da cidade do Cairo, quando imediatamente após sua construção, a barragem acabou sofrendo galgamento (comentado no item 3.2.2.1 a seguir) depois de ser atingida por uma cheia. Tudo indica que os projetistas não previram a necessidade de um vertedouro para liberar o fluxo gerado por períodos de grande precipitação.

No ano de 1959, o rompimento da Barragem Malpasset (França), foi ocasionado devido à uma patologia que consistia em surgências na ombreira direita, aproximadamente a 20m a jusante do maciço (Figura 5). Com o rompimento, uma onda de cheia avançou cerca de 11 quilômetros a jusante do barramento, o que acabou causando a morte de 421 pessoas (JANSEN, 1983).

Figura 5: Barragem de Malpasset (França) antes e após o rompimento



(Fonte: DUFFAUT, 2013)

Apenas um ano depois, a Barragem Orós, localizada no estado do Ceará (Brasil), rompeu após um evento de precipitação intensa de aproximadamente 635 mm em menos de uma semana, o que levou ao processo de galgamento da água sobre a crista da barragem, ainda em fase de construção (Figura 6).

Estima-se que o pico de vazão produzido pelo rompimento tenha alcançado 9.600 m³/s de água, esvaziando cerca de 90% do reservatório e provocando uma onda de cheia que avançou cerca de 75 quilômetros a jusante do barramento. Apesar de ter sido possível a retirada de grande parte da população a jusante da estrutura, foram registradas cerca de 1.000 mortes (JANSEN, 1983).

Figura 6: Barragem de Orós após o rompimento



(Fonte: PORTAL ORÓS, 2009)

Um dos maiores e mais conhecidos acidentes de ruptura de barragens ocorreu no ano de 1963, na Itália, quando a Barragem de Vajont rompeu após um deslizamento de grandes volumes de terra dentro do reservatório resultarem em uma onda de cheia que ultrapassou a crista da barragem em mais de 100 metros de altura. (Figura 7).

A causa desse evento se deu por meio de um terremoto que acabou gerando um deslizamento de aproximadamente 260 milhões de metros cúbicos no reservatório. O vale do Rio Vajont, local onde a barragem foi construída, frequentemente sofre com terremotos de baixa escala. Apesar disso tudo, a estrutura não colapsou estruturalmente, estando atualmente em pé e inativada. Conhecida por ser uma das maiores tragédias dos anos 60, acabou ocasionando na morte de aproximadamente 2.500 pessoas.

Figura 7: Barragem de Vajont durante o rompimento



(Fonte: ENVIRONMENT & SOCIETY PORTAL, 2011)

Foi na China que o maior desastre envolvendo barragens aconteceu, no ano de 1975, quando uma precipitação esperada para 365 dias aconteceu em apenas 24 horas.

A barragem de Banqiao, conhecida como “Barragem de Ferro”, apresentou rachaduras logo após sua construção, no ano de 1952, porém, reparações foram feitas. Mas em agosto de 1975, a precipitação extraordinária acabou elevando o nível do reservatório 2 metros acima do considerado seguro. As comportas de descarga, parcialmente obstruídas por sedimentos, não suportaram a descarga necessária para manter a integridade da estrutura.

O rompimento da barragem resultou na liberação de 500 milhões de metros cúbicos de água, esse volume de água avançou a milhares de quilômetros de distância e causou o rompimento em cadeia de mais de 60 barragens a jusante da estrutura (JANSEN, 1983). Estima-se que aproximadamente 170.000 pessoas tenham perdido a vida com esta tragédia (Figura 8).

Figura 8: Barragem de Banqiao após o rompimento



(Fonte: INTERNATIONAL RIVERS, 2013)

Apenas um ano depois, um dos acidentes mais comentados e estudados nos Estados Unidos aconteceu, quando a barragem de Teton (Figura 9), construída de terra e enrocamento, com 93 metros de altura e 940 metros de comprimento rompeu ainda em fase de construção, devido ao processo de erosão interna (comentado no item 3.2.2.2 a seguir).

Felizmente, o surgimento de surgências na ombreira direita da barragem alertaram as entidades competentes para que fosse possível retirar a população a jusante da estrutura. Mesmo assim, o rompimento da estrutura causou a morte de 11 pessoas em aproximadamente 4 horas.

Figura 9: Barragem de Teton durante o rompimento, em 1976



(Fonte: SYLVESTER, 2003)

Recentemente no Brasil, em 2015, um desastre envolvendo uma barragem de rejeitos alertou o país quanto à importância de estudos sobre a segurança de barragens. A barragem de Fundão, localizada no município de Mariana, Estado de Minas Gerais, rompeu, gerando um total de 43 milhões de metros cúbicos de rejeitos a jusante da estrutura, resultando num total de 19 mortes (Figura 10).

A lama percorreu um total de 663 quilômetros até chegar ao mar, no Espírito Santo. Além da perda de vidas humanas, houve também perdas na fauna, quando um total de 11 toneladas de peixes mortos foram retiradas ao longo do trecho afetado. Estima-se que os efeitos dos rejeitos no mar serão sentidos por, no mínimo, 100 anos.

Figura 10: Barragem de Fundão, em Mariana, após o rompimento



(Fonte: IBAMA, 2015)

Apenas 3 anos depois, Minas Gerais novamente se tornou alvo de um rompimento de barragem de rejeitos. Dessa vez, em Brumadinho, se presenciou aquilo que seria um dos maiores desastres ambientais da mineração do país (Figura 11). Embora as quantidades de rejeitos despejados pelo rompimento da barragem tenham sido inferiores em comparação com Mariana, os impactos sociais e ambientais foram tão grandes quanto.

Ao romper, a estrutura liberou um volume de rejeitos de aproximadamente 12 milhões de metros cúbicos com uma velocidade de 80 quilômetros por hora. Infelizmente, as sirenes que deveriam ser tocadas no momento da ruptura não funcionaram de maneira adequada, o que agravou os danos humanos, estimados em aproximadamente 250 mortes.

Figura 11: Momentos antes e depois do rompimento da Barragem em Brumadinho



(Fonte: JORNAL DA CIDADE, 2019)

Embora os danos humanos e ambientais resultantes da ruptura de barragens de grande porte possam ser irreparáveis, existem também, danos substanciais quanto ao rompimento de barragens de pequeno porte, das quais na sua grande maioria, são desconhecidas junto ao cadastro do SNISB. Dessa forma, se tornam estruturas sem fiscalização alguma quanto ao seus riscos e dano potencial associado.

Essas pequenas estruturas, na sua grande maioria, são destinadas para pequenos empreendedores agrícolas que desconhecem os danos potenciais que tais estruturas podem acabar oferecendo tanto em termos econômicos, sociais, ambientais ou ainda, perda de vidas humanas. Dessa forma, diversos acidentes envolvendo pequenas estruturas acabam causando estragos relativamente grandes para a população localizada ao redor dessas estruturas.

Foi o caso do rompimento da barragem do Açude do Garcia, localizado no município Barra do Ribeiro (Rio Grande do Sul). O rompimento, causado pelo alto volume de precipitação, que era cerca de 80% do esperado para o mês, invadiu as ruas afetando cerca de 160 famílias (Figura 12).

Figura 12: Alagamento causado pelo rompimento da Barragem do Açude do Garcia



(Fonte: G1, 2014)

O rompimento dessas pequenas estruturas é capaz de afetar centenas de famílias, causando traumas e perdas materiais. Em Porto Alegre, no bairro Sarandi, o rompimento da barragem do Arroio Feijó em agosto de 2013 inundou cerca de 700 casas das vilas Asa Branca, Elizabeth, Nova Brasília e União. Com o rompimento, os bombeiros precisaram utilizar botes para remover famílias das casas (Figura 13).

Figura 13: Alagamento causado pelo rompimento da barragem do Açude Feijó.



(Fonte: RÁDIO GAÚCHA, 2013)

3.2.2 Principais Causas

Mascarenhas (1990) divide as principais causas prováveis de uma ruptura em duas categorias, podendo ser causas materiais e/ou naturais ou ainda, causas induzidas pela ação humana.

Segundo Collischonn (1997), as barragens de terra e enrocamento tendem a ter causas de rompimento distintas daquelas construídas em concreto. Dentre as variadas causas que podem levar ao colapso de uma barragem. A seguir, aborda-se os aspectos gerais das principais causas observadas em acidentes envolvendo a ruptura de barragens.

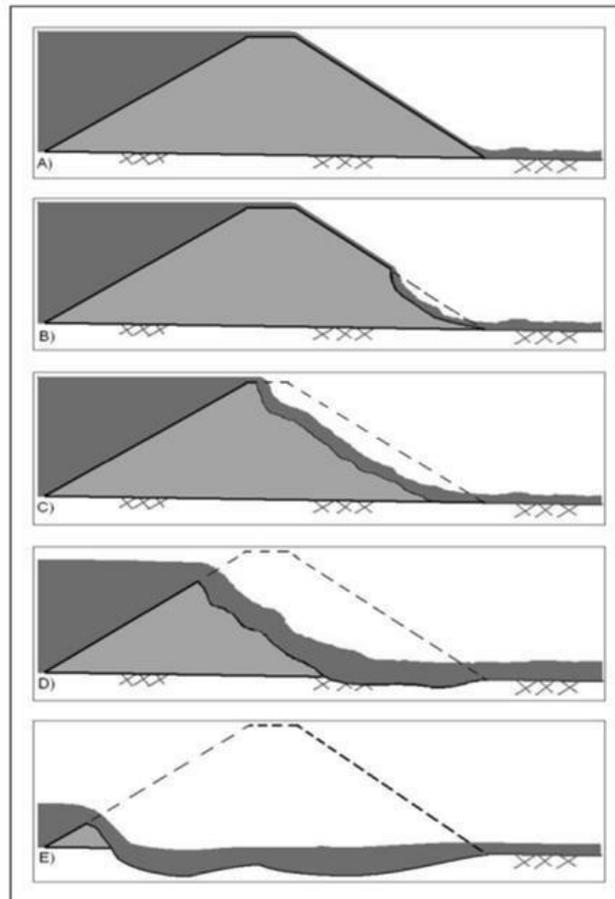
3.2.2.1. Galgamento

O galgamento (“overtopping” em inglês) pode ser definido como a passagem da água sobre a barragem, quando esta, não esteja projetada para verter água (FERLA, 2018). Segundo Collischonn (1997), este fenômeno pode ser causado principalmente por 3 fatores:

- Má operação do reservatório durante um evento de cheia, o que indica uma causa humana;
- Passagem de um evento de cheia extraordinária, da qual pode ser associada à uma possível falha de projeto. Neste caso, a operação do reservatório advinda de uma intervenção humana seria ineficaz;
- Formação de uma onda no reservatório, seja de origem sísmica ou de grande deslizamento de terra nas encostas.

O fenômeno de galgamento pode acarretar deslizamentos em barragens de gravidade e destruição parcial ou total no caso de barragens de terra ou de enrocamento, estas, mais suscetíveis a esse tipo de falha devido a presença de material constituinte solto (Mascarenhas, 1990). A Figura 14 ilustra a sequência de evolução do fenômeno de galgamento.

Figura 14: Exemplo de evolução do fenômeno de galgamento



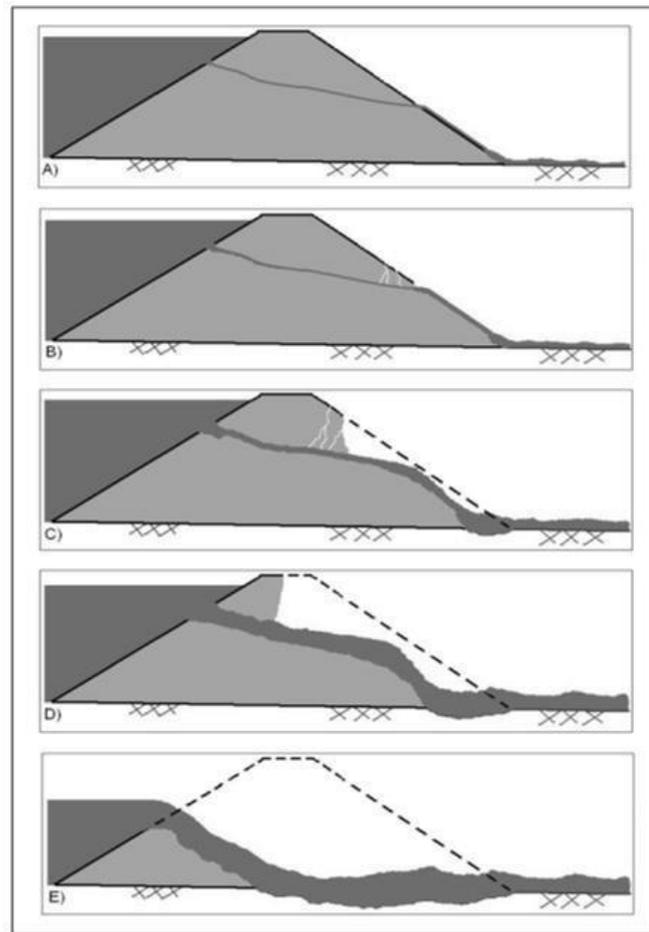
(Fonte: USACE, 2014)

3.2.2.2. Erosão Interna do Solo

Também conhecida como “*piping*”, em inglês, a erosão interna do solo é denominada como a passagem ou percolação da água através das paredes da barragem. O início desse fenômeno ocorre quando as forças de percolação da água se tornam superiores às forças resistentes do material que compõem a estrutura.

Segundo Collischonn (1997), a água que se movimentava através da barragem, pode resultar na formação de uma brecha, caso os volumes de água e material sólido superem os limites de segurança. Dessa forma, a brecha se inicia como um poro em um ponto qualquer da barragem, e na medida que a erosão aumenta, o poro cresce para todos os lados, até que ocorra o colapso da estrutura. A Figura 15 apresenta a sequência de evolução do fenômeno de erosão interna do solo.

Figura 15: Exemplo de evolução do fenômeno de erosão interna do solo



(Fonte: USACE, 2014)

Em estruturas menores, como pequenas barragens de terra, existem outras causas que podem acabar levando a sua ruptura, como tocas de animais, vegetação enraizada nos taludes, entupimento dos drenos, escorregamentos de terra no maciço, rompimento de barragens a montante (efeito cascata) e diversas outras ocorrências.

3.3 ESTRADAS VICINAIS

Estradas vicinais de terra, são aquelas que não possuem revestimento superficial de concreto ou asfalto, contudo, em alguns casos, podem apresentar revestimento granular (EATON *et al*, 1988).

O autor ainda cita que o gerenciamento que essas estradas recebem são dadas de forma muito distintas em relação a estradas pavimentadas, visto que há necessidade de manutenção de forma mais frequente e seu planejamento não passa de 1 a 2 anos.

A água acelera processos erosivos nessas estruturas e, nesse sentido, há a necessidade de implementar um sistema de drenagem eficiente para uma boa manutenção de uma estrada em boas condições de operação. Dessa forma, estruturas como bueiros, caixas coletoras, bocas de lobo, poços de visita, drenos, valetas, sarjetas, canaletas, descidas d'água e dissipadores se tornam opções para tal função (DER/SP, 2012a).

Os bueiros são dispositivos de drenagem de talvegues usados para a passagem de montante a jusante da estrada ou para dar passagem livre a drenagens naturais permanentes, como córregos, ou temporárias, como enxurradas. Podem ser construídos com tubos de concreto, alvenaria metálicos tratados, etc (SANTOS *et al.* 2019) (Figura 16).

Segundo DNIT (2006) os bueiros são obras cujo objetivo é permitir a passagem livre das águas que acorrem estradas e são compostas por bocas e corpo. O corpo é a parte situada sob os cortes e aterros, enquanto que as bocas são os dispositivos de admissão e lançamento a montante e jusante e, são compostas de soleira, muro de testa e alas.

Figura 16: Exemplo de bueiro simples circular.



(Fonte: ROCHA, 2013)

A falta de manutenção dessas estruturas pode gerar o assoreamento parcial ou entupimento total dos bueiros, interrompendo um curso natural de água.

A partir desse momento, a vazão excedente acerca da capacidade de condução do bueiro passa a ser distribuída a montante da estrutura. Em um cenário de precipitação intensa, essa vazão excedente irá ser barrada de forma que seja criado um reservatório a montante da estrutura. Dessa forma, a estrutura passará a trabalhar de forma análoga a uma barragem.

Uma vez que uma estrada não foi dimensionada para suportar a pressão da água ou ainda para vertê-la, o rompimento dessa estrutura acaba se tornando inevitável. Em vista disso, as consequências dessa ruptura podem ser comparadas às consequências do rompimento de uma pequena barragem.

Embora sejam consequência de menor magnitude, se comparada com uma estrutura de grande porte, podem, mesmo assim, oferecer perigo para estruturas, animais ou pessoas situadas no vale a jusante.

3.4 LEGISLAÇÃO

De acordo com o último Relatório de Segurança de Barragens (RSB 2019), existem no Brasil 19.388 barragens cadastradas no SNISB, onde 8.559 (44%) possuem informação de altura, 15.821 (82%) informações de volume, e 8.763 (45%) algum tipo de ato de autorização (outorga, concessão, licença, etc). Contudo, 61% das barragens não possuem informações suficientes sequer para se avaliar se estão submetidas, ou não, à PNSB.

De acordo com a Lei nº 12.334/2010, para uma barragem ser submetida à PNSB, é necessário satisfazer pelo menos uma destas características:

- Altura do maciço, medida do encontro do pé do talude de jusante com o nível do solo até a crista de coroamento do barramento, maior ou igual a 15 m;
- Capacidade total do reservatório maior ou igual a 3.000.000 m³;
- Reservatório que contenha resíduos perigosos conforme normas técnicas aplicáveis;
- Categoria de dano potencial associado, médio ou alto, em termos econômicos, sociais, ambientais ou de perda de vidas humanas;
- Categoria de risco alto, a critério do órgão fiscalizador.

As barragens que não atenderem nenhum desses critérios, não são submetidas à PNSB, mas, mesmo assim, seus empreendedores devem garantir sua segurança.

A partir disso, a Lei nº 12.334/2010, estipula, como um dos seus instrumentos, a elaboração do PSB, que em determinados casos, deve constar também, o PAE, um documento formal, que tem por objetivo o detalhamento e sequenciamento das ações a serem executadas pelos empreendedores e organismos competentes no caso de uma eventual ruptura da barragem. O desenvolvimento do PAE consiste no desenvolvimento de estudos voltados a gestão da emergência, contendo:

- Plano de Execução;

- Plano de Gerenciamento de Emergência;
- Plano de Gerenciamento de Crise;
- Planos de Treinamentos e a realização de treinamentos propriamente ditos.

Além disso, para avaliar os danos no vale a jusante, é necessário determinar as zonas que irão ser inundadas pela cheia provocada pela ruptura da barragem, afetando a população, instalações, infraestruturas e ambiente situados ao redor do empreendimento. Em geral, o estudo do mapa de inundação é realizado a partir de simulações computacionais de ruptura de barragens, através de modelagens hidráulicas e hidrodinâmicas, em diferentes casos.

Em setembro de 2020, foi sancionada a Lei 14.066 que altera algumas regras sobre a lei descrita anteriormente. Na nova lei, a construção de barragens de rejeito através do método de montante passou a ser proibida e a lei prevê multas entre R\$2 mil até R\$ 1 bilhão de reais para as empresas que descumprirem as normas de segurança.

O método de construção a montante, agora proibido, foi aquele utilizado nas barragens de Mariana e Brumadinho, em Minas Gerais, que romperam nos anos de 2015 e 2019, respectivamente, matando no total mais de 250 pessoas e causando um enorme dano ambiental nas áreas afetadas.

Outra obrigação prevista na lei, está na exigência de notificar imediatamente o órgão fiscalizador, o órgão ambiental e o órgão de defesa civil sobre qualquer alteração das condições de segurança da barragem que possa implicar acidente ou desastre.

A lei também torna obrigatória a elaboração de PAE pelos responsáveis por barragens de rejeitos de mineração. O PAE deverá ser apresentado à população local antes do início do primeiro enchimento do reservatório da barragem (CÂMARA DOS DEPUTADOS, 2020).

Entretanto, para uma barragem ser submetida ao PAE, é necessário que esteja cadastrada no SNISB e, geralmente, são conduzidos estudos apenas em barragens de grande porte. Essa narrativa se torna um problema no Brasil, visto que existem diversas barragens de pequeno porte, muitas destas usadas para fins agrícolas, que não estão cadastradas no SNISB. Além disso, inexistem dados para a realização de estudos de ruptura de barragem nessas estruturas.

Ao se tratar de estradas vicinais, a realidade é ainda mais imprudente, uma vez que não há obrigatoriedade por lei de se avaliar sua potencial ruptura e, há descaso acerca da sua manutenção e das estruturas hidráulicas ali presentes.

3.5 MODELOS HIDRODINÂMICOS

Uma das principais etapas dos estudos de ruptura de barragens está atrelada ao uso de modelos hidráulicos e hidrodinâmicos para a simulação da ruptura de barragens, onde é possível estimar desde a formação e evolução da brecha até a propagação da onda de cheia, gerada pela ruptura da estrutura.

Existem diversos modelos usados atualmente para tais estudos, destacam-se alguns *softwares* como os modelos HEC-RAS (USACE, 1995), DAMBRK (FREAD, 1991), FLDWAV (FREAD E LEWIS, 1998) e LISFLOOD (BATES E DE ROO, 2000) (FERLA, 2008).

Todos os modelos citados acima realizam modelagem hidráulica e hidrodinâmica através das equações de Saint-Venant, constituídas pela Equação da Conservação de Massa e Equação da Conservação da Quantidade de Movimento.

Lauriano (2009) comparou resultados para o estudo de ruptura da Barragem de Funil, utilizando o HEC-RAS e o FLDWAV. Ambos *softwares* fazem uso da mesma base teórica e das mesmas técnicas numéricas, mesmo assim, com pouca diferença no que tange a modelagem hidrodinâmica, observaram-se resultados divergentes, especialmente no que diz respeito às profundidades obtidas no vale a jusante.

No estudo referido, o autor cita algumas vantagens do modelo HEC-RAS, uma vez que neste modelo, é possível entrar com dados detalhados das seções transversais da estrutura a ser estudada. Segundo o autor, o HEC-RAS detalha toda a calha do rio a partir de pares de pontos com elevação versus a distância transversal, já o FLDWAV, representa a seção transversal de forma mais simplificada.

Além disso, o HEC-RAS por ser um *software* de uso livre, possui uma extensa quantidade de material disponibilizado no que tange o seu entendimento e funcionamento, possui uma interface visual e gráfica apropriada e permite o acoplamento de *softwares* de geoprocessamento, sendo assim a ferramenta mais completa e apropriada para estudos de rompimentos de barragens (FERLA, 2018).

