



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Estudo hipotético de propagação de onda ruptura da barragem do reservatório bom jardim em uberlândia - mg

JULIO CESAR PEREIRA AMORIM

UBERLÂNDIA

OUTUBRO 2021

UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

**ESTUDO HIPOTÉTICO DE PROPAGAÇÃO DE ONDA RUPTURA DA
BARRAGEM DO RESERVATÓRIO BOM JARDIM EM UBERLÂNDIA – MG**

JULIO CESAR PEREIRA AMORIM

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Faculdade de Engenharia Civil da Universidade
Federal de Uberlândia como requisito parcial
para a obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. José Eduardo FILHO Filho

Prof. Dr. José Eduardo Alamy Filho

Prof. Dr. Carlos Eugênio Pereira

Prof.^a. Dra. Roseli Mendonça Dias

UBERLÂNDIA

OUTUBRO 2021

RESUMO

Um evento de uma ruptura de barragem pode ocasionar grandes desastres, em especial se a área a jusante da barragem foi urbanizada. Ao longo de anos diversas barragens romperam causando diversos desastres matando milhares de pessoas. Para avaliar o comportamento da onda de cheia ao longo da jusante da barragem do reservatório Bom Jardim, localizado na região sul da cidade de Uberlândia-MG, tal como analisar a profundidade e velocidade máxima além de determinar o tempo de desenvolvimento da onda de ruptura, foram realizadas diversas simulações utilizando o software HEC-RAS 6.0, utilizando um terreno base, criado com a digitalização de curvas de nível a partir do software SURFER. As simulações foram realizadas analisando fenômenos de piping e galgamento, comparando os diferentes parâmetros de abertura de brecha obtidos através de equações empíricas. Para as simulações foi necessário fazer uma transformação chuva-vazão com a máxima precipitação registrada de 147 mm, com uma bacia de contribuição de 398 km². A partir dos dados obtidos com a equação de “FROELICH (2008) ”que registrou a maior vazão de pico, atingindo 661,17 m³/s, foram gerados mapas de inundação avaliando quais áreas habitadas seriam atingidas pelo rompimento. Também se verificou a influência da topografia da área de jusante, dado que a cachoeira presente a jusante de barragem teve grande contribuição em criar uma área de represamento que conseguiu reduzir uma velocidade de mais 118 m/s, diminuindo assim o potencial destrutivo do evento. A partir do mapa de tempo de chegada constatou-se que o tempo para a onda percorrer o trajeto até que ponto de controle a 16,6 km da barragem foi de 5,48 horas, além de estimar o tempo de chegada da frente onda às áreas habitadas.

Palavras-chave: Rompimento de barragem. Onda de ruptura. HEC-RAS. Mapa de inundação.

ABSTRACT

Keywords: Dam break. Rupture wave. HEC-RAS. Flood map.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Distribuição das causa de ruptura.....	12
Figura 2 - Processo de erosão interna (piping).....	13
Figura 3 - Processo de galgamento (overtopping).....	14
Figura 4 - Esforços atuantes sobre a barragem.....	15
Figura 5 - Barragem St. Francis antes do rompimento	17
Figura 6 - Barragem da Pampulha após rompimento	18
Figura 7 - Barragem de Malpasset antes e após rompimento.....	19
Figura 8 - Barragem de Orós antes do rompimento.....	20
Figura 9 - Barragem de Vajont após rompimento	20
Figura 10 - Barragem de Teton antes e após do rompimento	21
Figura 11: Barragem de Nova Lima após rompimento.....	23
Figura 12 - Vista de satélite da barragem fundão antes e após rompimento.....	24
Figura 13 - Barragem de Brumadinho antes e após rompimento	24
Figura 14 - Elementos de uma brecha de ruptura	25
Figura 15 - Etapas de estudo	35
Figura 16 - Imagem de satélite Reservatório Bom Jardim.....	36
Figura 17 - Nuvem de pontos digitalizados.....	37
Figura 18 - Vista 3D da digitalização da calha do rio a jusante do reservatório	37
Figura 19 : Caracterização da bacia de contribuição	45
Figura 20: Hidrograma afluente e Precipitação	47
Figura 21: Seção transversal da barragem do reservatório Bom Jardim.....	47
Figura 22: Curva cota-área inundada do reservatório Bom Jardim.....	48
Figura 23: Curva cota-volume do reservatório Bom Jardim	48
Figura 24: Vazão de pico através da brecha pelo processo de galgamento.	50
Figura 25: Vazão de pico através da brecha pelo processo de piping.	50
Figura 26: Tempo para esvaziamento do reservatório.....	51
Figura 27: Mancha de inundação decorrente da onda de ruptura.....	52
Figura 28: Área habitada atingida pela onda de ruptura (1).....	52
Figura 29: Área habitada atingida pela onda de ruptura (2).....	53
Figura 30: Área habitada atingida pela onda de ruptura (3).....	53
Figura 31: Área habitada atingida pela onda de ruptura (4).....	54
Figura 32 -Área habitada atingida pela onda de ruptura (5)	54