3.5.1 HEC-RAS

O HEC-RAS (*Hydrologic Engineering Center – River Analysis System*) foi desenvolvido pelo *Hydrologic Engineering Center* do *U. S. Army Corps of Engineers* (USACE, 1995a), dos Estados Unidos, no ano de 1995. Desde então, vem sendo um dos *softwares* mais utilizados no meio científico, em estudos de rompimentos de barragens.

A modelagem empregada se dá a partir das equações de Saint-Venant, das quais representam a Equação da Conservação de Massa e da Conservação da Quantidade de Movimento, apresentadas nas equações abaixo.

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gAS_0 - gAS_f \quad (2)$$

Onde Q é a vazão (m³/s); t é o tempo (s); A é a área da seção (m²); x é a distância ao longo do rio no sentido longitudinal (m); y é a profundidade do escoamento (m) S₀ é a declividade do fundo do rio (m/m); S_f é a declividade da linha de energia (m/m); e g é a aceleração da gravidade (m³/s).

Algumas simplificações são adotadas ao utilizar as equações acima, dentre elas a de que o fluido é incompressível e homogêneo (massa específica constante), perda de carga estimada pela equação de Manning, distribuição hidrostática de pressões, perfil de velocidade uniforme na seção transversal do rio e declividade do fundo do canal pequena.

Ao usar as equações de Saint-Venant, o HEC-RAS é chamado de modelo hidrodinâmico. Visto que uma solução analítica não é viável por meio das equações citadas, acaba sendo necessária a utilização de métodos numéricos para a obtenção de aproximações confiáveis dos resultados. No caso da solução unidimensional do HEC-RAS, é utilizado o método das diferenças finitas na solução interna do modelo (USACE, 2019).

Em simulações bidimensionais, as equações são obtidas a partir da integração vertical das equações tridimensionais (X, Y e Z), resultando em equações definidas ao longo de duas variáveis espaciais (X e Y), considerando no eixo Z velocidades médias (COLFERAI, 2018).

Vale ressaltar, que em estudos de *Dam Break*, o HEC-RAS não está limitado apenas em propagar hidrogramas de ruptura a jusante, é possível também analisar a formação da brecha e o desenvolvimento do hidrograma de ruptura, de acordo com o que o usuário informa ao *software*.

Em tais estudos, além de inserir as estruturas hidráulicas envolvidas, é necessário informar um plano de ruptura, contendo informações sobre a abertura da brecha hipotética, sendo estas:

- Altura e largura da brecha;
- Elevação da base da brecha;

- Declividades esquerda e direita da brecha;
- Tipo de ruptura (Galgamento ou *Piping*);
- Tempo de formação da brecha;

Outra forma de definir o plano de ruptura, é informando valores acerca do barramento e do reservatório, assim o HEC-RAS calcula os parâmetros do plano de ruptura através de equações empíricas disponíveis no *software*, tais informações envolvem:

- Elevação da crista do barramento;
- Elevação da base da brecha;
- Elevação do reservatório durante a ruptura;
- Volume do reservatório correspondente a elevação da ruptura;
- Tipo de ruptura;
- Largura e tipo de material da barragem;
- Declividades esquerda e direita da barragem;

3.6 MODELO DIGITAL DE TERRENO

Modelos matemáticos são capazes de representar a superfície terrestre a partir do georreferenciamento de um conjunto de pontos com coordenadas (X, Y, Z) conhecidas em um determinado sistema de referência. Entretanto, são diversas as denominações para definir esses modelos, tais como: Modelo Digital de Elevação (MDE), Modelo Numérico do Terreno (MNT), Modelo Digital de Terreno (MDT) e Modelo Digital de Superfície (MDS). Existe muita confusão entre estes termos, uma vez que não há uma definição exata sobre cada um deles na literatura (EGG, 2012).

Entretanto, o MDT se diferencia do MDS por representar somente a altimetria do terreno, enquanto que o MDS apresenta informações acerca dos obstáculos presentes na superfície, tais como edificações e vegetação.

A qualidade de um MDT varia de acordo com a forma da qual se levantou os dados, dependendo do modo de aquisição, seu tratamento e da região de interesse (FRASER & RAVANBAKSH, 2011).

Com o avanço da tecnologia, hoje é possível obter modelos com resoluções na ordem de centímetros, através de levantamento aerofotogramétrico com drone, por exemplo. Porém, tais levantamentos se tornam inviáveis para áreas de grandes proporções. Ainda assim,

atualmente é possível obter MDTs com alta resolução, uma realidade muito diferente de décadas atrás.

Em estudos de ruptura hipotética de barragens, surgem inúmeras incertezas inerentes ao seu desenvolvimento. Uma das principais é a topografia utilizada a jusante da estrutura a ser estudada, se tratando de simulações em cenário unidimensional, bidimensional e tridimensional (MATOS & RESENDE, 2019). Os autores compararam a influência da mudança da topografia para o estudo de ruptura hipotético da barragem da Pampulha, Minas Gerais. Ao utilizar 4 bases topográficas, sendo uma, de alta resolução e três bases adquiridas por meio de fontes gratuitas, concluiu-se que o MDT de alta resolução apresentou as menores manchas de inundação, indicando consideráveis variações em relação aos demais MDTs.

3.7 ESTUDOS DE ROMPIMENTO DE BARRAGENS

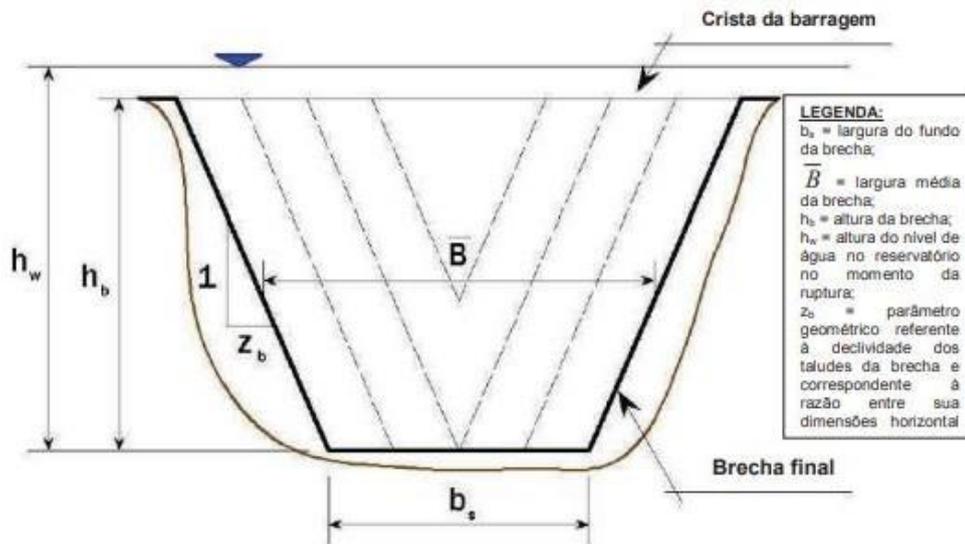
Estudos de rompimento hipotético de barragens são regidos por equações empíricas, das quais podem ser divididas em dois grupos, sendo estes, equações para determinar parâmetros acerca da formação da brecha de ruptura e equações para determinar o hidrograma de ruptura.

3.7.1 Formação da Brecha

A erosão causada em cenários de ruptura de barragens de terra por galgamento, faz com que uma brecha se forme de forma regressiva na estrutura. Em casos em que há infiltração e entupimento do sistema de drenagem interno de uma barragem, causa a geração de brechas que se inicia, como pontos poros e crescem a partir do ponto de surgimento (*piping*) (LAURIANO, 2009).

Os parâmetros da brecha possuem relação direta com o tempo de pico do hidrograma e, são preponderantes em estudos de ruptura de barragens. Segundo Lauriano (2009) prever se a ruptura de uma barragem de terra se dará por galgamento ou por *piping* é difícil. Em rupturas de terra ou enrocamento, a forma mais frequente de abertura de brecha é a trapezoidal (FROEHLICH E TUFAIL, 2004). A Figura 17 apresenta o processo de formação da brecha e suas variáveis envolvidas.

Figura 17: Vista frontal do processo de abertura de uma brecha.



(Fonte: LAURIANO,2009)

Diferentes autores propuseram através de casos históricos ou por princípios hidráulicos e do transporte de sedimentos intervalos para o comprimento da brecha, para a declividade dos taludes e para o tempo de abertura da brecha de acordo com o tipo de barragem. Para barragens de terra ou enrocamento, sugeriu-se os seguintes valores (Tabela 1).

Tabela 1: Intervalos de características da brecha propostos por diversos autores.

Tipo de Barragem	Comprimento da Brecha	Declividade dos Taludes da Brecha	Tempo de Ruptura (horas)	Referência
	$(0,5 \text{ a } 0,3) \times H$	Entre 0 e 1	0,5 a 4,0	USACE (1980)
Terra /	$(1,0 \text{ a } 5,0) \times H$	Entre 0 e 1	0,1 a 1,0	FERC (1988)
Enrocamento	$(2,0 \text{ a } 5,0) \times H$	Entre 0 e 1	0,1 a 1,0	Fread (2006)
	$(2,0 \text{ a } 4,0) \times H$	Entre 0,25 e 1	0,1 a 1,0	ELETRORÁS (2003)

Onde H é a altura da barragem (m).

(Fonte: Adaptado de Faria ,2019)

Além de intervalos de valores possíveis para as características da brecha, equações empíricas foram criadas por diversos autores, onde se relacionam valores de largura da brecha em função da altura da barragem, da altura da lâmina d'água, do volume do reservatório no momento da ruptura e da altura final da brecha (Tabela 2).

Tabela 2: Equações empíricas para características da brecha.

Largura da Brecha (m)	Referência
$0,5 H \leq \bar{B} \leq 3 H$	Johnson and Illes (1976)
$2 H \leq \bar{B} \leq H$	Singh and Snorrason (1982,1984)
$\bar{B} = 2,5 h_a + C_b$	Von Thun and Gillette (1990)
$\bar{B} = 0,1803 k_0 V_r^{0,32} h_b^{0,19}$	Froehlich (1995a)
$\bar{B} = 0,27 k_0 V_r^{0,32} h_b^{0,04}$	Froehlich (2008)
$\bar{B} = 3 h_a$	Bureau of Reclamation (1988)

Onde \bar{B} é a largura média da brecha (m); h_a é a altura da água acima da base da brecha (m); C_b é um coeficiente em função do tamanho do reservatório; k_0 é um coeficiente (1,4 para galgamento e 1,0 para piping); V_r é o volume do reservatório no momento da ruptura (m^3) e h_b é a altura final da brecha (m).

(Fonte: Adaptado de USACE, 2014 e WAHL, 2004)

Em termos de tempo de formação da brecha, os autores geraram equações empíricas em função do volume de água passante pela brecha, do volume erodido, o volume do reservatório no momento da ruptura, da altura da lâmina d'água e da altura final da brecha (Tabela 3).

Tabela 3: Equações empíricas para tempo de formação da brecha.

Tempo de Formação da Brecha (horas)	Referência
$V_e = 0,0261 (V_s h_a)^{0,769}$ $t_f = 0,0179 (V_e)^{0,364}$	MacDonald and Langridge-Monopolis (1984)
$t_f = 0,02 h_a + 0,25 *$	Von Thun and Gillette (1990)
$t_f = 0,00254 (V_r^{0,53} h_b^{-0,90})$	Froehlich (1995a)
$t_f = 63,2 \sqrt{\frac{V_r}{g h_b^2}}$	Froehlich (2008)
$t_f = 0,011 B_b$	Bureau of Reclamation (1988)

Onde V_e é o volume erodido (m^3); V_s é o volume de água que passa pela brecha (m^3); t_f é o tempo de formação da brecha (horas); g é a aceleração da gravidade ($9,81 m^3/s$).

*(barragem resistente a erosão).

(Fonte: Adaptado de USACE, 2014 e WAHL, 2004)

3.7.2 Hidrogramas de Ruptura

Para que seja possível simular o evento de ruptura de uma barragem e, posteriormente, elaborar o mapa de inundação a jusante, é necessário determinar o hidrograma causado pela ruptura da estrutura. Para isso, alguns autores propuseram alguns métodos para a determinação dos hidrogramas em função da vazão de pico, do tempo de formação da brecha e do volume do reservatório.

Esses métodos estão baseados em equações empíricas que relacionam a máxima vazão com características da barragem, do reservatório e da brecha de abertura (Tabela 4).

Tabela 4: Equações empíricas para determinação da vazão de pico.

Vazão de Pico (m ³ /s)	Referência
$Q_p = 7,683 (H)^{1,909}$	Lou (1981) <i>apud</i> Mascarenhas (1990)
$Q_p = 1,205 (H V_r)^{0,48}$	Hagen (1982)
$Q_p = \frac{8}{27} B_d \sqrt{g} Y_{médio}^{3/2}$	Saint-Venant (-) <i>apud</i> USACE (1997)
$Q_p = \frac{8}{27} \left(\frac{B_d}{B_b}\right)^{1/2} B_b \sqrt{g} Y_{médio}^{3/2}$	Schoklistch (1917) <i>apud</i> ICOLD (1998)
$Q_p = 19 (H)^{1,85}$	USBR (1982) <i>apud</i> USBR (1987)
$Q_p = 1,7 B_d H^{3/2}$	Singh (1996)
$Q_p = 1,7 B_b \left[\frac{1,94 A_s}{B_b} + \left[\frac{1,94 A_s}{(B_b \sqrt{H})} \right]^3 \right]$	Wetmore e Fread (1981) <i>apud</i> French (1985)

Onde Q_p é a descarga máxima da barragem em ruptura (m³/s); A_s é a área do reservatório para o NA máximo (m²); B_d é a largura da barragem (m); $Y_{médio}$ é a profundidade média no reservatório no instante da ruptura (m).

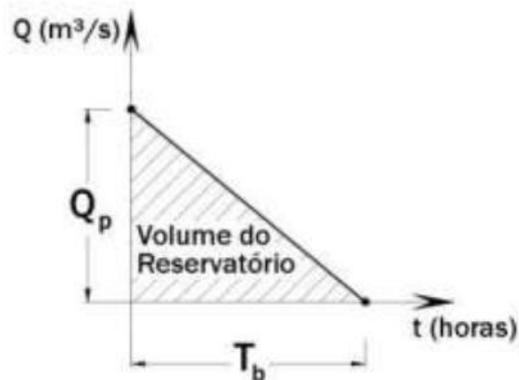
(Fonte: Adaptado de LAURIANO, 2009)

As equações empíricas citadas são baseadas em estimativas do que pode ocorrer em um cenário de ruptura real de barragem. Contudo, a escolha da equação para a estimativa da vazão de pico deve ser baseada tanto na natureza do problema em estudo, como também no critério de segurança adotado. (MASCARENHAS,1990).

Com os parâmetros de formação da brecha e a vazão de pico definidos, é possível determinar o hidrograma de ruptura hipotético através de diferentes métodos, dentre os

principais, estão os métodos propostos por Mascarenhas (1990), onde o primeiro deles, o Hidrograma Simplificado e, é possível ser obtido através da vazão de pico (Q_p), do tempo de esvaziamento (T_b) e do volume do reservatório. É possível neste caso, adequar-se o caso de ruptura instantânea, possuindo uma forma triangular, sendo que a área do hidrograma deve-se igualar ao volume total do reservatório (Figura 18).

Figura 18: Ilustração do Hidrograma Simplificado



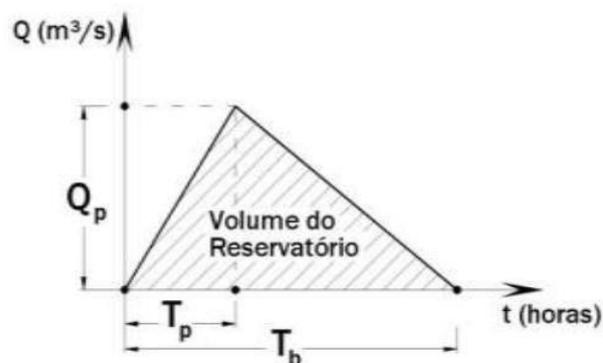
(Fonte: BRASIL, 2005)

$$t_b = \frac{2V_r}{Q_p} \quad (3)$$

Onde t_b é o tempo de base.

Também proposto por Mascarenhas (1990), o Hidrograma de Ruptura Gradual Linear (Figura 19) permite a representação do tempo de formação da brecha em função do tempo de pico (T_p). Mais adequado para casos de ruptura não instantânea, apresenta duas equações de reta, uma ascendente até o tempo de pico e outra descendente após a mesma.

Figura 19: Ilustração do Hidrograma de Ruptura Gradual Linear



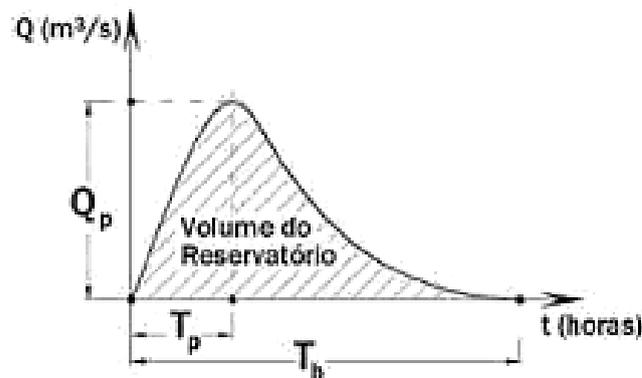
(Fonte: BRASIL, 2005)

$$Q(t) = \begin{cases} Q_p \left(\frac{t}{t_p}\right), & 0 \leq t \leq t_p \\ Q_p - Q_p \left(\frac{t-t_p}{t_b-t_p}\right), & t > t_p \end{cases} \quad (4)$$

Onde: t_p é o tempo de pico (s);

Proposto por Barfield et al. (1981), o Hidrograma com Decaimento Parabólico (Figura 20) é considerado o mais condizente com casos já ocorridos em barragens de terra, quando os trechos de descida buscam representar uma queda em formato exponencial. Neste tipo de hidrograma, há um coeficiente “k” do qual deve ser calibrado de forma que o volume do hidrograma de ruptura seja igual ao volume do reservatório, normalmente, este coeficiente assume valores entre 0,01 e 0,5.

Figura 20: Ilustração do Hidrograma com Decaimento Parabólico



(Fonte: BRASIL, 2005)

$$Q(t) = Q_p \left[\left(\frac{t}{t_p}\right) e^{\left(1-\frac{t}{t_p}\right)k} \right] \quad (5)$$

Onde k é coeficiente de calibração.

Lauriano (2009) afirma que o hidrograma com decaimento parabólico representa um tempo de esvaziamento do reservatório de forma mais gradual em comparação com o hidrograma triangular simplificado, isso indica uma melhor caracterização do esvaziamento do reservatório. Entretanto, na determinação do hidrograma de ruptura, deve-se considerar que existem incertezas quanto às variáveis envolvidas no processo de formação da brecha.

Embora essas metodologias de obtenção do hidrograma de ruptura sejam amplamente difundidas e consolidadas em estudos de rompimento de barragens, o evento estudado no presente trabalho possui informações das quais normalmente não estão dispostas em tais

estudos, como por exemplo, o hidrograma de ruptura real do evento, medido de forma contínua em um intervalo de tempo de 5 minutos.

3.8 ÍNDICE DE PERIGO

Com o desenvolvimento e crescimento da sociedade, a atividade humana em áreas inundáveis acaba se tornando inevitável. Segundo o EM-DAT, uma base de dados de desastres naturais mundial, a inundação é o desastre hidrológico mais frequente no mundo. Segundo Kobiyama *et al.* (2006) perigo é um fenômeno natural que pode oferecer danos nas áreas sob impacto. Inundações e deslizamentos são causadores de perigos naturais (*natural hazards*) e são capazes de colocar em risco diferentes indivíduos e classes sociais (GOERL *et al.*, 2012).

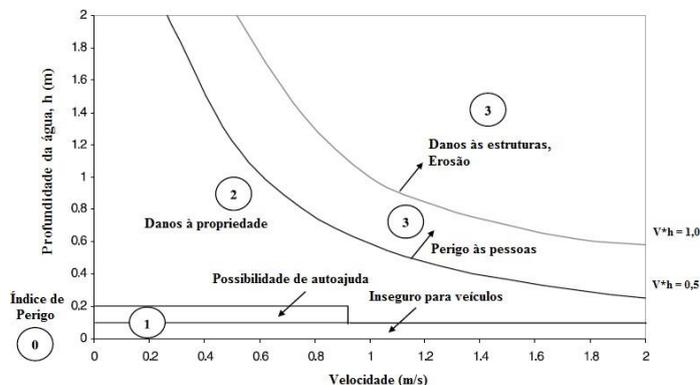
Segundo Stephenson (2002), diversos estudos aplicam a metodologia de índice de perigo composta pelo produto da altura da água pela velocidade do escoamento como uma forma mais representativa para identificar o grau de perigo gerado por uma cheia.

$$IP = h * v \quad (6)$$

Onde h é a profundidade da água (m); v é a velocidade do escoamento (m/s) e IP é o índice de perigo (m^2/s).

Tais situações podem ser ainda mais agravadas quando há intervenção do homem na condição natural de um rio, como por exemplo na construção de barragens. Eventos de ruptura de barragens proporcionam um cenário caótico no que tange situações de perigo, uma vez que a elevação abrupta do nível d'água e o pico de vazão gerada pelo seu rompimento colocam em perigo estruturas, animais e pessoas localizadas no vale a jusante. A Figura 21 apresenta o diagrama do Índice de Perigo proposto por Stephenson (2002).

Figura 21: Situações de risco em função das profundidades e velocidade do escoamento.



(Fonte: Adaptado de STEPHENSON, 2002)

Estudos posteriores coordenados por RESCDAM (1999) e Synalven et. al (2000) confirmaram através de simulações com pessoas fazendo uso de modelos físicos, valores que categorizam o nível de perigo para pessoas e edificações .

RESCDAM (1999) classifica os danos sofridos entre pequenos, parciais e importantes, relacionando-os com o risco de vida, como sendo, reduzido, médio e importante, respectivamente. A Tabela 5 apresenta os valores de IP categorizados entre pessoas, automóveis e estruturas.

Tabela 5: Classe de danos e risco de vida para diferentes categorias.

Classe de Danos	Pequenos Danos	Danos Parciais	Danos Importantes
Risco de Vida	Reduzido	Médio	Importante
Crianças	< 0,1	0,1 – 0,24	> 0,25
Adultos	< 0,3	0,3 – 0,7	> 0,7
Automóveis	< 0,9	0,9 – 1,5	> 1,5
Casas "fracas"	< 1,3	1,3 – 2,5	> 2,5
Casas bem construídas (madeira)	< 2,0	2,0 – 5,0	> 5,0
Casas de tijolo	< 3,0	3,0 – 7,0	> 7,0

Fonte: Adaptado de RESCDAM (1999)

Synalven *et. al* (2000) classifica as consequências sofridas por pessoas e estruturas de pequeno e grande porte (Tabela 6).

Tabela 6: Consequências em função do índice de perigo para diferentes categorias.

IP (m²/s)	Consequências
< 0,5	Crianças e deficientes são arrastados
0,5 – 1,0	Adultos são arrastados
1,0 – 3,0	Danos de submersão em edifícios e estruturais em casa pouco resistente
3,0 – 7,0	Danos estruturais em edifícios e possível colapso
> 7,0	Colapso de alguns edifícios

Fonte: Adaptado de SYNALVEN et. al (2000)

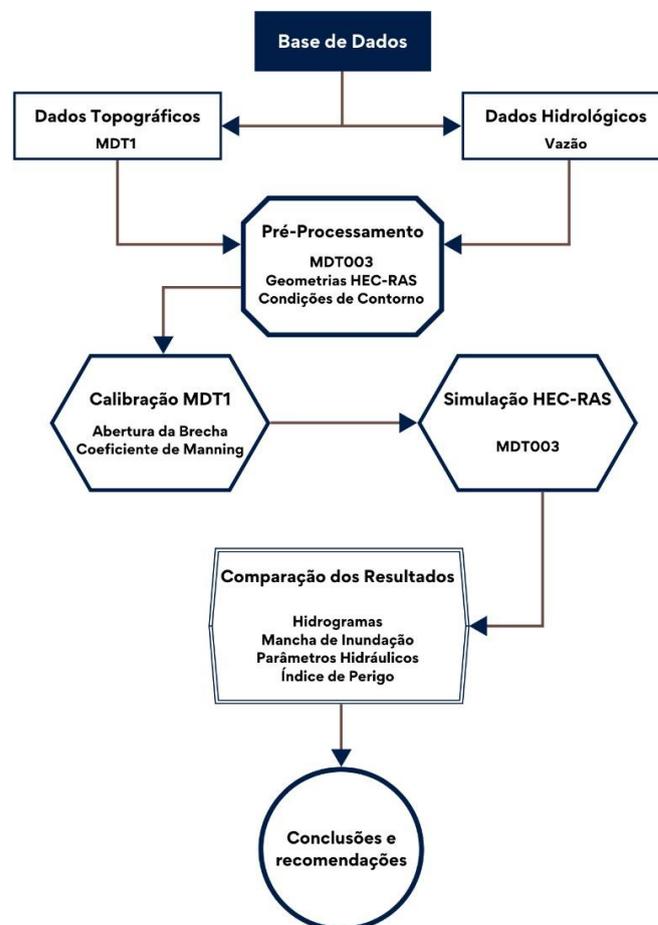
Dessa forma, os índices de perigo calculados no presente trabalho serão analisados e discutidos com base nos valores apresentados nas Tabela 5 e 6 mostradas acima.

4. MATERIAIS E MÉTODOS

O presente trabalho irá conduzir duas simulações hidrodinâmicas da ruptura de uma pequena estrutura de terra, fazendo uso de duas bases topográficas com diferentes resoluções espaciais. A topografia utilizada na calibração foi dada pelo MDT com resolução de 1 metro e, com a calibração concluída, todos parâmetros e condições do modelo, com exceção da topografia, foram fixados para aplicação do modelo com o MDT com resolução de 3 centímetros. Dessa forma foi possível analisar a influência que a resolução espacial exerce na simulação hidrodinâmica bidimensional conduzida através do HEC-RAS.

Além disso, se comparou resultados de mancha de inundação, parâmetros hidráulicos e Índice de Perigo para as diferentes bases topográficas e se discutiu sobre a necessidade de se realizar estudos de ruptura de barragens em pequenas estruturas. A Figura 22 apresenta o fluxograma geral da metodologia aplicada.

Figura 22: Fluxograma seguido na metodologia do trabalho.

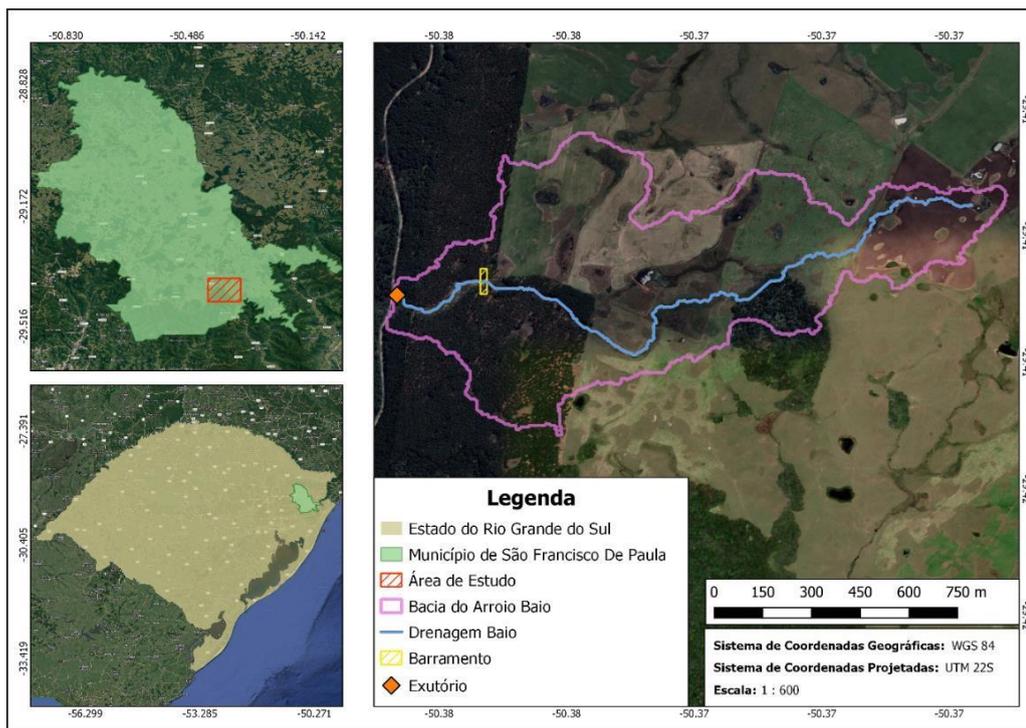


(Fonte: Própria do Autor)

4.1 ÁREA DE ESTUDO

Localizada no interior do município de São Francisco de Paula (Rio Grande do Sul), a bacia do Arroio Baio possui uma área de aproximadamente 0,94 km² (Figura 23).

Figura 23: Localização da área de estudo



(Fonte: Própria do Autor)

A bacia do Arroio Baio é monitorada pelo Grupo de Pesquisas em Desastres Naturais (GPDEN), do Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS).

No exutório da bacia do Arroio Baio, o monitoramento hidrológico contínuo permitiu o registro de todo o evento de ruptura da estrutura em questão, através do uso de uma calha Parshall (Figura 24), estrutura utilizada regularmente para a medição de vazão em canais naturais. Para determinar a vazão que passa na estrutura, utiliza-se uma equação em função do nível d'água medido na calha, sendo esta:

$$Q = \alpha \cdot H_0^n \quad (6)$$

Onde Q é a vazão em (m³/s); H_0 é a altura do nível de água em (m), e α e n são coeficientes tabelados que variam em função das dimensões da calha, sendo estes, 0,69 e 1,522, respectivamente, para calhas de 1'.

Figura 24: Calha Parshall localizada no exutório do presente estudo.



(Fonte: GPDEN – IPH, 2020)

Para auxiliar na medição e digitalização dos níveis medidos, está instalada no local um sensor de nível com capacidade de 0 a 10 MCA, da marca SOLAR (Figura 25), capaz de registrar os níveis medidos em um intervalo de tempo de 5 minutos.

Figura 25: Sensor de nível instalada na calha Parshall.



(Fonte: GPDEN – IPH, 2020)

O trecho de estudo está compreendido entre o exutório e o barramento e, possui aproximadamente 350 metros de comprimento. Dessa forma, foi possível realizar observações ao longo de todo o trecho, verificando informações acerca das superfícies presentes no local, da vegetação, profundidade da água em diferentes pontos e elevações da planície de inundação (Figura 26).

Figura 26: Imagens do trecho de estudo.



(Fonte: GPDEN – IPH, 2020)

4.2 DESCRIÇÃO DO EVENTO

O evento de ruptura a ser estudado ocorreu no dia 07/07/2020, em uma estrada vicinal que cruza o Arroio Baio através de um aterramento de aproximadamente 2 metros de altura, responsável por elevar a estrada e, constituindo-se por 2 bueiros circulares, responsáveis por conduzir a vazão a jusante da estrutura. Após um elevado período chuvoso, se levantou a hipótese de que os bueiros não foram capazes de conduzir a alta vazão gerada, causando a obstrução do sistema de drenagem da estrutura. Com isso, o nível de água a montante da estrutura se elevou o suficiente para a criação de um reservatório que por sua vez gerou o processo de ruptura da estrutura (Figura 27). Há incerteza em relação a causa da ruptura,

entretanto, o galgamento se torna plausível ao passo que é a principal causa de ruptura de barragens de terra (Mascarenhas, 1990).

Ao romper, se propagou uma onda de cheia, provocando o aumento abrupto dos níveis de água e vazão no exutório, onde o monitoramento hidrológico vinha ocorrendo de forma contínua.

Figura 27: Barramento após o rompimento.



(Fonte: GPDEN – IPH, 2020)

4.3 BASE DE DADOS

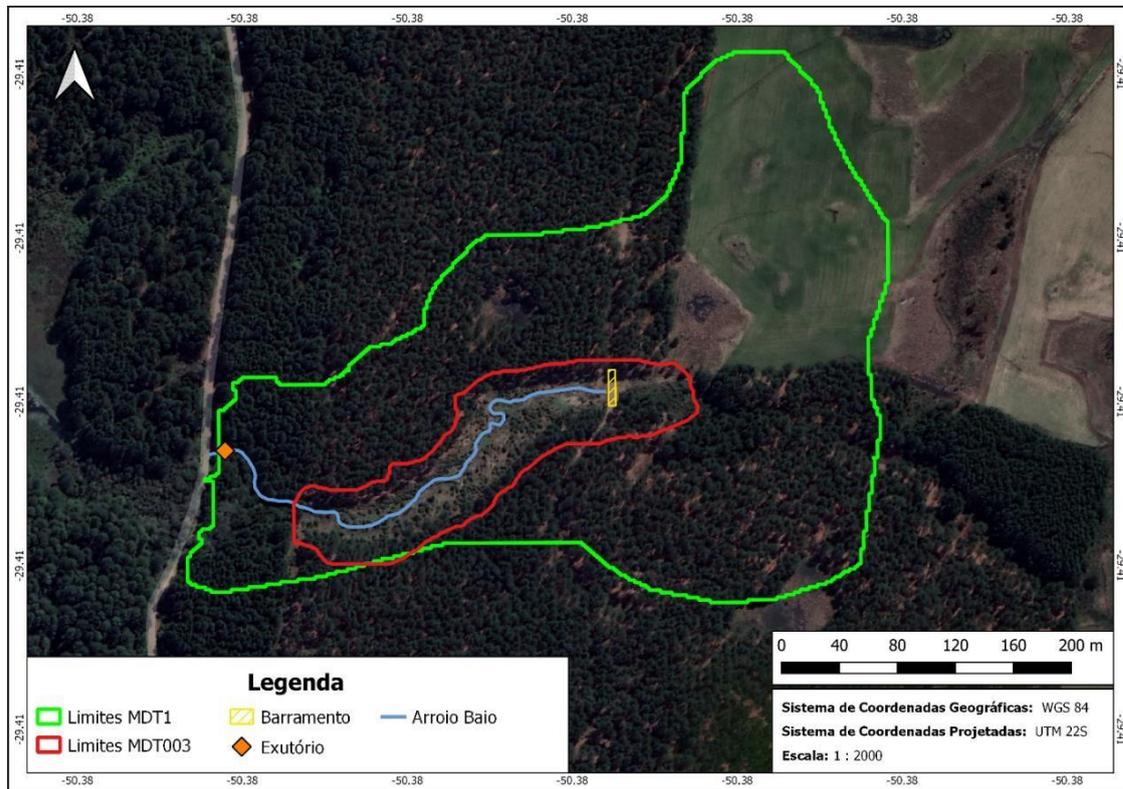
A base de dados do presente trabalho é derivada do monitoramento hidrológico contínuo realizado durante o rompimento da estrutura em questão, do levantamento aerofotogramétrico realizado com o uso de um drone e de todo o conhecimento visual adquirido ao longo de saídas de campo, das quais forneceram as informações necessárias acerca do trecho estudado.

4.3.1 Topografia

O primeiro MDT utilizado nas simulações possui uma resolução espacial de 1 metro e foi obtido através dos serviços prestados pela empresa NTT DATA Corporation, em fevereiro de 2017. Já o segundo MDT, adquirido através de um levantamento aerofotogramétrico com o uso de um drone, possui uma resolução espacial de 3 centímetros, aproximadamente 33 vezes menor em relação ao primeiro. Entretanto, é válido ressaltar que, não foi possível realizar o

levantamento aerofotogramétrico na parte mais à jusante da bacia (últimos 60 metros do Arroio Baio), pois essa área é composta por uma vegetação densa e alta (Figura 28).

Figura 28: Limites dos Modelos Digitais de Terreno utilizados nas simulações.



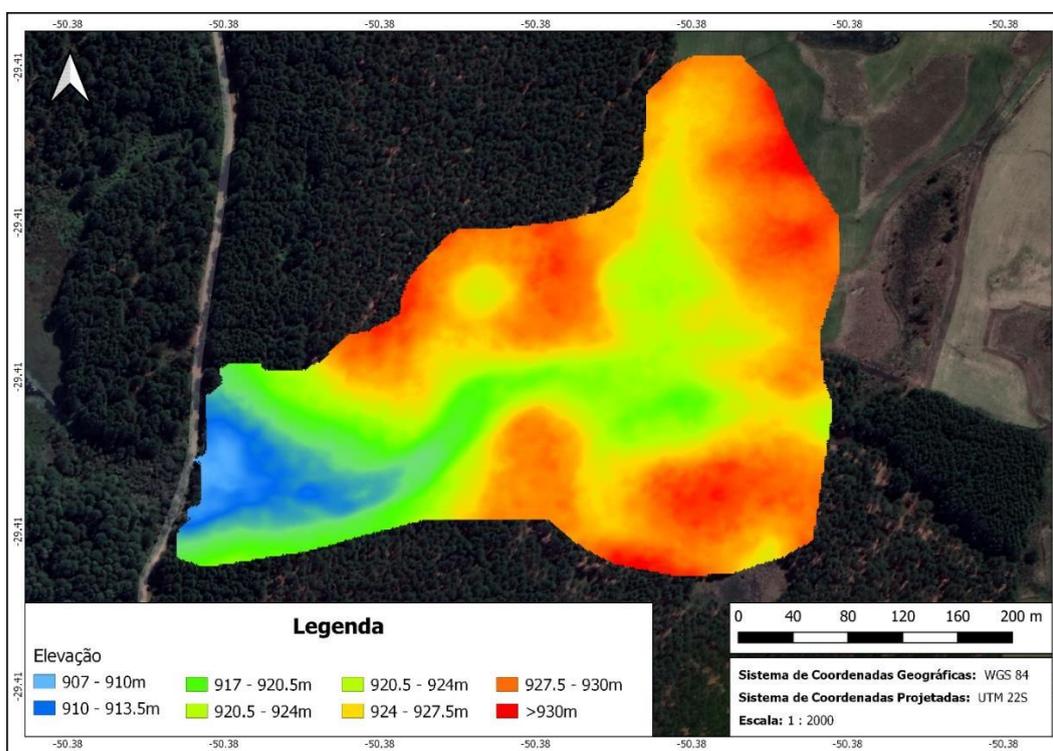
(Fonte: Própria do Autor)

Com o intuito de simplificar a leitura, a partir de agora o MDT com resolução espacial de 1 metro será mencionado como MDT1, enquanto que o MDT com resolução espacial de 3 centímetros como MDT003.

4.3.1.1 MDT1

A primeira simulação e a calibração do modelo foram realizadas a partir do uso do MDT1 (Figura 29), uma vez que este possui uma abrangência territorial mais completa em relação ao MDT003, o qual não compreende o local onde a calha Parshall está localizada, impossibilitando a calibração por meio dessa base topográfica.

Figura 29: Hipsometria do MDT1



(Fonte: Própria do Autor)

4.3.1.2 MDT003

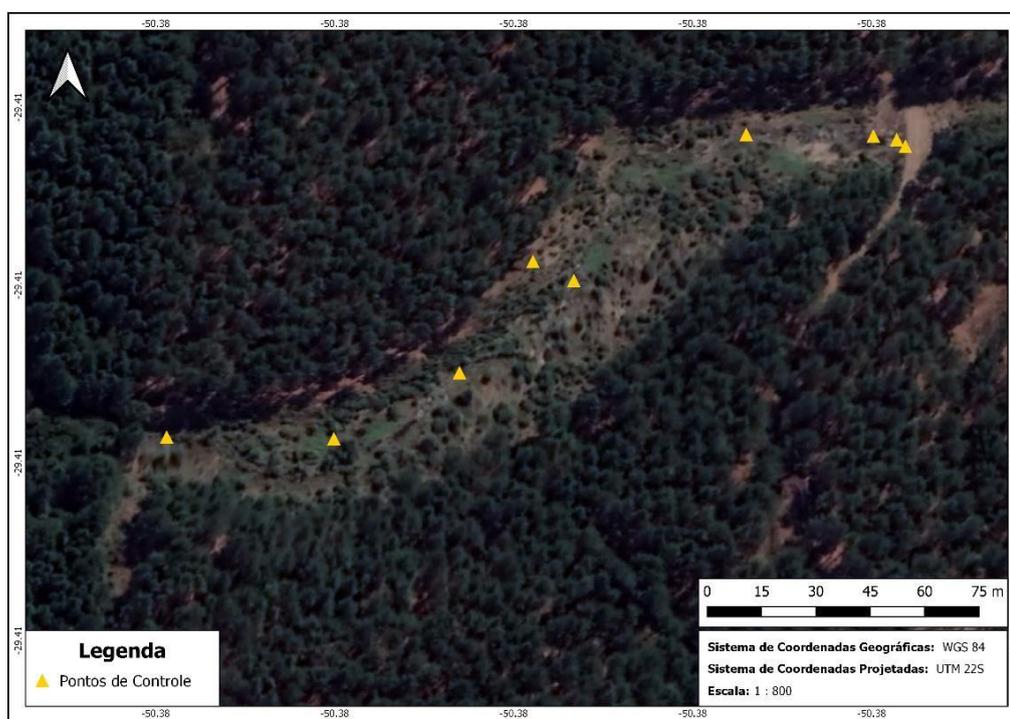
O MDT003 foi obtido através do levantamento aerofotogramétrico realizado pelo GPDEN, liderado pelo Prof. Dr. Gean Paulo Michel, fazendo uso de um Veículo Aéreo Não Tripulado (VANT), do qual se utilizou um drone, da marca Parrot ANAFI, sendo este, capaz de capturar diversas imagens aéreas do local.

No total foram utilizadas, duzentas e noventa e oito fotos no processamento de fotogrametria. Diversos *softwares* são capazes de processar imagens e realizar a modelagem 3D a partir de mapeamento digital, entre eles, podem ser citados o Agisoft Metashape, ReCap, Scan3D, Pix4D. No presente estudo, foi utilizado o Agisoft Metashape 1.7.4.

Com o aerolevante concluído, foi possível construir um mosaico georreferenciado das imagens capturadas com auxílio da ferramenta *Align Photos*. Nesta fase, o *software* refina a posição da câmera para cada foto e constrói a nuvem de pontos do modelo.

A partir disso, é possível ainda, uma otimização do alinhamento realizado a partir da inserção de pontos de controle de solo (Figura 30), dos quais são pontos localizados estrategicamente para que o *software* seja capaz de reconhecê-los em todas imagens, e assim, alinhá-las com mais precisão.

Figura 30: Pontos de controle utilizados no processamento do MDT003.



(Fonte: Própria do Autor)

Os pontos de controle utilizados tiveram suas altitudes e coordenadas geográficas medidas em campo a partir do uso de um *Real-time Kinematic* (RTK) da marca Trimble R8s, que consiste em um conjunto de receptores GNSS equipados com sistema de comunicação de rádio ou telefonia, sendo um destes utilizado como base e instalado em um local com coordenadas conhecidas e ajustadas, e outros conjuntos GNSS (roverses), utilizados para o levantamento topográfico dos pontos de interesse. Além deste, visando complementar o levantamento dos pontos de controle, utilizou-se uma estação total, da marca Spectra Focus 2, que é um equipamento eletrônico capaz de medir ângulos verticais e horizontais, além de distâncias lineares, com o objetivo de fornecer medidas planimétricas e altimétricas do terreno com exatidão.

A partir disso, foi possível importar os pontos de controle a partir de um arquivo de texto que contenha os dados geométricos medidos e, assim, utilizar a ferramenta *Optimize Camera Alignment*, para alcançar maior precisão no cálculo dos parâmetros internos e externos da câmera e corrigir possíveis distorções. Esta etapa é especialmente recomendada caso as coordenadas dos pontos de controle do solo sejam conhecidas de forma precisa, com centímetros de precisão.