Figura 33 - Área habitada atingida pela onda de ruptura (6).....	55
Figura 34 - Área habitada atingida pela onda de ruptura (7).....	55
Figura 35 - Área habitada atingida pela onda de ruptura (8).....	56
Figura 36 - Área habitada atingida pela onda de ruptura (9).....	56
Figura 37 - Área habitada atingida pela onda de ruptura (10).....	57
Figura 38 - Área habitada atingida pela onda de ruptura (11).....	57
Figura 39 - Área habitada atingida pela onda de ruptura (12).....	58
Figura 40 - Área habitada atingida pela onda de ruptura (13).....	58
Figura 41 - Área habitada atingida pela onda de ruptura (15).....	59
Figura 42 - Área habitada atingida pela onda de ruptura (15).....	59
Figura 43 - Tempo de chegada da frente de onda à área habitada (1)	60
Figura 44 - Tempo de chegada da frente de onda à área habitada (2)	60
Figura 45 - Tempo de chegada da frente de onda à área habitada (3)	61
Figura 46 - Tempo de chegada da frente de onda à área habitada (4)	61
Figura 47 - Tempo de chegada da frente de onda à área habitada (5)	62
Figura 48 - Tempo de chegada da frente de onda à área habitada (6)	62
Figura 49 - Tempo de chegada da frente de onda à área habitada (7)	63
Figura 50 - Tempo de chegada da frente de onda à área habitada (8)	63
Figura 51- - Tempo de chegada da frente de onda à área habitada (9).....	64
Figura 52 - Tempo de chegada da frente de onda à área habitada (10)	64
Figura 53 - Tempo de chegada da frente de onda à área habitada (11)	65
Figura 54 - Tempo de chegada da frente de onda à área habitada (12)	65
Figura 55 - Tempo de chegada da frente de onda à área habitada (13)	66
Figura 56 - Tempo de chegada da frente de onda à área habitada (14)	66
Figura 57 - Tempo de chegada da frente de onda à área habitada (15)	67
Figura 58: Fluxo a jusante da barragem.....	67

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Histórico de precipitação em Uberlândia-MG	38
Tabela 2 - Enquadramento de diversos tipos de solos nos grupos de solos	40
Tabela 3 - Coeficiente CN de acordo com ocupação do solo.....	41
Tabela 4: Valores do coeficiente de Manning para diferentes paredes.....	43
Tabela 5: Uso e ocupação do solo da bacia de contribuição	46
Tabela 6: Parâmetros de abertura de brecha para processo de galgamento	49
Tabela 7: Parâmetros de abertura de brecha para processo de piping	49

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	10
2 OBJETIVO	11
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	12
3. 1 Causas de Ruptura.....	12
3.1.1 Erosão interna (piping).....	13
3.1.3 Deslizamento	14
3.1.4 Falhas nas fundações.....	15
3.2 Segurança de Barragem.....	15
3.4 Histórico de Rompimento de Barragens.....	16
3.4 1 Barragem de St. Francis - Estados Unidos (1928).....	16
3.4.2 Barragem Alla Sella Zerbino - Itália (1935)	17
3.4.3 Barragem da Pampulha - Brasil (1954).....	17
3.4.4 Barragem Malpasset – França (1959).....	18
3.4.5 Barragem de Orós – Brasil (1960).....	19
3.4.6 Barragem de Vajont – Itália (1963)	20
3.4.7 Barragem de Ban Qiao – China 1975	21
3.4.8 Barragem de Teton - Estados Unidos (1976)	21
3.4.9 Barragem de Tous - Espanha (1982)	21
3.4.10 Barragem de Nova Lima - Brasil (2001).....	22
3.4.11 Barragem Fundão – Brasil (2015)	23
3.4.12 Barragem Brumadinho – Brasil (2019).....	24
3.5 Brecha de Ruptura.....	25
3.6 Equações Empírica	26
3.6.1 Equação de Mc Donald e Langride – Monopolis (1984).....	26
3.6.2 Equação de Froehlich (1995).....	27
3.6.3 Equação de Froehlich (2008).....	28
3.6.4 Xu e Zhang (2009).....	29