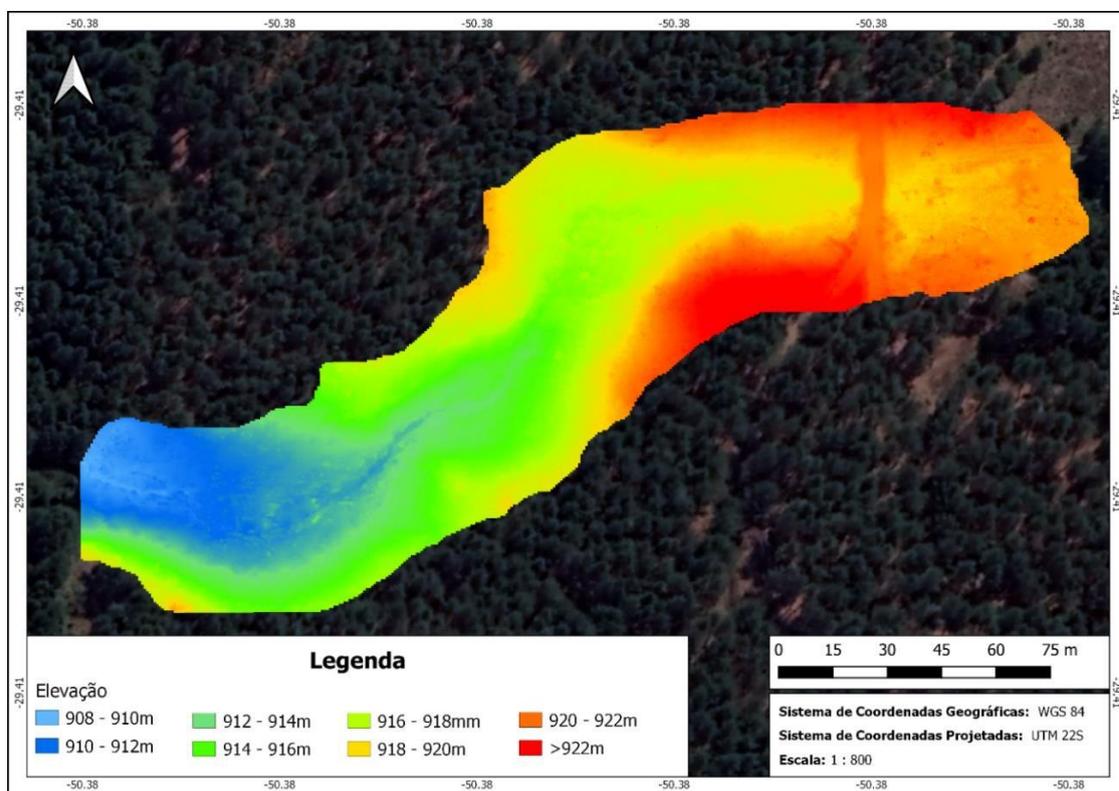
Na próxima etapa, utilizou-se a ferramenta *Dense Cloud*, onde se calcula as informações de profundidade para cada ponto da nuvem de pontos do modelo a partir das posições estimadas

da câmera. Importante salientar que nessa etapa o *software* fornece como resultado um MDS, uma vez que a vegetação se encontra presente no modelo. Para transformar este MDS em um MDT, é necessário remover a vegetação presente no local, com objetivo de se obter as altitudes do solo.

Para tal, a ferramenta *Classify Points*, de forma automatizada, classifica os diferentes tipos de superfícies presentes no local, entre elas, a vegetação. Por ser uma ferramenta automatizada, uma classificação supervisionada foi necessária para remover a vegetação em locais onde o *software* não conseguiu identificá-las.

Entretanto, esse reparo deve ser feito de forma visual e manual e, com o uso da ferramenta *Assign Class*, foram delimitados os locais que ainda apresentavam vegetação e assim, se atribuiu a sua classificação devida. Por fim, foi possível construir e exportar o MDT a partir do *software* Metashape, resultando um MDT final com resolução espacial de 3 centímetros (Figura 31).

Figura 31: Hipsometria do MDT003



(Fonte: Própria do Autor)

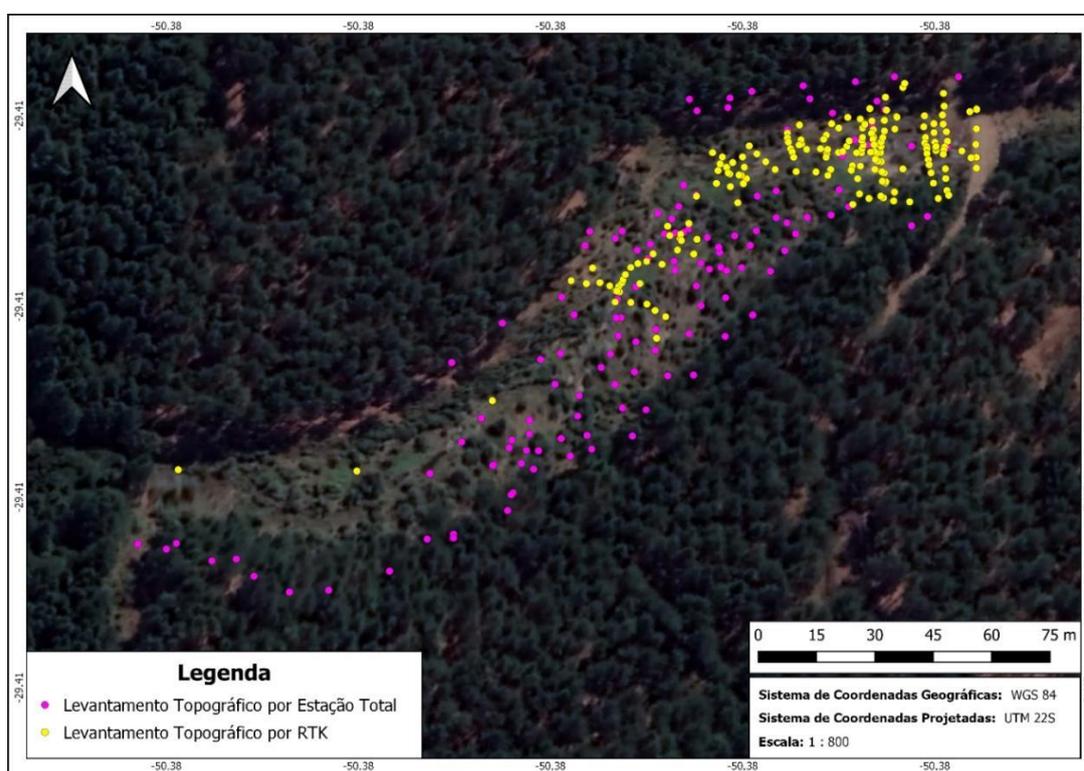
4.3.1.3 Levantamento Topográfico

Para que fosse possível comparar a topografia de cada MDT com a topografia real do local de estudo, utilizou-se um levantamento topobatimétrico realizado a partir do RTK e

estação total, do qual levantou-se 331 pontos (Figura 32). Assim, foi possível comparar as cotas dos MDTs com as cotas dos pontos levantados.

Para a extração das cotas do MDT nos pontos de interesse, se utilizou a ferramenta *Extract Values to Points* através do *software* de Sistema de Informações Geográficas (SIG) ArcGIS versão 10.8. Por fim, se calculou o coeficiente de determinação dos pontos, do qual fornece uma medida estatística da proximidade dos dados da linha de regressão ajustada. Essa métrica, também é conhecida como o coeficiente de determinação múltipla para a regressão múltipla ou R^2 .

Figura 32: Levantamento topográfico realizado no local de estudo



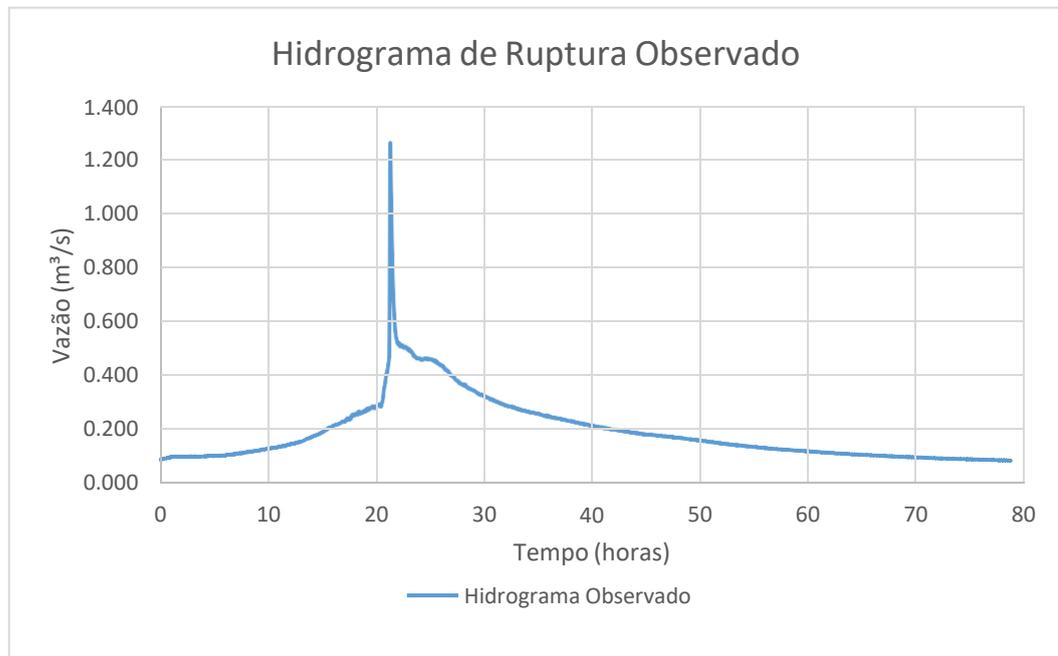
(Fonte: Própria do Autor)

4.3.2 Dados Hidrológicos

O monitoramento hidrológico realizado no exutório da bacia ao longo do evento forneceu o hidrograma gerado pela ruptura da estrutura em questão, utilizado como base na geração do hidrograma de condição de contorno de montante do modelo (Figura 33).

Vale ressaltar que por ser um evento extremo, a calha Parshall se manteve afogada no momento em que o pico da vazão alcançou o exutório, uma vez que esta calha não foi projetada para tais vazões. Assim, há incertezas quanto à extrapolação da curva-chave medida e por consequência, da vazão de pico observada durante o evento de ruptura.

Figura 33: Hidrograma observado ao longo do evento de ruptura.



(Fonte: Própria do Autor)

4.4 PRÉ – PROCESSAMENTO

Com os dados obtidos em campo, o pré-processamento foi o responsável por fornecer os parâmetros e condições para que as simulações pudessem ser realizadas

4.4.1 Coeficiente de Rugosidade de Manning

O coeficiente de rugosidade de Manning, também conhecido por “n”, é uma variável que determina a rugosidade do canal, sendo esta, equivalente ao atrito que o mesmo exerce sobre o escoamento, do qual varia em relação ao tipo de uso do solo e o material que compõe o leito e as margens do rio.

Por ser um coeficiente em que normalmente não possa ser determinado diretamente, torna-se necessário estimar seu valor, podendo ser obtido através de diferentes formas. Baptista e coelho, 2010 destacam:

- i) Cálculo a partir da granulometria;
- ii) Estimativa através da incrementação de um valor em função de aspectos, tais como meandros, presença de vegetação ou irregularidades;
- iii) Estimativa através de fotos de canais e cursos d’água que sugerem por analogia, valores de “n”;
- iv) A partir da utilização de tabelas que fornecem o valor de “n” em função das características das superfícies de contato com o escoamento

Com isso, sabendo que o coeficiente de rugosidade será um parâmetro utilizado como calibração das simulações realizadas no presente trabalho, optou-se por utilizar um valor inicial tabelado, obtido através da Tabela 7.

Tabela 7: Valores de coeficiente de rugosidade da fórmula de Manning.

Natureza das Paredes	Condições			
	<i>Muito Boas</i>	<i>Boas</i>	<i>Regulares</i>	<i>Más</i>
1 Limpos, retilíneos e uniformes	0,025	0,028	0,03	0,033
2 Como em 1, porém com vegetação e pedras	0,03	0,033	0,035	0,04
3 Com meandros, bancos e poços pouco profundos, limpos	0,035	0,04	0,045	0,05
4 Como em 3, águas baixas, declividade fraca	0,04	0,045	0,05	0,055
5 Como em 3, com vegetação e pedras	0,033	0,035	0,04	0,045
6 Como em 4, com pedras	0,045	0,05	0,055	0,06
7 Com margens espraiadas, pouca vegetação	0,05	0,06	0,07	0,08
8 Com margens espraiadas, muita vegetação	0,075	0,1	0,125	0,15

Fonte: Adaptado de PORTO, 2006

Para se obter o valor de Manning inicial tabelado, foram realizadas observações em atividades de campo, onde se levantou informações acerca das superfícies presentes no leito do rio e na planície de inundação. A Figura 34 apresenta um trecho do Arroio Baio.

Figura 34: Exemplo de trecho do local do estudo para a determinação do "n" de Manning.



(Fonte: Própria do Autor)

A partir da Figura acima e de observações realizadas em campo, foi notado que o leito do rio continha muitas pedras de diferentes granulometrias, desde pequenos sedimentos até

seixos grosseiros. Além disso, havia a presença considerável de vegetação de pequeno porte dentro do rio. Nas margens, havia a presença de vegetação esparsa de médio porte.

Dessa forma, optou-se por utilizar um “n” de 0,1 para o leito do rio e 0,08 para as margens, estes valores foram utilizados como ponto de partida nas simulações e alterados como forma de calibração do modelo.

4.4.2 Geometrias HEC-RAS

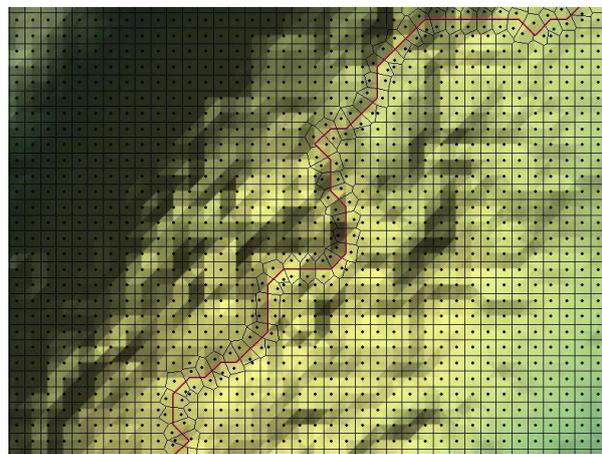
Os modelos hidrodinâmicos bidimensionais para a representação da calha do rio e da planície de inundação são mais utilizados em estudos de ruptura de barragens. Nesses estudos, há a ocorrência de diferentes tipos de escoamento e variações bruscas na profundidade d’água e na velocidade do escoamento. Dessa forma, a modelagem bidimensional, por apresentar menos simplificações, representa com mais precisão este fenômeno (COUTINHO, 2015).

Para que a simulação seja realizada, é necessário a criação de geometrias que representem o cenário em que se deseja simular. A primeira geometria a ser definida é a malha 2D, que representa os limites no qual a simulação será realizada e, pode ser digitalizada através da ferramenta de Dados Geométricos (*Geometric Data*).

Na medida que a geometria é construída, é preciso definir os espaçamentos computacionais entre os pontos em termos DX e DY, ou seja, a resolução da malha. Dessa forma, optou-se por uma malha com resolução de 1 metro x 1 metro, igualando a resolução espacial do MDT utilizado na calibração do modelo (Figura 35).

Outra geometria necessária é a linha de quebra (*Breaklines*), da qual deve ser adicionada no local que contém escoamento, direcionando o fluxo de montante para jusante. No presente estudo, por se tratar de um canal único, desenhou-se as linhas de quebra aproximadamente no meio do leito do rio tendo como base o MDT.

Figura 35: Exemplo da malha 2D e da linha de quebra

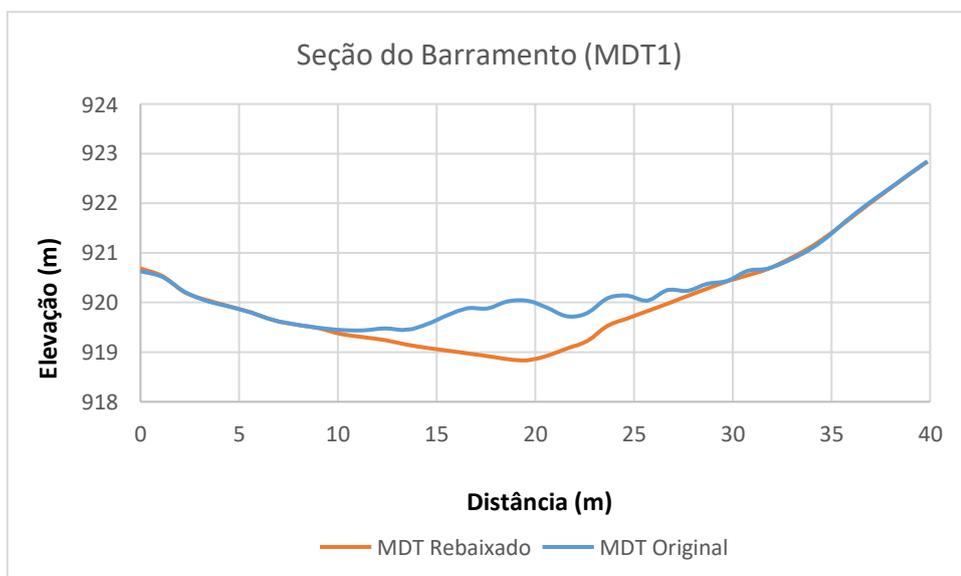


(Fonte: Própria do Autor)

A geometria para representar a barragem, foi inserida no seu local exato de acordo com o MDT e, assim, as suas características físicas foram inseridas de acordo com a realidade. Entretanto, para que seja possível representar um barramento no HEC-RAS, é necessário fazer o rebaixamento do MDT na seção da estrutura, ou seja, removê-la do MDT para que posteriormente esta estrutura possa ser adicionada no modelo (Figuras 36 e 37).

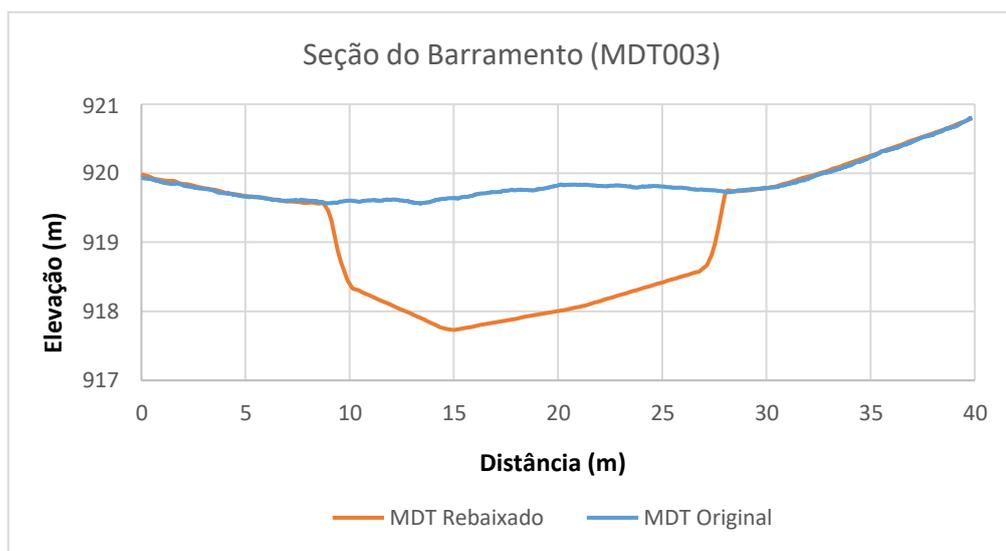
Este rebaixamento foi realizado através do HEC-RAS, a partir da digitalização de seções (*Cross Sections*) na seção do barramento e a manipulação das elevações ali presentes. Por fim, se exportou o MDT com o seu rebaixamento finalizado.

Figura 36: Rebaixamento da seção do barramento no MDT1.



(Fonte: Própria do Autor)

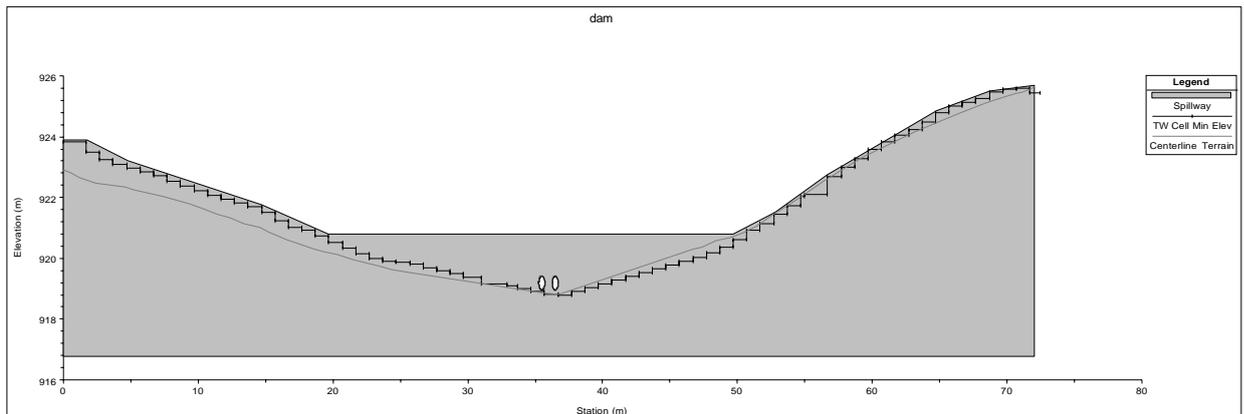
Figura 37: Rebaixamento da seção do barramento no MDT003.



(Fonte: Própria do Autor)

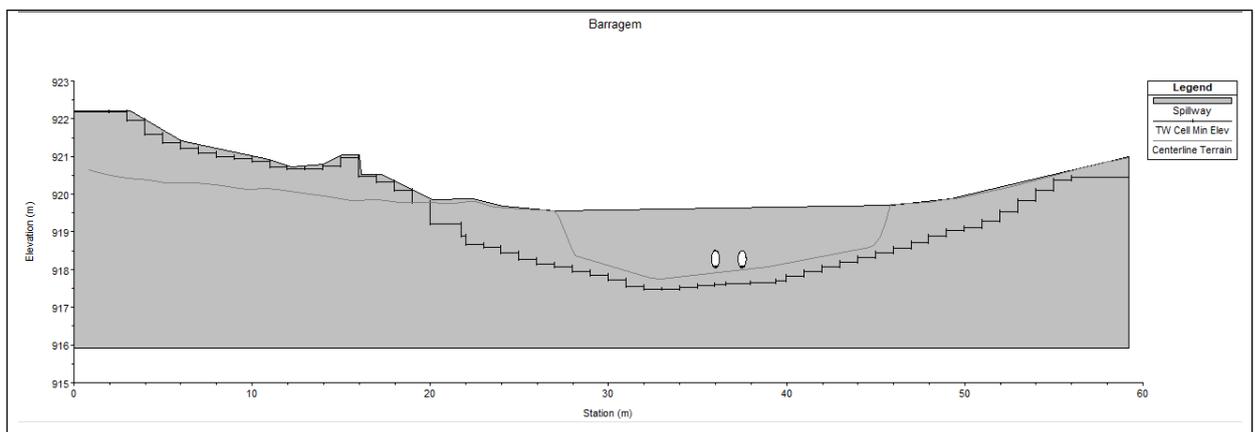
Com o rebaixamento do MDT na seção do barramento, foi inserido uma estrutura com altura de 2 metros e largura de aproximadamente 9,75 metros. Além disso, para representar o cenário real, adicionou-se dois condutos com diâmetros de 0,45 metros, representando assim a configuração real da estrutura em questão (Figura 38 e 39).

Figura 38: Configuração final do barramento digitalizado no HEC-RAS para o MDT1.



(Fonte: Própria do Autor)

Figura 39: Configuração final do barramento digitalizado no HEC-RAS para o MDT003



(Fonte: Própria do Autor)

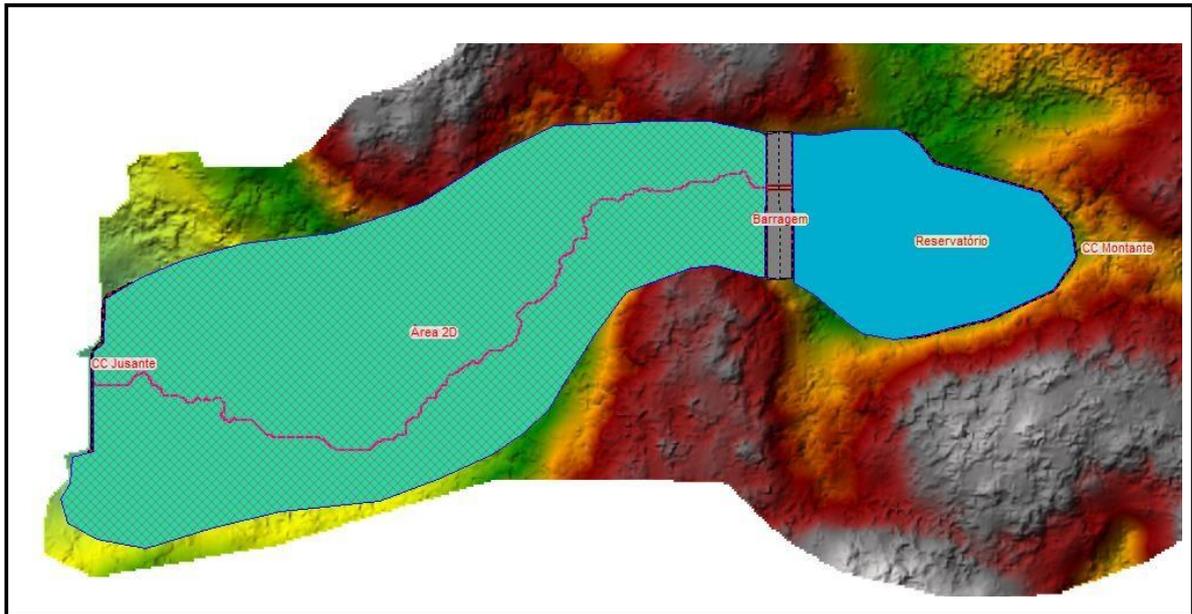
Com o intuito de simular o assoreamento parcial nos condutos, ou seja, com acúmulo de sedimentos na sua base, utilizou-se a ferramenta “profundidade bloqueada” (*depth blocked*), da qual bloqueia parcialmente a passagem de água numa determinada profundidade informada ao HEC-RAS. Dessa forma, se optou por bloquear 0,05 metros de profundidade dos condutos, passando-os a ter uma profundidade efetiva de 0,4 metros.

Por fim, foi digitalizado um reservatório a montante do barramento (*Storage Area*), a fim de simular o acúmulo de água precedente ao momento da ruptura da estrutura. Nesta altura, é necessário informar uma curva de elevação versus volume, do qual pôde ser calculada através

do próprio HEC-RAS, utilizando como base a topografia inserida na calibração, neste caso, o MDT1, utilizada também, na simulação realizada a partir do MDT003.

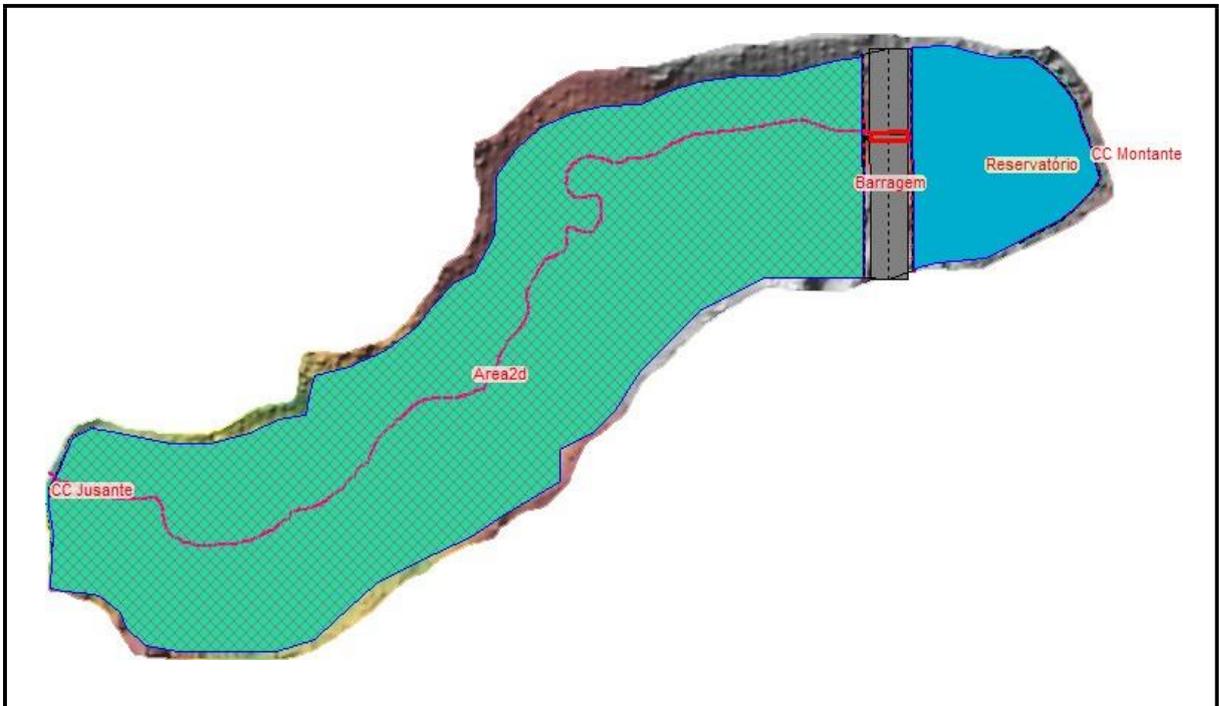
Assim, conclui-se a digitalização das geometrias presente na simulação, tendo como resultado, a seguinte configuração (Figura 40 e 41).

Figura 40: Geometrias finais digitalizadas no HEC-RAS para o MDT1.



(Fonte: Própria do Autor)

Figura 41: Geometrias finais digitalizadas no HEC-RAS para o MDT003.



(Fonte: Própria do Autor)

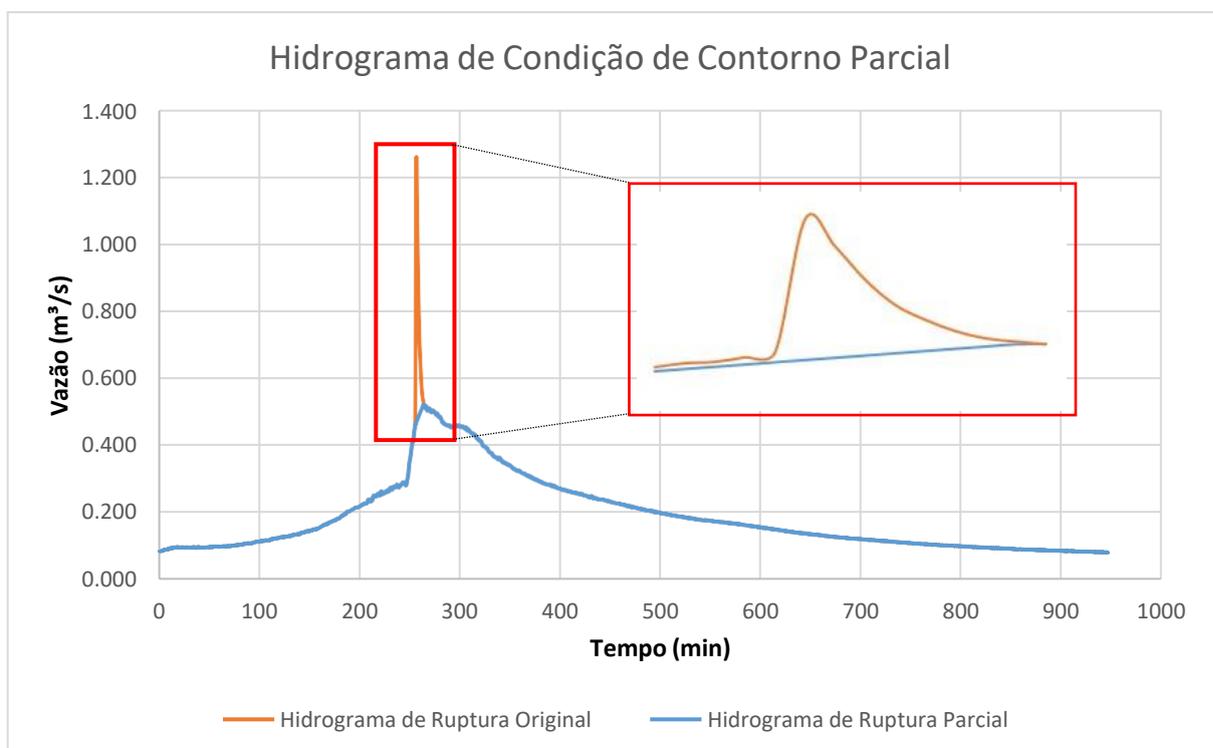
4.4.3 Condições de Contorno

As condições de contorno são informações que precisam ser inseridas nos limites externos do sistema criado. Para o presente estudo, os locais que necessitam de informações como condição de contorno são o reservatório e o exutório, que representam montante e jusante do escoamento.

A condição de contorno de montante mais comumente utilizada são os hidrogramas (*Flow Hydrograph*). Em estudos de ruptura de barragens hipotéticas é muito comum a utilização de hidrogramas de ruptura estimados através de equações empíricas, como as mostradas no item 3.7.2, uma vez que em alguns casos, o hidrograma de ruptura do evento não está disponível por falta de dados de qualidade.

Nesse sentido, o presente trabalho propõe a utilização do hidrograma observado que ocorreu no evento da ruptura, iniciando às 01:58:24 horas do dia 07 de julho de 2020 até às 8:48:24 horas do dia 10 de julho de 2020. Entretanto, algumas alterações foram necessárias para que a simulação pudesse representar o cenário da maneira mais fidedigna possível. Primeiramente, realizou-se a exclusão do pico do hidrograma, causado pela ruptura do barramento, reduzindo o volume total do hidrograma (Figura 42).

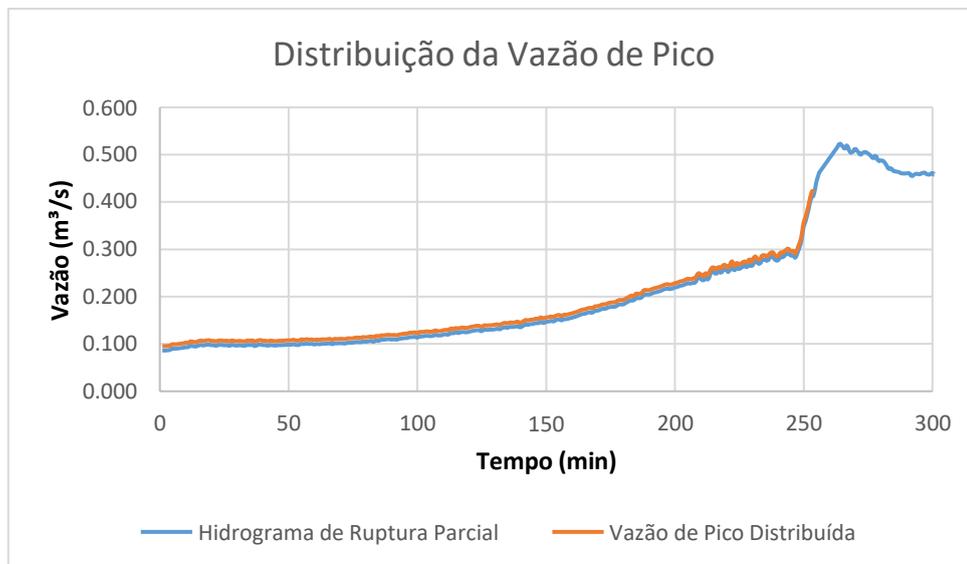
Figura 42: Hidrograma de condição de contorno parcial.



(Fonte: Própria do Autor)

Para compensar a redução do volume do hidrograma, se calculou o volume eliminado e distribuiu este, ao longo do início do hidrograma até o momento da ruptura (Figura 43).

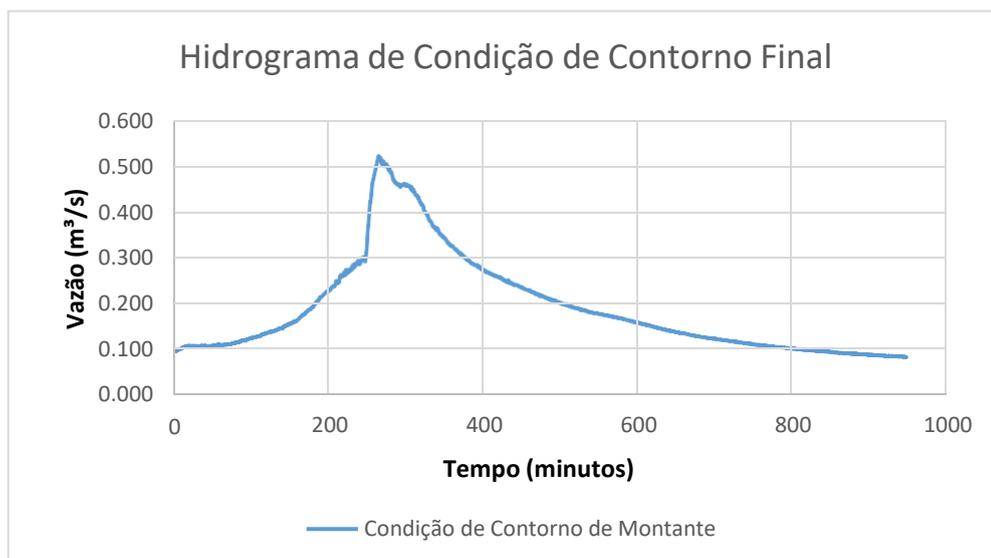
Figura 43: Distribuição do volume ao longo do hidrograma de condição de contorno.



(Fonte: Própria do Autor)

Dessa forma, o volume do hidrograma de ruptura do evento e o hidrograma final utilizado como condição de contorno passam a ter o mesmo volume, o que é uma hipótese plausível considerando que não existem afluentes significativos entre o ponto da estrada e o exutório e, o incremento em termos de área de contribuição da bacia é baixo. Assim, o hidrograma final utilizado como condição de contorno de montante na simulação está apresentado na Figura 44.

Figura 44: Hidrograma de condição de contorno de montante final.



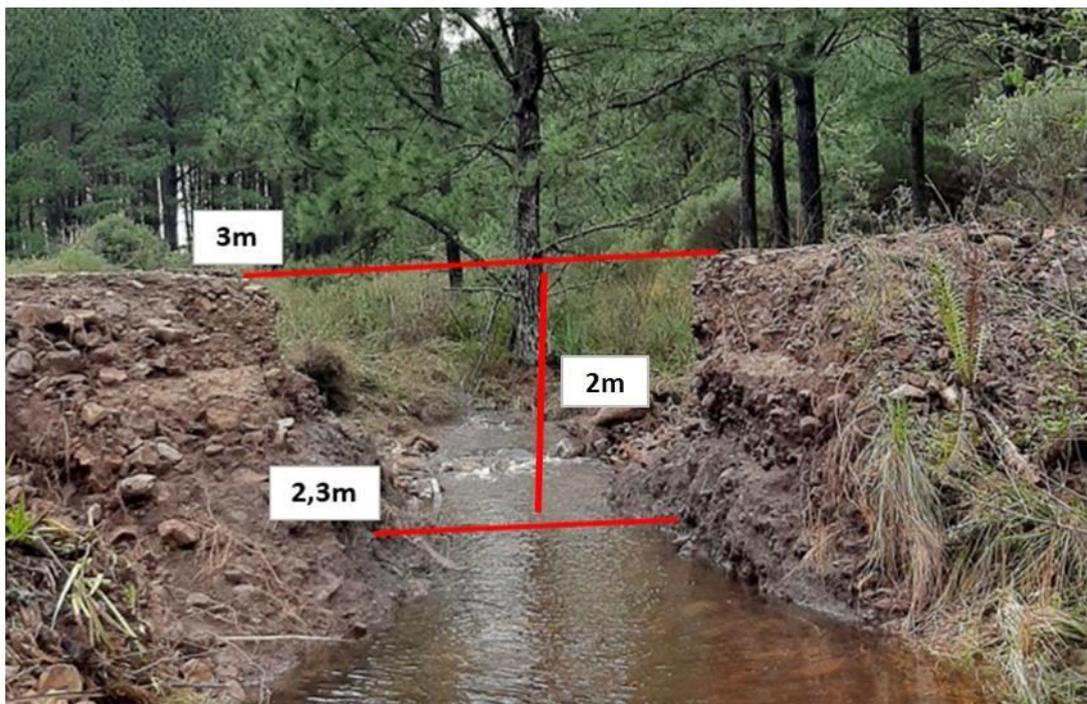
(Fonte: Própria do Autor)

Já para a condição de contorno de jusante, optou-se por utilizar a declividade média do trecho do rio considerada com o valor de 0,021, utilizando a condição de contorno *Normal Depth*.

4.4.4 Abertura da Brecha

Em estudos de ruptura de barragens, informação sobre a abertura da brecha comumente são levantadas a partir de equações empíricas. Contudo, uma vez que se houve registros da brecha real causada pela ruptura da estrutura em estudo, se informou as características da abertura da brecha a partir de imagens de campo, tiradas após o rompimento da estrutura (Figura 45).

Figura 45: Formato da brecha após o rompimento do barramento.



(Fonte: Própria do Autor)

Desta forma, analisando a imagem real da brecha acima, concluiu-se que a brecha possui as seguintes características, apresentadas na Tabela 8.

Tabela 8: Características da brecha iniciais utilizadas nas simulações.

Características da Brecha	Valor
Altura (m)	2
Largura da Base (m)	2,3
Declividade Esquerda e Direita	0,15

(Fonte: Própria do Autor)

O tipo de ruptura utilizado foi definido a partir da análise da brecha criada e dos níveis medidos no evento de ruptura, dos quais sinalizam uma ruptura por galgamento da estrutura.

Dessa forma, foi calculado o tempo de brecha estimado pelas equações citadas apresentadas na Tabela 3, considerando que a altura da lâmina d'água seja a altura do barramento, considerando a hipótese de que a ruptura tenha sido causada pelo processo de galgamento. Além disso, o volume do reservatório no momento da ruptura foi obtido através da relação elevação versus volume calculada pelo *software* HEC-RAS, em função da topografia do MDT1 (Tabela 9).

Tabela 9: Valores de tempo de abertura da brecha calculados pelo HEC-RAS

Autor	t_f
MacDonald and LAngridge-Monopolis (1984)	0.04
Froehlich (1995)	0.17
Froehlich (2008)	0.27
Von Thun and Gillette (1990)	0.29

(Fonte: Própria do Autor)

A partir disso, calculou-se a média dos valores mostrados acima, obtendo como resultado final um tempo de abertura de brecha inicial de 0,19 horas, utilizado nas simulações iniciais, para que, posteriormente, fosse alterado, como forma de calibração do modelo.

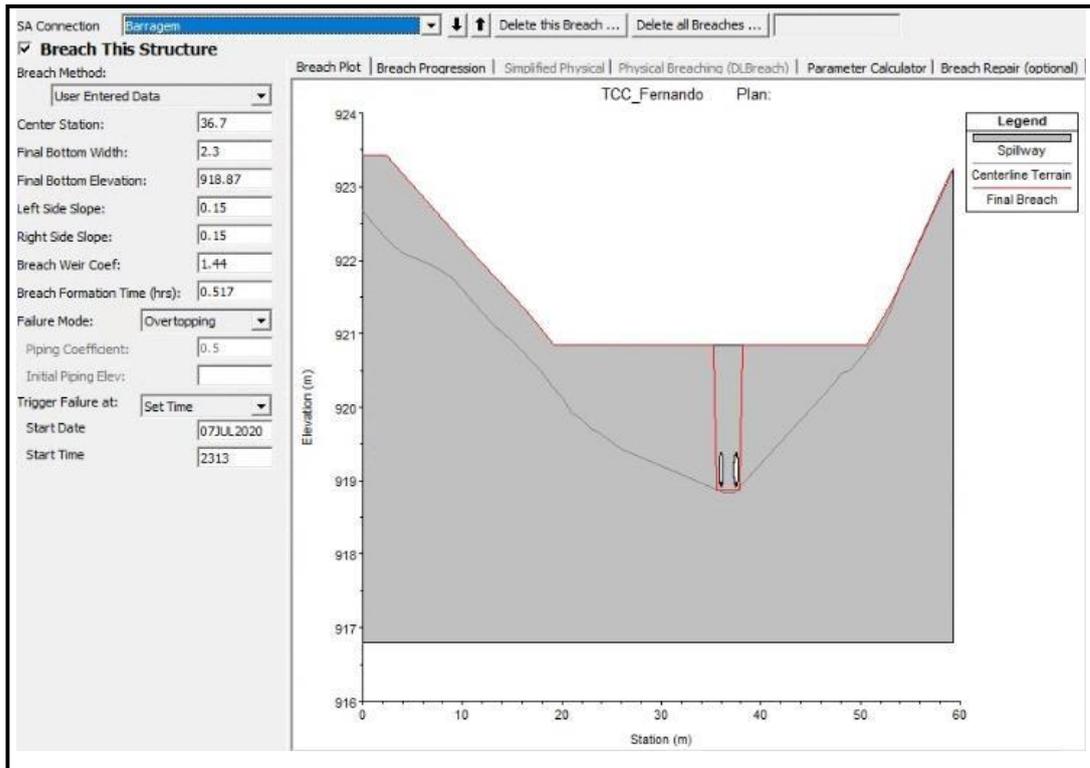
Por fim, é necessário informar o gatilho de ruptura, do qual consiste no momento em que ocorrerá o rompimento, podendo ser através de três formas:

- Elevação do reservatório;
- Elevação do reservatório + duração;
- Definir tempo.