3.7 Hidrograma de ruptura	31
3.7.1 HEC – RAS	32
3.7.2 Equações Governantes	32
3.7.2.1 Equação da continuidade	32
3.7.2.2 Equação de momento	33
4 METODOLOGIA.....	35
4.1 Área de Estudo	35
4.1.1 Levantamento da Calha do Rio a Jusante	36
4.1.2 Hidrograma afluente ao reservatório	38
4.1.3 Determinação da máxima precipitação	38
4.1.4 Estudo de Uso e Ocupação da Terra	39
4.1.5 Tempo de Concentração.....	42
4.2 Determinação da Brecha de Ruptura.....	43
4.3 Modelagem	43
5 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	45
5.1 Estudo da bacia de contribuição do reservatório.	45
5.2 Uso e ocupação da Terra	45
5.2.1 Máxima Precipitação e tempo de concentração.	46
5.2.2 Determinação do hidrograma de entrada ao reservatório	46
5.3 Modelagem HEC-RAS.....	47
5.4 Curva cota área inundada e curva cota volume	48
5.5 Parâmetros de abertura da brecha	49
5.6 Coeficiente de Mannig	49
5.7 Simulação	49
5.8 Mapas de inundação	51
5.9 Influência da topografia.....	67
REFERÊNCIAS	69

ANEXO I.....	72
APÊNDICE I	75
APÊNDICE II.....	76
APÊNDICE III	77

1 INTRODUÇÃO

Algumas invenções mudaram a história da humanidade, a construção de barragens foi uma delas. Seu uso para armazenagem de água, garantiu a disposição de água doce de boa qualidade, mesmo em tempos de seca, possibilitando uma melhor qualidade de vida e condições para o crescimento das cidades. O desenvolvimento de atividades essenciais como a agricultura e a pecuária, com o tempo outros usos, como abastecimento urbano industrial, a contenção de resíduos industriais e de rejeitos de mineração, a geração hidrelétrica e o controle de enchentes e secas incentivaram a construção de muitas barragens por conter grande volume de água. As barragens também propiciam elevação de nível de água, conferindo energia potencial ao fluido que, ao ser canalizado, pode mover mecanismos que vão de rodas d'água e moinhos a turbinas de usinas hidrelétricas.

Barragens podem ser de vários tipos e tamanhos, formando desde pequenas represas para uso localizado para abastecimento rural e recreação, até algumas das maiores estruturas construídas pelo homem. Podem ser construídas com diversos materiais e técnicas diferentes como de barragens de terra, enrocamento, concreto, rejeitos e combinações desses materiais.

Apesar dos diversos benefícios oferecidos, essas estruturas podem também apresentar grandes riscos. Ao ser construída, uma barragem sempre representa uma interferência ambiental e social, grandes áreas são alagadas, impactando a flora e obrigando a migrações da fauna, muitas vezes cidades e comunidades inteiras têm que ser realocadas além disso a ruptura de uma barragem pode liberar em segundos uma enorme massa de água causando grandes prejuízos materiais e humanos.

Segundo Singh (1996). Somente no século XX foram registrados no mundo cerca de 200 acidentes graves, que foram responsáveis pela morte de mais de 8.000 pessoas, além de deixar milhares desabrigados. Podemos citar casos recentes ocorridos no Brasil como Mariana (2015) e Brumadinho (2019), ambos os eventos no estado de Minas Gerais.

Para se mitigar os impactos causados pelo rompimento dessas estruturas é necessário um estudo que possa estimar os impactos provenientes de uma onda de ruptura. Para MASOERO et al., 2012, uma fórmula é a análise do comportamento da onda de cheia. Atualmente existem modelos de simulação computacional que permitem a simulação de escoamento unidimensional (1D), bidimensional (2D) e escoamentos em regimes permanentes e não permanentes.

Horritt & Bates (2002) e Lin et al. (2005) apontam em suas pesquisas que os modelos hidráulicos 1D conseguem reproduzir com precisão a propagação de ondas de cheias e inundações em rios e podem ser mais atrativos que modelos 2D devido ao menor tempo de processamento. Entretanto devido o crescente aumento da relevância socioeconômica e o aumento do adensamento populacional nas áreas sujeitas às inundações, se faz necessária uma abordagem que apresente cenários mais complexos e que apresente de maneira mais fidedigna ao comportamento do fluxo proveniente da onda de ruptura.