Dessa forma, foi escolhido informar o tempo inicial do rompimento, sendo utilizados os dados do hidrograma de ruptura observado que demonstra que o início do pico do hidrograma ocorreu no dia 07/07/2020 aproximadamente às 23:13 horas. Assim, este horário foi utilizado como instante inicial da abertura da brecha, para, por fim, chegar ao plano de ruptura que será usado nas simulações. A Figura 46 apresenta as configurações da brecha utilizados na calibração por meio do MDT1 e a Figura 47 apresenta as configurações da brecha utilizados na simulação fazendo uso do MDT003.

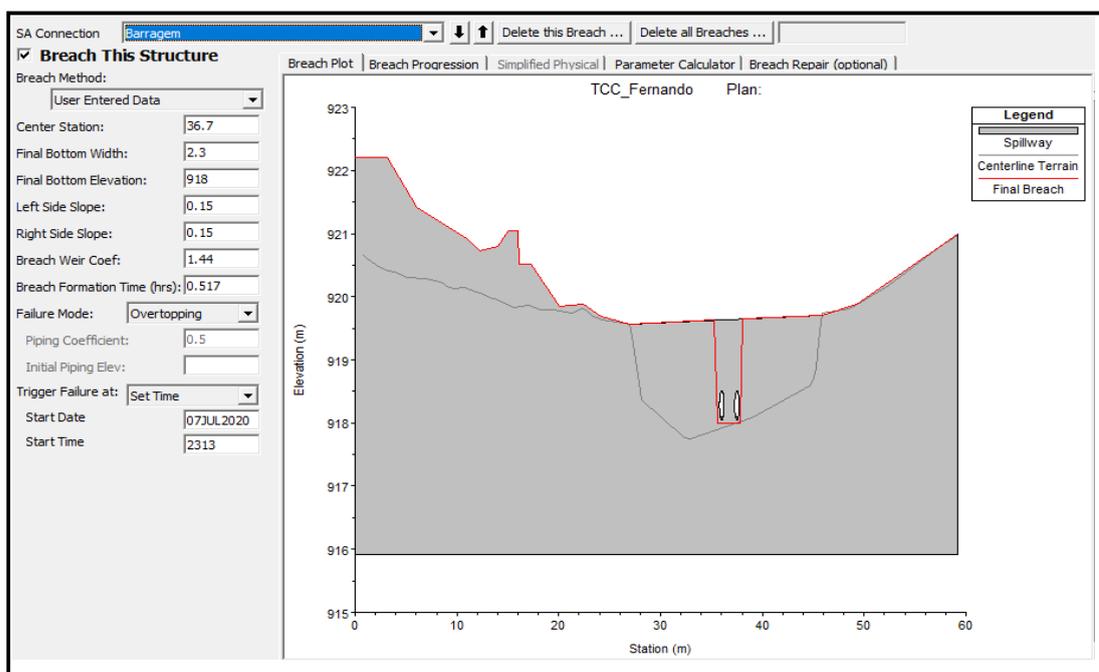
É válido ressaltar que as configurações da brecha utilizados por ambos os MDTs são idênticos, à exceção da elevação da base da brecha (*Final Bottom Elevation*), alterado devido ao fato da resolução espacial dos MDTs ser diferente.

Figura 46: Parâmetros do plano de abertura da brecha inseridos para o MDT1.



(Fonte: Própria do Autor)

Figura 47: Parâmetros do plano de abertura da brecha inseridos para o MDT003.



(Fonte: Própria do Autor)

4.4.5 Calibração do Modelo

A calibração do modelo consiste na modificação de parâmetros com a finalidade de otimizar os resultados simulados. Para isso, é necessária a estimativa dos parâmetros iniciais que serão usados na simulação, e a partir disso, realizar a calibração. O presente trabalho utilizou como forma de calibração o tempo de abertura da brecha e o coeficiente de Manning calibrados de forma separadas. Os parâmetros iniciais utilizados na calibração estão apresentados na Tabela 10.

Tabela 10: Parâmetros utilizados como forma de calibração do modelo.

Parâmetros Calibrados	Valor
Tempo de abertura da brecha (horas)	0.19
Manning no leito do rio	0.1
Manning para o uso do solo local	0.08

(Fonte: Própria do Autor)

O modelo foi calibrado em duas etapas, a primeira delas manteve-se fixado o Manning estimado inicialmente, alterando o tempo de abertura da brecha, visto que esse parâmetro se mostrou responsável por alterar o comportamento do pico do hidrograma. Nesta etapa, primeiramente se simulou cenários com tempos de abertura de brecha variando de 0,1 até 1 hora, período compreendido pela maioria dos autores na Tabela 1.

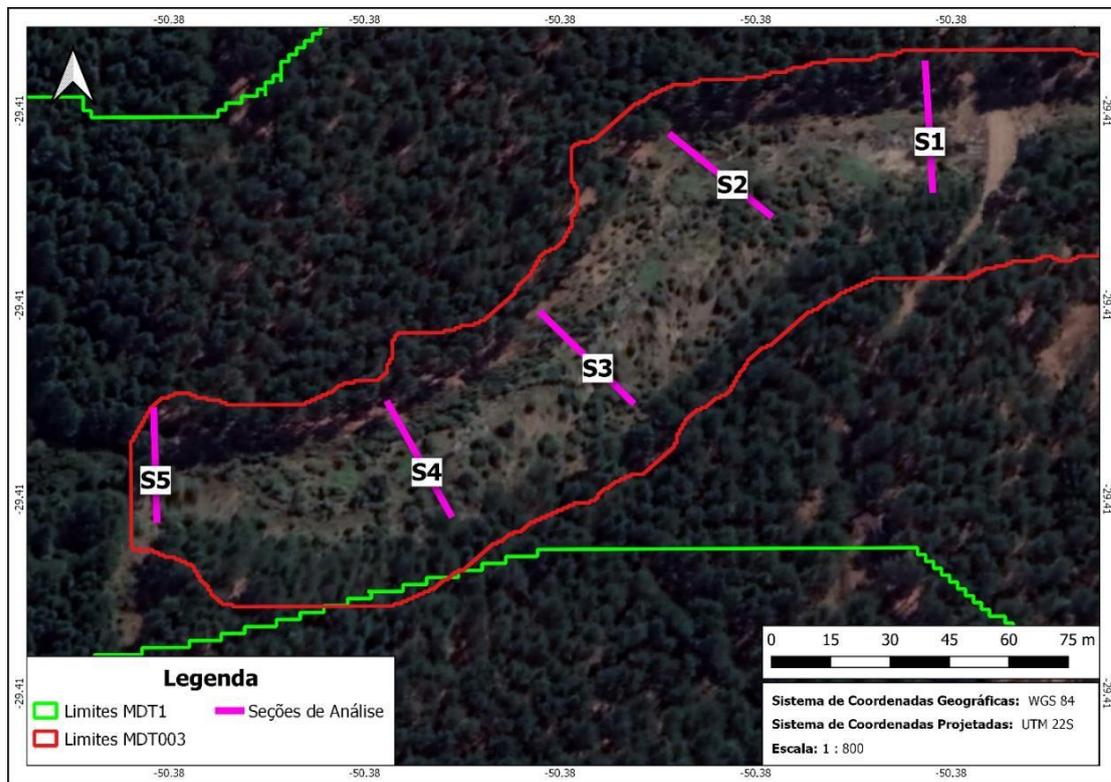
Na segunda etapa da calibração, se alterou o coeficiente de Manning do leito do rio e das margens, a fim de coincidir a vazão de pico do hidrograma simulado com o pico do hidrograma observado, sendo esta de 1,24 m³/s.

Com a calibração concluída, todos os parâmetros e condições do modelo, com exceção da topografia, foram fixados para aplicação do modelo com o MDT003

4.5 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

A partir da calibração do modelo, se fixou todos parâmetros definidos anteriormente, alterando apenas a topografia do local, utilizando o MDT003. Uma vez que não é possível a comparação dos hidrogramas e das manchas de inundação no exutório da bacia, pela falta de dados topográficos do MDT003 no local, digitalizou-se 5 seções transversais ao longo do canal em locais que compreendam os dois MDTs, sendo estas, chamadas de S1, S2, S3, S4 e S5, apresentadas na Figura 48.

Figura 48: Seções a serem analisadas nas simulações.



(Fonte: Própria do Autor)

Para analisar os hidrogramas de ruptura simulados gerados pelos MDT1 e o MDT003 e compará-los com o hidrograma observado, se propagou a onda de cheia e extraiu-se as informações referentes à vazão de pico do hidrograma, profundidade da lâmina d'água máxima, velocidade máxima na seção e o tempo de chegada da onda e do pico da onda de cheia para cada uma das seções de referência.

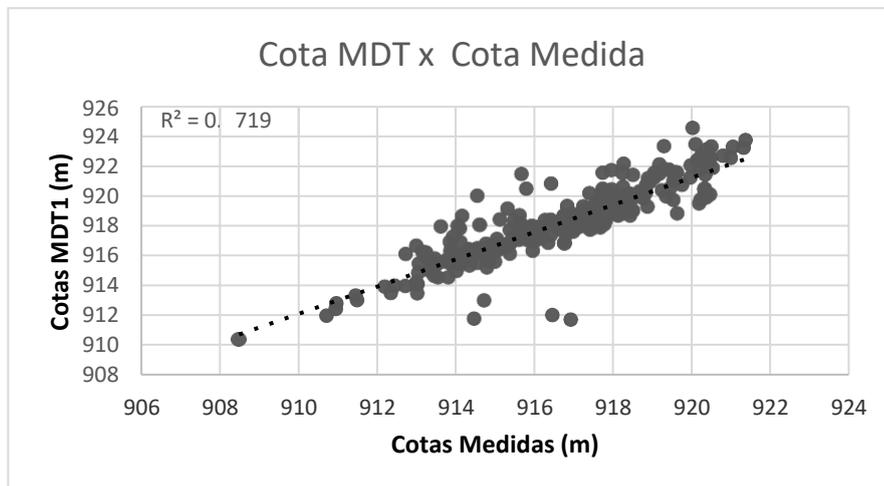
Por fim, se discuti acerca da necessidade de se estudar ruptura de pequenas estruturas, subsidiados pelos mapas de Índice de Perigo e seus valores ao longo do trecho, uma vez que este parâmetro buscar representar o grau de perigo causado pela onda de cheia.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 BASE TOPOGRÁFICA

A partir da extração da topografia dos MDTs nos pontos em que se realizou o levantamento topográfico a partir de RTK e estação total, foi possível comparar as elevações dos MDTs em função da real topografia da área de estudo. Dessa forma, o MDT1, com resolução espacial de 1 metro apresentou um R^2 de 77,19% (Figura 49).

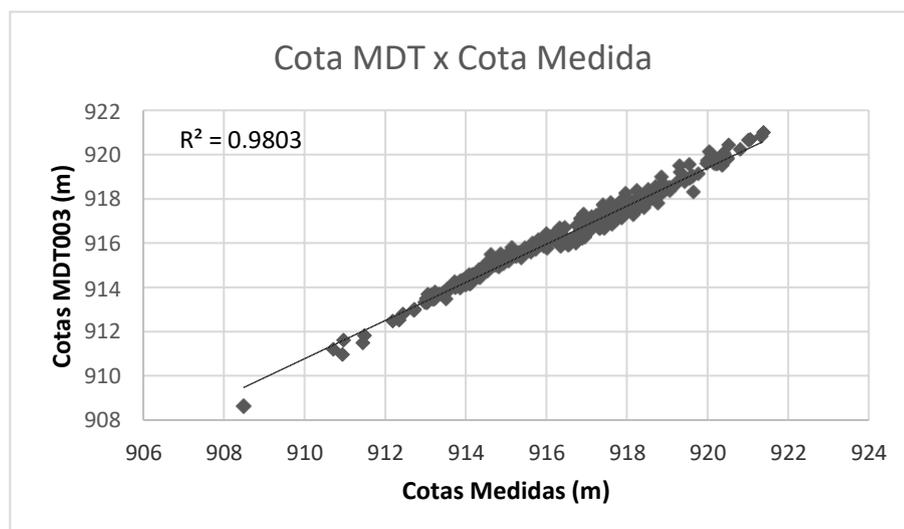
Figura 49: Coeficiente R^2 entre a topografia e o MDT1.



(Fonte: Própria do Autor)

Já o MDT003, gerado a partir do levantamento aerofotogramétrico por drone, com uma resolução espacial de 3 centímetros, apresentou um coeficiente de determinação de 98.03% (Figura 50).

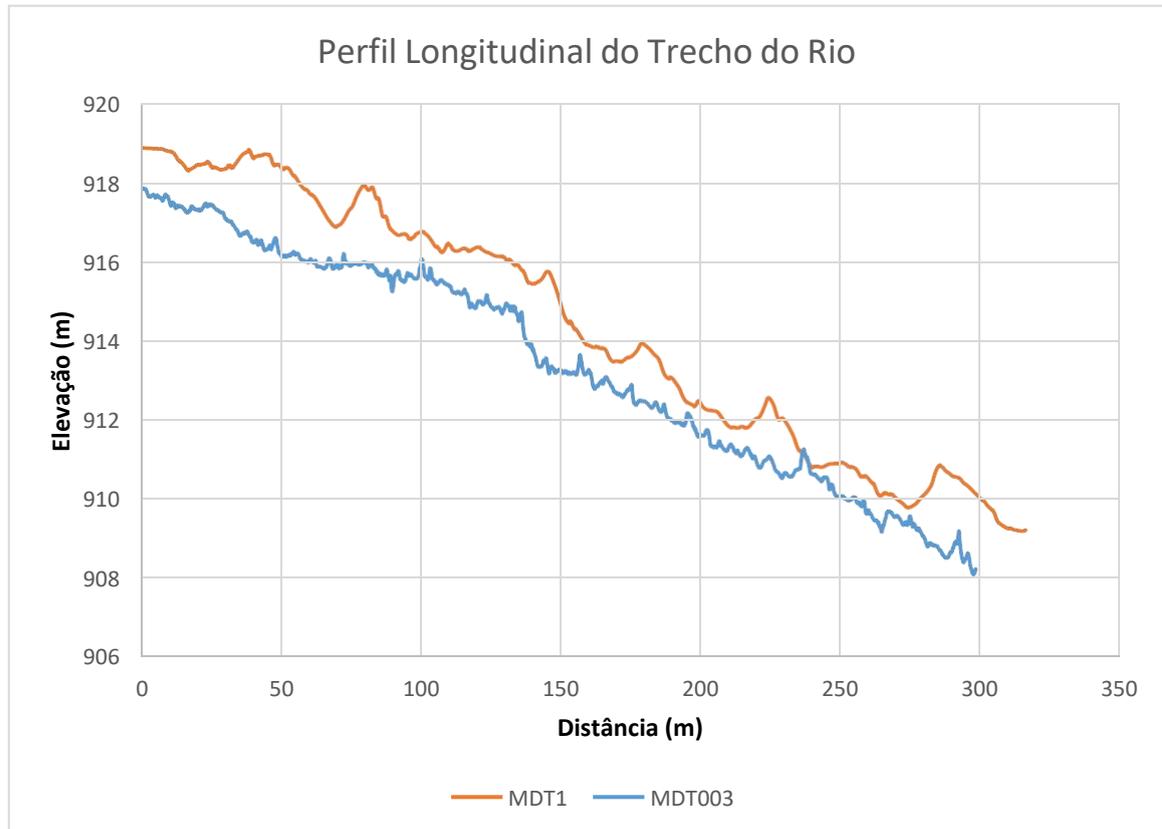
Figura 50: Coeficiente R^2 entre a topografia e o MDT003.



(Fonte: Própria do Autor)

Dessa forma, o MDT003 apresentou uma representatividade topográfica do local com muito mais acurácia em relação ao MDT1, embora ambos possam ser considerados MDTs de alta resolução. Quanto ao perfil longitudinal, o MDT1 apresentou alturas superiores em todo o trecho, o que pode ser explicado pela metodologia de remoção da vegetação nessa base topográfica, que pode não ter sido realizada adequadamente (Figura 51).

Figura 51: Perfil longitudinal do trecho do rio para MDT1 e MDT003.



(Fonte: Própria do Autor)

5.2 CALIBRAÇÃO DO MODELO

A primeira etapa da calibração pelo tempo de abertura da brecha ocorreu alternando o parâmetro em intervalos maiores, com a finalidade de encontrar o intervalo que apresentasse a abertura de brecha ideal. Dessa forma, se variou o parâmetro em intervalos de 0,1 em 0,1 hora e calculou-se o coeficiente de determinação para cada hidrograma simulado. A Tabela 11 apresenta os valores de R^2 para o hidrograma completo e o pico do hidrograma para cada valor de tempo de abertura da brecha simulado.

Tabela 11: Primeira etapa da calibração pelo tempo de abertura da brecha.

Tempo de abertura da brecha (horas)	R ² Hidrograma	R ² Pico do Hidrograma
0.1	0,9932	0,9722
0.2	0,9939	0,9707
0.3	0,9954	0,9828
0.4	0,9967	0,9744
0.5	0,9974	0,9868
0.6	0,9964	0,9882
0.7	0,9927	0,8975
0.8	0,9845	0,7199
0.9	0,9780	0,6238
1	0,9759	0,6422

(Fonte: Própria do Autor)

Assim, se concluiu que o tempo de abertura de brecha ideal estava entre 0,5 e 0,6 horas, ou ainda, 30 e 36 minutos. Então, como parte final da primeira etapa de calibração, se simulou valores compreendidos dentro deste intervalo (Tabela 12). Dessa forma, se concluiu que o valor de abertura de brecha final fosse de 0,517 horas ou, 31 minutos.

Tabela 12: Segunda etapa da calibração pelo tempo de abertura da brecha.

Tempo de abertura da brecha (horas)	R ² Hidrograma	R ² Pico do Hidrograma
0,5	0,9974	0,9868
0,517	0,9976	0,9911
0,533	0,9963	0,9540
0,55	0,9964	0,9603
0,567	0,9940	0,8980
0,583	0,9940	0,9051
0,6	0,9964	0,9882

(Fonte: Própria do Autor)

Por fim, a calibração passou a ser regida pela mudança nos coeficientes de Manning do leito do rio e das margens. Nesse sentido, se buscou coincidir a vazão de pico do hidrograma de ruptura observado com o hidrograma de ruptura simulado, sendo esta vazão, de 1,24 m³/s. Dessa forma, se chegou nos valores calibrados apresentados pela Tabela 13.

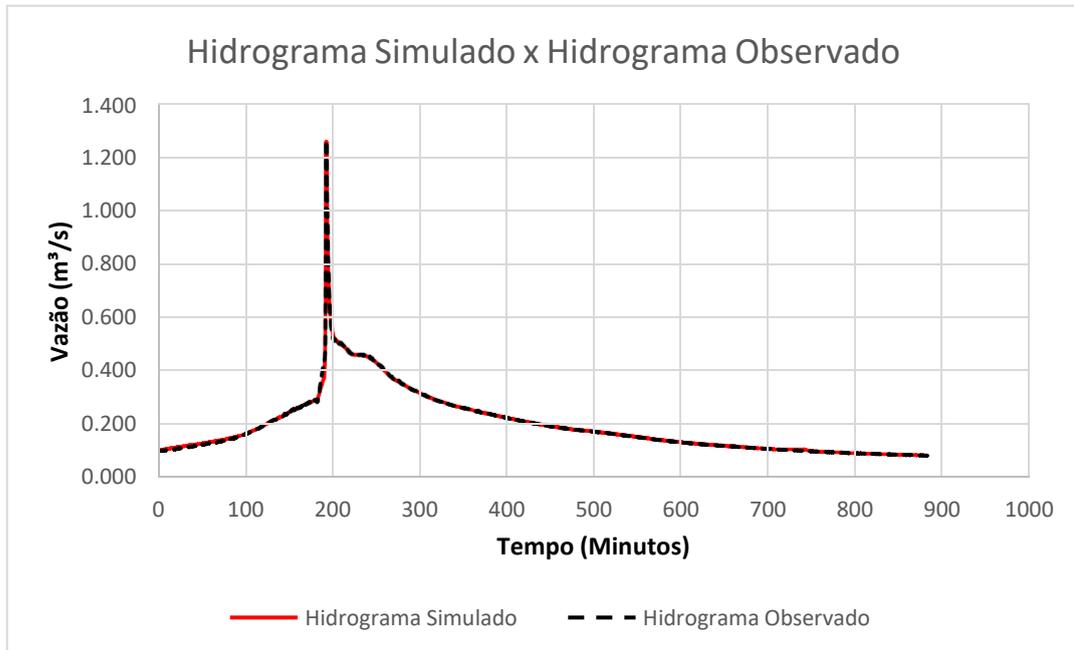
Tabela 13: Parâmetros finais obtidos através da calibração do modelo.

Parâmetros Calibrados	Valor
Tempo de abertura da brecha (horas)	0,517
Manning no leito do rio	0,106
Manning para o uso do solo local	0,126

(Fonte: Própria do Autor)

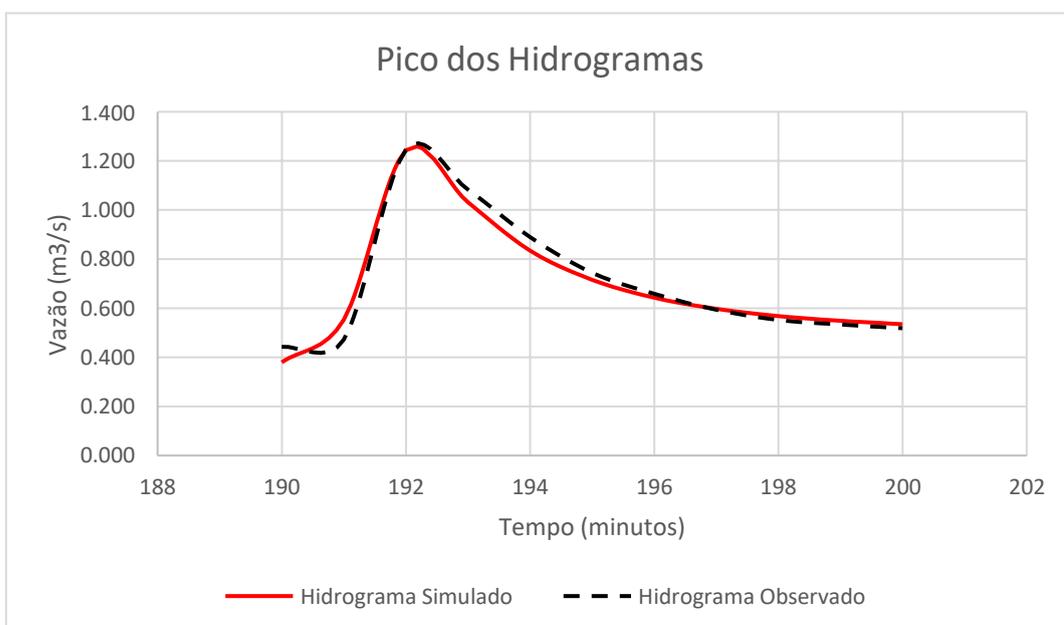
Com o modelo calibrado, foi possível comparar o hidrograma de ruptura simulado ao hidrograma de ruptura medido no exutório (Figura 52). Percebe-se que visualmente eles não apresentaram mudanças visíveis, o que sugere inicialmente que a calibração do modelo foi efetiva. Para visualizar de forma mais clara o resultado, recortou-se os picos dos hidrogramas, (Figura 53).

Figura 52: Comparação entre hidrograma de ruptura simulado e observado.



(Fonte: Própria do Autor)

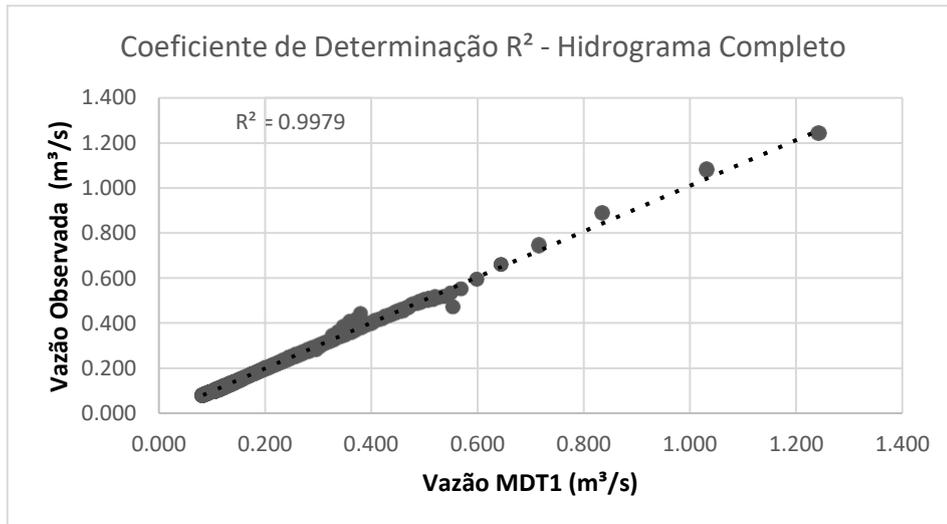
Figura 53: Recorte do pico do hidrograma simulado e observado.



(Fonte: Própria do Autor)

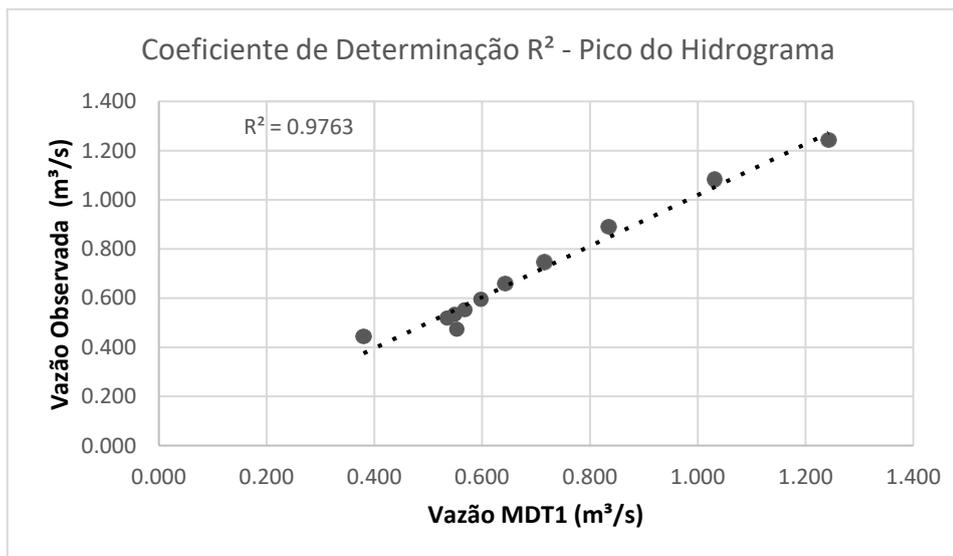
Por fim, se calculou o coeficiente de determinação entre os hidrogramas acima, comparando os hidrogramas completos e apenas o seu pico, gerando um R^2 de 99,79% e 97,63%, conseqüentemente (Figuras 54 e 55).

Figura 54: Coeficiente R^2 entre o hidrograma de ruptura simulado e observado.



(Fonte: Própria do Autor)

Figura 55: Coeficiente R^2 entre o pico do hidrograma de ruptura simulado e observado.



(Fonte: Própria do Autor)

A calibração se mostrou muito efetiva e os valores calibrados se mostraram coerentes com a realidade. O tempo de abertura da brecha encontrado está de acordo com os intervalos propostos pelos autores na Tabela 1, entretanto, acima dos valores calculados através das fórmulas empíricas apresentadas na Tabela 9. Isso sugere que essas fórmulas, podem ter sido calibradas através de casos reais de rupturas de grandes barragens, podendo não representar de

forma fidedigna o comportamento da abertura de brecha oriunda do rompimento de pequenas estruturas.

Além disso, o resultado obtido na calibração só foi possível devido ao monitoramento hidrológico realizado no local durante o evento de ruptura e, assim, hidrogramas de ruptura hipotéticos e equações empíricas para o plano de ruptura acabaram não sendo necessários. Caso contrário, a calibração resultante provavelmente não teria o mesmo resultado.

5.3 ANÁLISE DA SIMULAÇÃO

5.3.1 Propagação da Onda de Cheia

A partir da propagação da onda de cheia nas diferentes bases topográficas e da exportação dos parâmetros hidráulicos nas seções de referência, se comparou os valores gerados para o MDT1 e o MDT003 (Tabela 14).

Tabela 14: Resultados da propagação da onda de cheia para as seções de referência.

Seção	Distância do Barramento (m)	Vazão de Pico (m ³ /s)		Profundidade Máxima na Seção (m)		Velocidade Máxima na Seção (m/s)		Tempo Para Chegada da Onda* (min)		Tempo Para Chegada da Onda* (min)	
		MDT1	MDT003	MDT1	MDT003	MDT1	MDT003	MDT1	MDT003	MDT1	MDT003
1	13,2	1,37	1,38	0,46	0,38	0,67	0,71	17	14	26	22
2	70,2	1,32	1,36	0,48	0,58	0,62	0,75	19	15	27	23
3	140	1,31	1,35	0,37	0,59	0,94	1,45	20	16	29	25
4	194	1,31	1,34	0,57	0,57	0,30	0,60	21	17	30	26
5	269	1,25	1,33	0,26	0,56	0,92	1,04	23	18	32	27

* Em relação ao momento da ruptura (23:13)

(Fonte: Própria do autor)

Conforme a Tabela 14, percebe-se mudanças significativas nos parâmetros hidráulicos analisados. As vazões de pico, com exceção da seção S5, tiveram variações menores do que 0,05 m³/s. A profundidade máxima teve as maiores variações nas seções S3 e S5, na ordem de 22 cm e 30 cm, respectivamente, o que pode ser considerada uma variação relevante já que a profundidade média do Arroio Baio em circunstâncias normais é de aproximadamente 30 cm.

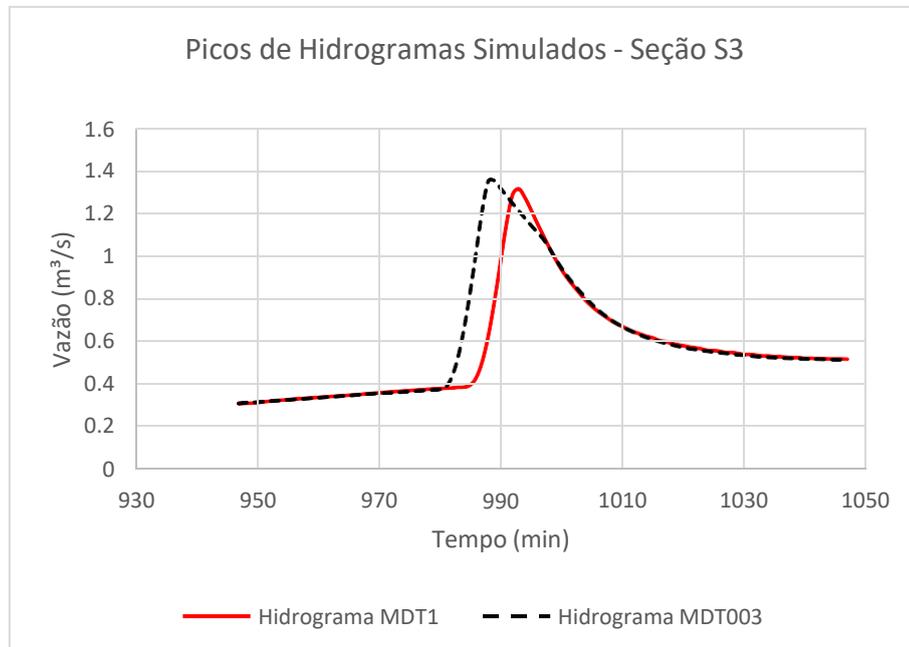
A velocidade máxima na seção apresentou as maiores variações entre as seções S2 e S4, destacando-se a seção S3, que apresentou uma diferença de 0,51 m/s, nesse trecho se verificou que a calha do rio está mais bem representada pela topografia do MDT003, dessa forma, ao estreitar a área do escoamento, as velocidades se tornam maiores.

É importante salientar que em termos gerais, o MDT003 apresentou os maiores valores de vazão de pico, profundidade máxima e velocidade máxima na seção.

As variações no tempo de propagação da onda causaram um retardo de 3 a 5 minutos por parte do MDT1, no tempo de chegada da onda e do pico da onda de cheia, que pode ser justificado pelas velocidades mais altas do MDT003 em relação ao MDT1.

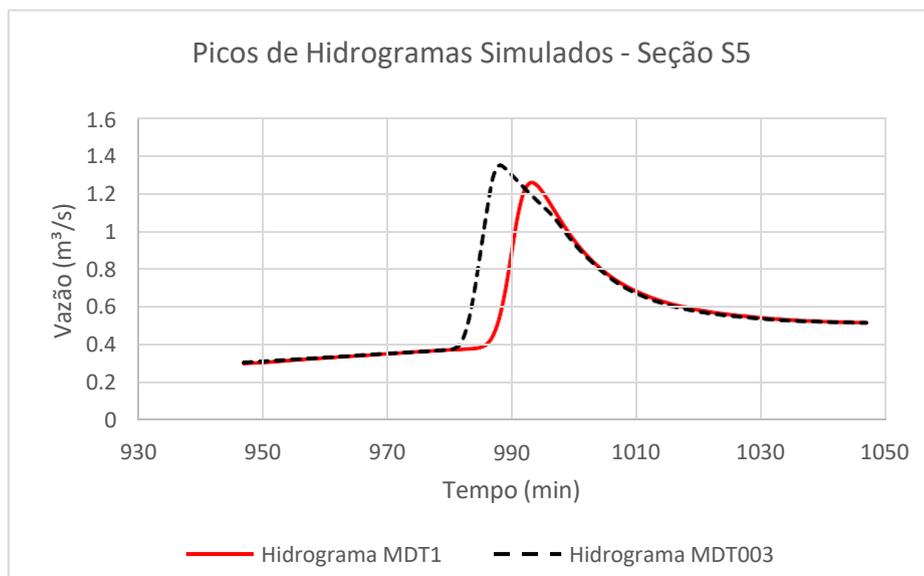
As Figuras 56 e 57 apresentam os hidrogramas de ruptura para as seções que mais apresentaram mudanças acerca das variáveis analisadas, evidenciando a antecipação do hidrograma do MDT003 em relação ao hidrograma do MDT1.

Figura 56: Picos dos hidrogramas simulados e observados na seção S3.



(Fonte: Própria do autor)

Figura 57: Picos dos hidrogramas simulados e observados na seção S5.



(Fonte: Própria do autor)

Ao trocar a topografia do local, é natural haver mudanças nos resultados dos estudos hidrodinâmicos, mesmo que sejam pouco significativas. Pode-se concluir que, embora os MDTs utilizados sejam ambos de alta resolução, ao utilizar MDTs com resolução espacial de 1 metro e 3 centímetros de resolução, mudanças significativas ocorreram.

Tabela 15: Diferenças dos parâmetros de análise entre o MDT1 e o MDT003.

Seção	Distância do Barramento (m)	Vazão de Pico (m ³ /s)	Profundidade Máxima na Seção (m)	Velocidade Máxima na Seção (m/s)	Tempo Para Chegada da Onda* (min)	Tempo Para Chegada do Pico da Onda* (min)
1	13,2	0,01	0,08	0,04	3	4
2	70,2	0,04	0,10	0,13	4	4
3	140	0,04	0,22	0,51	4	4
4	194	0,03	0,00	0,30	4	4
5	269	0,08	0,30	0,12	5	5

* Em relação ao momento da ruptura (23:13)

(Fonte: Própria do autor)

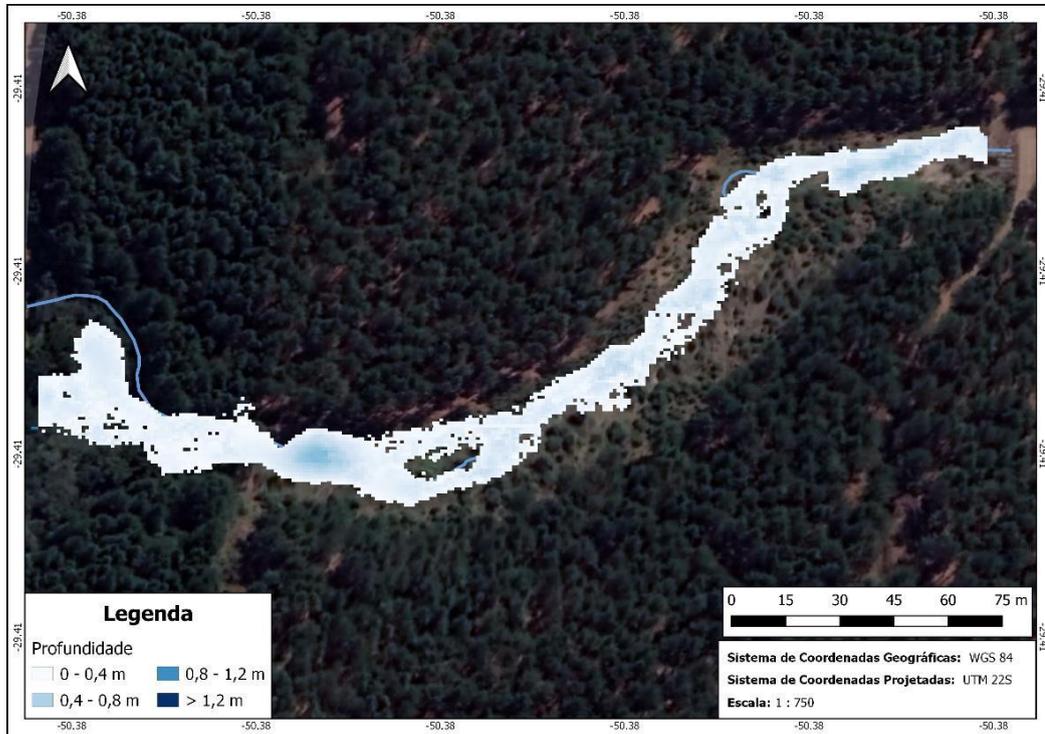
Ao comparar a propagação da onda de cheia nos diferentes MDTs, se notou que ao representar com mais detalhes o perfil da calha do rio, o MDT003 encurta a disposição do fluxo do escoamento, obtendo maiores profundidade e velocidades no leito do rio. Em contrapartida, o MDT1 ao possuir um perfil mais retilíneo sem detalhamento, acaba distribuindo o escoamento mais uniformemente ao longo das seções, fazendo com que as profundidades e velocidade sejam menores.

Ao gerar maiores velocidades, a onda de cheia e o seu pico, acabam percorrendo mais rapidamente o trecho, fazendo com que alcancem mais rapidamente as seções de referência, onde se verificou o seu adiantamento médio de 4 minutos quando propagadas na topografia do MDT003.

5.3.2 Geração da Mancha de Inundação

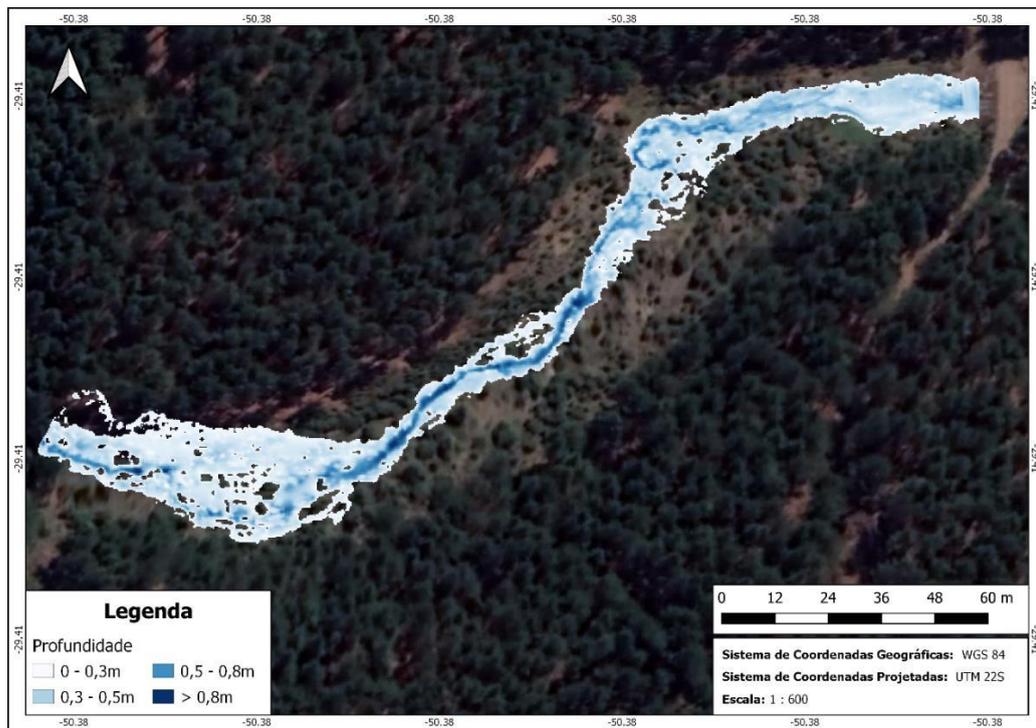
Para analisar as manchas de inundação geradas, foram exportadas as manchas de inundação máximas para o MDT1 e o MDT003, com suas respectivas profundidades (Figura 58 e 59).

Figura 58: Profundidades da mancha de inundação simulada para o MDT1.



(Fonte: Própria do Autor)

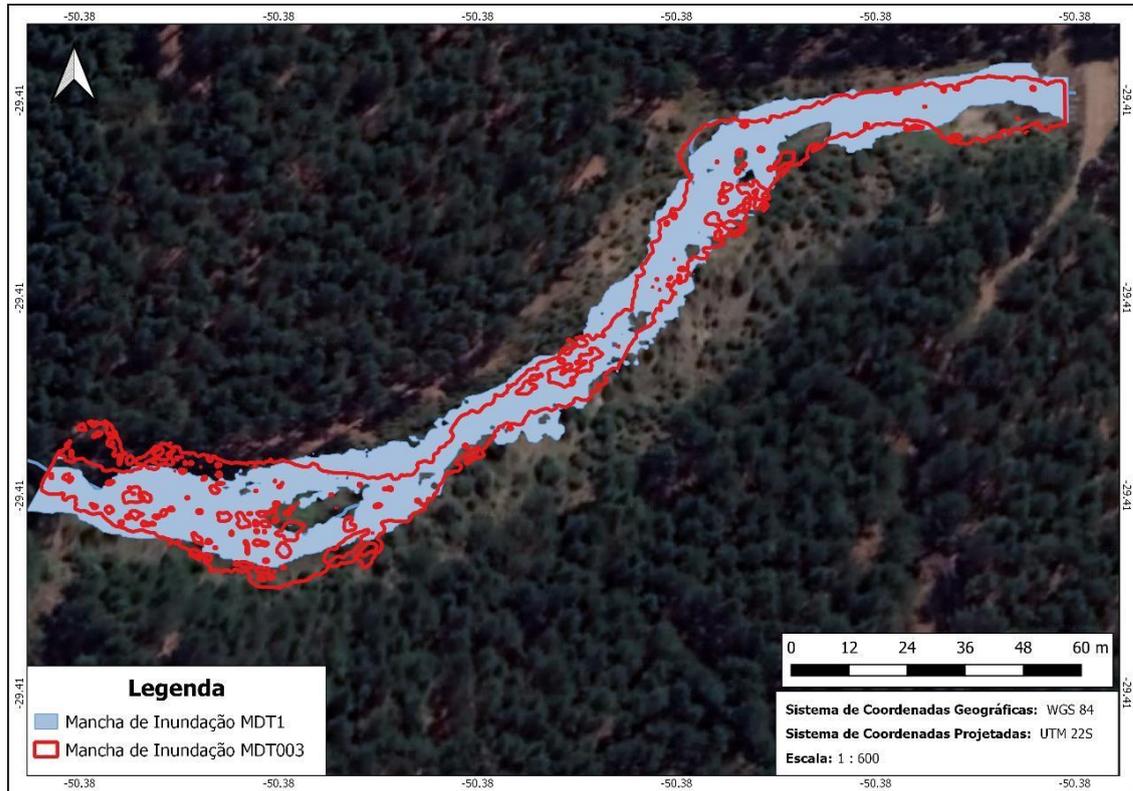
Figura 59: Profundidades da mancha de inundação simulada para o MDT003.



(Fonte: Própria do Autor)

Para que fosse possível comparar as manchas geradas visualmente, gerou-se um mapa comparativo, apresentado na Figura 60.

Figura 60: Comparação entre as manchas de inundação simuladas.



(Fonte: Própria do Autor)

A partir da Figura 60 é possível analisar mudanças significativas nas bordas da inundação, não havendo padrão algum, certos momentos a mancha gerada pelo MDT003 inunda uma área mais larga, em outros, uma área mais estreita. Uma vez que o perfil longitudinal dos MDTs apresentou discrepâncias ao longo do trecho, as células da malha computacional acabaram sendo alagadas de maneiras distintas, tendo como influência direta, a resolução espacial dos MDTs utilizados.

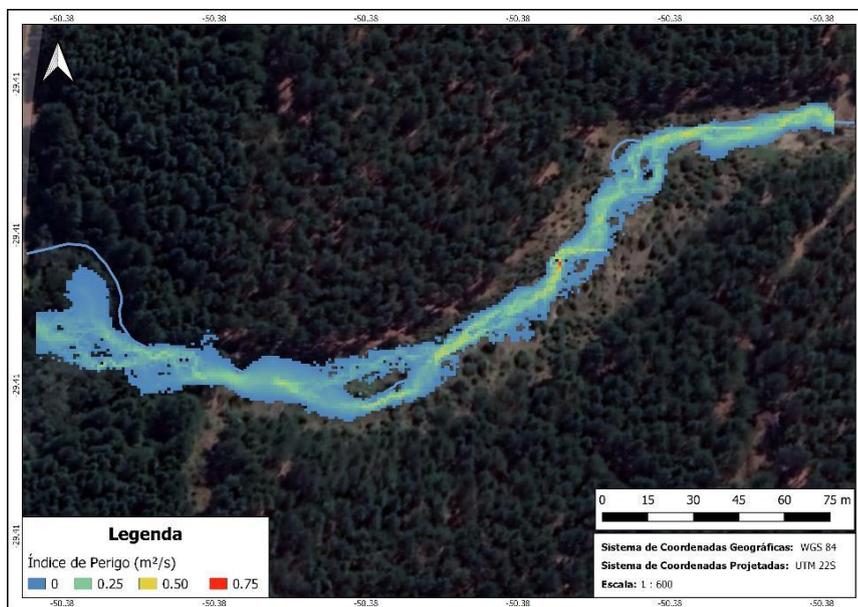
Contudo, em termos de área alagada, se notou pouca diferença na área total inundada entre os MDTs, enquanto que o MDT1 somou uma área de 3195,83 m², o MDT003 somou uma área de 3077,42 m², sendo assim, uma diferença de 118,41 m², correspondente a 3,7% em relação à maior mancha de inundação gerada.

Dessa forma, a mancha de inundação da topografia de menor resolução apresentou a maior área, comportamento similar ao estudo proposto por Matos & Resende (2019), onde três topografias de baixa resolução apresentaram as maiores áreas inundadas quando comparadas com a topografia de alta resolução.

5.4 ÍNDICE DE PERIGO

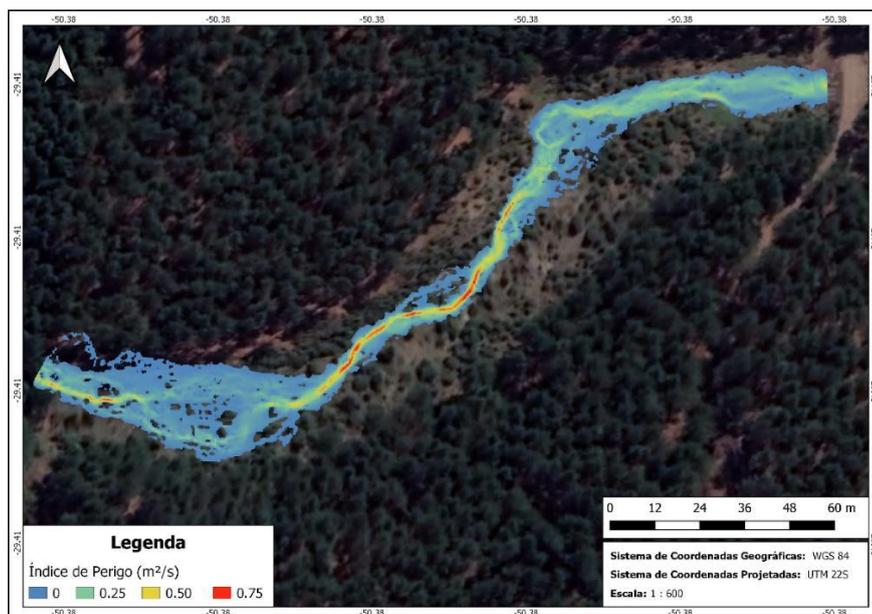
Para gerar os mapas de índice de perigo, se exportou os arquivos *raster* de níveis máximos de água e velocidade máxima do escoamento. *Raster* são dados matriciais que fornecem valores em um determinado pixel. Dessa forma, ao fazer o produto do nível de água máxima pela velocidade máxima do escoamento, se gerou o *raster* de Índice de Perigo, obtendo-se valores de IP para cada pixel, podendo gerar um mapa final para cada MDT (Figura 61 e 62).

Figura 61: Índice de perigo simulado para o MDT1.



(Fonte: Própria do Autor)

Figura 62: Índice de perigo simulado para o MDT003.



(Fonte: Própria do Autor)

Ao analisar as Figuras acima, percebe-se que o MDT003 por ter uma representação mais detalhada da calha do leito do rio, apresenta visualmente com mais precisão, os maiores valores de Índice de Perigo, localizados no leito do rio.

Para comparar os Índices de Perigo de acordo com as classificações atribuídas por RESCDAM (1999) e Synalven *et. al* (2000), foi necessário calcular a área total de IP em diferentes intervalos, a fim de avaliar as mudanças que o MDT exerce no parâmetro referido. A Tabela 16 apresenta os valores de IP para o MDT1 e para o MDT003.

Tabela 16: Valores de IP Calculados para o MDT1 e MDT003.

Índice de Perigo (m ² /s)	Área (m ²)	
	MDT1	MDT003
0- 0.25	2703.51	2701.11
0.25 - 0.5	314.95	302.25
0.5 - 0.7	4.97	63.22
> 0.7	1	3.78

(Fonte: Própria do Autor)

Com as alterações de profundidades d'água e velocidades do escoamento impostas pela mudança de topografia, se verificou que o MDT003, ao possuir uma resolução espacial mais alta e uma representação territorial mais detalhada, sobretudo, da calha do rio, obteve Índices de Perigo maiores em relação ao MDT1. Enquanto no MDT1 áreas com IP de 0,5 m²/s possuíram uma área de 4,97 m², no MDT003 se somou uma área de 63,22 m², equivalente a quase 13 vezes a mais de área.

Nessa magnitude, RESCDAM (1999) sugere que o IP oferece danos totais com risco de vida importante para crianças e danos parciais com risco de vida médio para adultos, ao passo que SYVANEM *et al.* (2000) sugere que crianças e deficientes presentes na área de inundação sejam arrastados. Ainda, em áreas com IP maiores que 0,7 m²/s, obteve-se uma área de 1 m² no MDT1, enquanto que para o MDT003 esse valor representa 3,78 m² de área, mesmo que sejam áreas pequenas, podendo ser tratadas como ponto isolado, segundo ambos os autores, adultos podem ser arrastados e correr risco de vida importante.

Embora o local de estudo esteja isolado de residências e atividade humana direta e, a barragem simulada seja de apenas 2 metros de altura, os resultados sugerem ruptura de pequenas estruturas oferecem perigo, mesmo que em baixa magnitude. Entretanto, existem inúmeras barragens com maiores dimensões e com reservatórios de maior volume que não são enquadradas para estudos de rompimento hipotético.

Nesse sentido, se conclui que seja do interesse da sociedade que as políticas responsáveis pela segurança de barragens passem a ser mais rígidas quanto à estudos de rompimento de barragens e pequenas estruturas, avaliando com cautela os potenciais riscos associados à sua ruptura e os eventuais perigos que pessoas, animais e estruturas estarão expostas em tal evento.

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A topografia é considerada o dado de entrada mais preponderante de simulações de ruptura de barragens, podendo ser adquirida de forma gratuita ou por meio de contratação de serviços, proporcionando diferentes qualidades e resoluções espaciais.

Embora as bases topográficas utilizadas no presente estudo sejam de alta resolução, possuem discrepância relevantes no que tange a representação fiel do terreno quando comparadas com a topografia levantada a partir do uso de um RTK e estação total. Enquanto o MDT1, com resolução espacial de 1 metro apresentou um coeficiente de determinação de 77,19%, o MDT003 com resolução de 3 centímetros apresentou um coeficiente de 98,03%.

Então, considerando os objetivos do trabalho, os resultados mostram que em relação ao objetivo geral, se observou que uma estrada vicinal de pequeno porte, análoga a uma barragem, ao romper, gera efeitos similares a um evento de ruptura de uma pequena barragem.

A calibração do modelo se mostrou efetiva, e ao comparar o hidrograma de ruptura simulado com o hidrograma de ruptura observado, obteve-se um coeficiente de determinação de 99,79% para o hidrograma completo e de 97,63% para a comparação do pico do hidrograma. Entretanto, salienta-se que tais resultados só foram possíveis pois se utilizou dados oriundos de um monitoramento hidrológico contínuo, pois estes, sempre serão os melhores dados disponíveis para o estudo de ruptura de barragens.

Nesse sentido, o valor de tempo de abertura da brecha calibrado apresentou um valor de aproximadamente 2,5 superior em relação à média calculada através das equações empíricas, sugerindo que esse parâmetro possa ter sido criado a partir de casos de ruptura de grandes barragens, podendo comprometer seu uso em estudos de ruptura de pequenas estruturas.

O coeficiente de Manning calibrado apresentou pouca diferença em relação aos valores atribuídos a partir da tabela utilizada como referência, mostrando que atividades de campo e observações realizadas no local do estudo puderam subsidiar uma boa estimativa de valores de Manning iniciais, uma vez que ambos valores iniciais e calibrados, são considerados valores coerentes com a literatura.

Quanto à influência da topografia na simulação hidrodinâmica bidimensional de ruptura de barragem, as simulações mostraram que a resolução espacial exerce mudança importante, tanto nos parâmetros hidráulicos, como na mancha de inundação. A profundidade da lâmina d'água obteve variações na ordem de 30 cm, o que equivale a uma profundidade média do trecho estudado. A velocidade de pico chegou a uma variação máxima de 0,51 m/s, embora, no geral, tenha sofrido menos variações, quando somadas a comparação com outras seções.

Contudo, todos os parâmetros calculados foram superiores para o MDT003 e isso acabou gerando um adiantamento do hidrograma dessa base topográfica, na ordem de aproximadamente 4 minutos.

As manchas de inundação geradas apresentaram mudanças significativas nos limites das bordas inundadas, porém em termos de área inundada, pouca diferença se notou. A mancha de inundação gerada pelo MDT1 apresentou maior área inundada, cerca de 3,7% a mais em relação ao MDT003. Evidenciando que quanto menor o detalhamento da topografia, o escoamento tende a se espalhar mais para as margens e se concentrar menos no leito do rio.

Pouco se estuda o Índice de Perigo causado pela ruptura de pequenas estruturas, entretanto, ao comparar os IPs gerados por ambas bases topográficas, concluiu-se que o MDT003 aumentou significativamente os IPs da onda de cheia em relação ao MDT1, reflexo do detalhamento da calha do rio onde se concentram as maiores velocidades e profundidades.

Embora o perigo associado a ruptura da estrutura em estudo possa ser considerada de baixa magnitude, estruturas com maiores dimensões e com reservatórios com maiores volumes podem oferecer perigo substancial em áreas com atividade humana presente. Assim, conclui-se que as leis e políticas que regem a segurança de barragens possam ser mais rígidas no que tange estudos de rompimento de barragens, mesmo quando em pequenas estruturas, uma vez que esse evento, mesmo em menor magnitude, oferece perigos para pessoas, animais e estruturas ali presente.

Com base nas análises realizadas no presente trabalho, recomenda-se para trabalhos futuros a utilização de mais bases topográficas com diversas resoluções espaciais a fim aprofundar o estudo da influência que a resolução espacial de um MDT exerce sobre a propagação da onda de cheia oriunda do rompimento de uma pequena estrutura.

REFERÊNCIAS

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS - ANA (Brasil) (Org.). **Relatório de Segurança de Barragens 2017**. Brasília: Agência Nacional de Águas, 2017.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS - ANA (Brasil) (Org.). **Relatório de Segurança de Barragens 2019**. Brasília: Agência Nacional de Águas, 2020.

AZEVEDO NETO, J. M. de; FERNANDEZ, M. F.; R. ARAUJO, R.; ITO, A. E. **Manual de Hidráulica**. São Paulo: Edigar Blucher, 8ª ed., p. 669, 1998.

BAPTISTA, M. B; COELHO, M. M. L. P. **Fundamentos de engenharia hidráulica**. 3. ed. rev. ampl. Belo Horizonte: Editora UFMG, 2010.

BAPTISTA, Márcio Benedito; LARA, Márcia Maria. **Hidráulica aplicada**. Porto Alegre: Coleção ABRH, 2001.

BARFIELD, B. J.; WARNER, R. C.; HAAN, C. T. **Applied Hydrology and Sedimentology for Disturbed Areas**. Oklahoma Technical Press, 1981, pp. 104-108

BRASIL, Lucas Samuel Santos. **Utilização de modelagens uni e bidimensional para a propagação de onda de cheia proveniente de ruptura hipotética de barragem**: Estudo de caso: Barragem de Rio de Pedras – MG. 222 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, UFMG, Minas Gerais, 2005.

BRASIL. Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. **Presidência da República. Casa Civil**. Brasília, DF, 20 de setembro de 2010.

CHOW, Ven Te. **Open Channel Hydraulics**. Estados Unidos: Mcgraw-hill Book Company, 1959.

COLLISCHONN, Walter. **Análise do rompimento hipotético da Barragem de Ernestina-RS**. 192 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, UFRGS, Porto Alegre, 1997.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS (CBDB). **Guia Básico de Segurança de Barragens**. São Paulo: 1999.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS CBDB - Comitê Brasileiro de Barragens. **A história das barragens no Brasil, Séculos XIX, XX e XXI: cinquenta anos do Comitê Brasileiro de Barragens**. Rio de Janeiro: CBDB, 2011

COUTINHO, Marlon. **Avaliação do desempenho da modelagem hidráulica unidimensional e bidimensional na simulação de eventos de inundação em Colatina / ES**. 245 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, UFMG, Belo Horizonte, 2015.

DUFFAUT, Pierre. The traps behind the failure of Malpasset arch dam, France, in 1959. **Journal Of Rock Mechanics And Geotechnical Engineering**. Wuhan, p. 335-341. Out. 2013.

Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo. **Manual Básico de Estradas e Rodovias Vicinais**, Volume 1. São Paulo: 2012.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte – DNIT. **Manual de Pavimentação Rodoviária. Instituto de Pesquisas Rodoviárias**, Rio de Janeiro, 2006.

EATON, R. A. **Development of the unsurfaced roads rating methodology**. Hanover: U. S. Army Corps of Engineers, 1988. (Special Report 88-5).

EGG, G.C. **Geração de Modelos Digitais de Superfícies Compostos Utilizando Imagens do Sensor PRISM/ALOS**, 2012 159 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa. 2012.

FAN, Fernando Mainardi et al. Avaliação de um método de propagação de cheias em rios com aproximação inercial das equações de Saint-Venant. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 19, n. 4, p.137-147, out - dez. 2014.

FARIA, F; SILVA, M; REIS, M; AMORIM, J. **Metodologia para obtenção do hidrograma para simulação de ruptura de barragens**. Revista Militar de Ciência e Tecnologia. Rio de Janeiro, 2019.

FERLA, Rute et al. **Metodologia Simplificada Para Análise De Aspectos Hidráulicos Em Rompimento De Barragens**. 223 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, UFRGS, Porto Alegre, 2018.

FABIANI, André Luiz Tonso. **Mesa Redonda – BARRAGENS E SEGURANÇA HÍDRICA: Palestra 3 – Recuperação da Segurança Hídrica de Extravadores Operados**. Maceió - AL: Comitê Brasileiro de Barragens – CBDB, 2018. Fotografia.

FRASER, C; RAVANBAKSH, M. **Precise Georeferencing of Long Strips of ALOS Imagery**. Melbourne, 2011.

FROEHLICH, D. C., TUFAIL, M. **Evaluation and Use of Embankment Dam Breach Parameters and Their Uncertainties**. In PROCEEDINGS OF THE ANNUAL CONFERENCE OF THE ASSOCIATION OF STATE DAM SAFETY OFFICIALS, Phoenix, 2004, 15 p.

GOERL, Roberto Fabris; KOBIYAMA, Masato; PELLERIN, Joel Robert Georges Marcel. Proposta metodológica para mapeamento de áreas de risco a inundação: estudo de caso do município de Rio Negrinho–SC. **Boletim de Geografia**, v. 30, n. 1, p. 81-100, 2012.

GRUPO DA FORÇA-TAREFA. **Avaliação dos efeitos e desdobramentos do rompimento da Barragem de Fundão em Mariana-MG**. Belo Horizonte: 2016.

IBAMA, Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis. **Lauda Técnico Preliminar: Impactos Ambientais decorrentes do desastre envolvendo o rompimento da barragem de Fundão, Mariana, Minas Gerais**. 2015.

INTERNATIONAL RIVERS. Imagem p&b. **The Forgotten Legacy of the Banqiao Dam Collapse**, China. Disponível em <<https://archive.internationalrivers.org/resources/the-forgotten-legacy-of-the-banqiao-dam-collapse-7821>> Acesso em 18.nov.2020.

JANSEN, Robert B. **Dams and Public Safety: A Water Resources Technical Publication.** Denver: 1983.

KOBIYAMA, M.; MENDONÇA, M.; MORENO, D.A.; MARCELINO, I.P.V.O.; MARCELINO, E.V.; GONÇALVES, E.F.; BRAZETTI, L.L.P.; GOERL, R.F.; MOLLERI, G.; RUDORFF, F. **Prevenção de desastres naturais: Conceitos básicos.** Curitiba: Organic Trading. 109 p., 2006.

LAURIANO, André William. **Estudo de ruptura da Barragem de Funil: comparação entre os modelos FLDWAV e HEC-RAS.** 251 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, UFMG, Belo Horizonte, 2009.

MASCARENHAS, Flavio Cesar Borba. **Modelação matemática de ondas provocadas por ruptura de barragens.** 291 f. Tese (Doutorado) - Curso de Pós-graduação de Engenharia, Coppe/UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1990.

MASSAD, F. (2010). **Obras de terra: curso básico de engenharia geotécnica.** 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos

Ministério da Integração Nacional; **Manual de Segurança e Inspeção de Barragens.** Brasília, 2002.

PORTAL ORÓS. Imagem p&b. **Barragem de Orós após o acidente de 1960,** Rio Jaguaribe, Brasil. Disponível em <<http://portaloros.blogspot.com.br/p/nossa-historia.html>> Acesso em 18.nov.2020.

PORTO, Rodrigo de Melo. **Hidráulica básica.** 4. ed. São Carlos: EESC/ USP, 2006.

RESCDAM, EU-Project. **The use of physical models in dam-break flood analysis.** Finlândia, 2000.

RESENDE, A; MATOS, T. **Análise Comparativa Entre Bases Topográficas na Determinação da Área de Inundação em Eventos de Ruptura de Barragens. Estudo de Caso: Barragem da Pampulha.** XXIII SBRH - Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Foz do Iguaçu, Paraná, 2019.

SARAIVA, Lorena Silva. **Comparação entre critérios para determinação de hidrogramas de ruptura de barragens.** 79 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, 2014.

SANTOS, A; PASTORE, E; JUNIOR, F; CUNHA, M. **Estradas Vicinais de Terra, Manual Técnico Para Conservação e Recuperação.** 3º Edição. São Paulo, 2019.

SOARES, Mariana. **Açude rompe e água invade ruas em Barra do Ribeiro, RS.** G1-Globo, 2014. Disponível em < <https://g1.globo.com/rs/rio-grande-do-sul/noticia/2014/12/acude-rompe-e-agua-invade-ruas-em-barra-do-ribeiro-rs.html>> Acesso em 19.nov.2020.

STEPHENS, T. FAO - **Manual sobre pequenas barragens de terra: guia para localização, projeto e construção.** Roma: Organização das Nações Unidas para a alimentação e agricultura, 2011. 120p. (Publicação de FAO sobre rega e drenagem, 64).

STEPHENSON, David. **Integrated flood plain management strategy for the Vaal.** Urban Water, v. 4, n. 4, p. 423-428, 2002.

SYLVESTER, Arthur Gibbs. **TETON DAM FAILURE, 5 JUNE 1976**. University of California, Santa Barbara. Disponível em <http://www.geol.ucsb.edu/faculty/sylvester/Teton_Dam/Teton%20Dam.html> Acesso em: 18 nov. 2020.

SYNAVEN, K. **The pilot Project Kyrkojarvi dam and reservoir, Seinajoki**, Finland. In-INTERNACIONAL SEMINAL AND WORKSJOP RISK ASSESMENT, DAM-BREAK FLOOD ANÁLISIS AND EMERGENCY ACTION PLANNING. Seinajoki- Finnish Environment Institute, 2000

TUCCI, C. E. M. (1998). **Modelos hidrológicos**, Ed. Universidade/UFRGS/Associação Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, 668p

USACE – U.S. Army Corps of Engineers. **HEC-RAS, River Analysis System**. Hydraulic Reference Manual. Version 1. Davis: 1995a.

WISEU, Teresa; ALMEIDA, António Betâmio de. **Gestão do Risco nos Vales a Jusante de Barragens**. Territorium, Coimbra, n. 18, p.33-42, 2011.

WISEU, T. **Segurança dos vales a jusante de barragens – metodologias de apoio à gestão dos riscos**. 2006. 482f. Tese (Doutorado) – Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2006

ZANARDI, R. P. **Geração de Modelo Digital de Terreno a partir de Par estereoscópico do sensor CDD do Satélite CBERS-2 e Controle de qualidade das informações Altimétricas**. Porto Alegre: UFRGS, 2006

WAHL, T. L. **The Uncertainty of Embankment Dam Breach Parameter Predictions Based on Dam Failure Case Studies in USDA/FEMA**, Workshop on Issues, Resolutions and Research Needs Related on Dam Failure Analysis. Oklahoma, jun. 2001, 16 p.