Nesse trabalho foi feita a caracterização geométrica do canal a jusante da barragem usando software de para digitalização de curvas de nível e softwares para criação de um modelo digital de elevação (MDE), a bacia hidrográfica a montante da barragem foi estudada visando determinar o hidrograma de chuva que causaria o rompimento hipotético da estrutura usando software de simulação hidrológica, foi feita a simulação hidráulica do canal a jusante a barragem com ruptura da barragem por galgamento e piping, em vários cenários para investigar a influência da diferença entre as equações empíricas que definem os parâmetros de formação de brechas no hidrograma de vazão imediatamente a jusante da barragem. Os métodos de rompimento foram escolhidos em virtude das maiores ocorrências desses tipos de ruptura. Após determinada qual formula e em, qual processo apresentou situação mais crítica foi elaborado um mapa de inundação.

2 OBJETIVO

O presente trabalho tem por objetivo apresentar a simulação de ruptura da barragem do reservatório Bom Jardim, localizado na região sul da cidade de Uberlândia - MG, por fenômenos de overtopping e falência estrutural do maciço de terra (piping), com objetivo geral de identificar as áreas potencialmente afetadas pela onda de ruptura da barragem, analisando a variação da área afetada de acordo com os diferentes tipos de rupturas mencionados e com a variação do tempo de ruptura decorrente dos diferentes métodos, avaliando as situações mais críticas.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

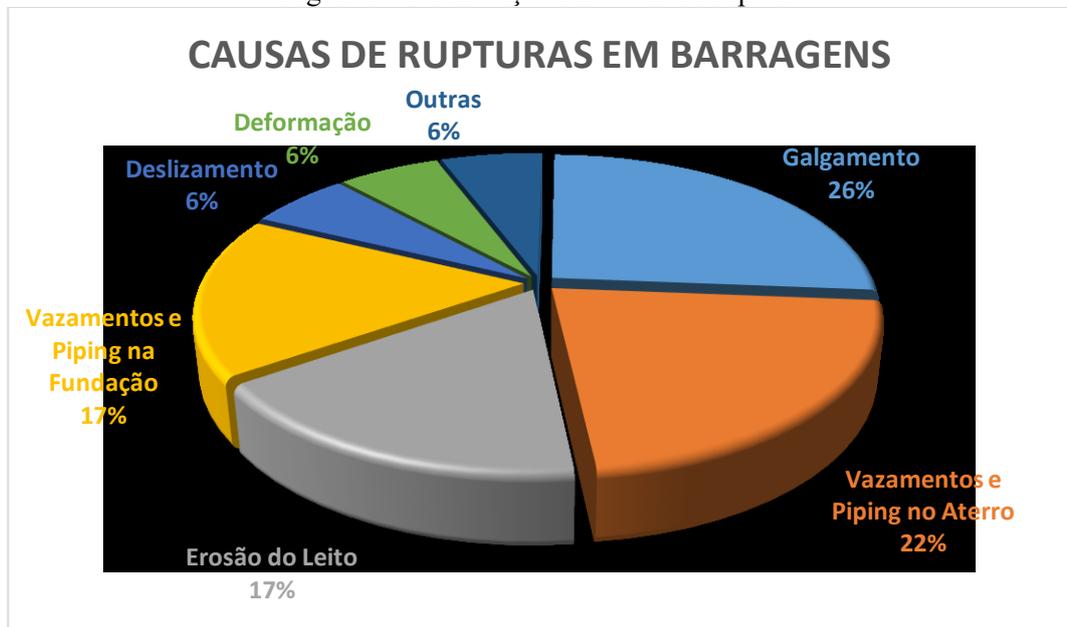
3. 1 Causas de Ruptura

A vida de uma barragem pode ser ameaçada por eventos naturais, como inundações, deslizamento, eventos sísmicos e deterioração das estruturas e materiais de construção heterogêneos. Com o passar do tempo a estrutura pode assumir características anisotrópicas. Mudança da pressão interna, percolação de água no maciço podem aparecer naturalmente. Em geral as mudanças são lentas e não observadas apenas com um exame visual (JANSEN, 1983).

Em 1962, uma revista espanhola chamada de “Revista de Obras Públicas”, publicou um estudo com mais de 1620 barragens. No período de 1799 a 1944, foram registradas 308 rupturas de barragens (JANSEN, 1983).

VELTROP (1991), apresenta um estudo com 103 casos de ruptura, classificando as causas de cada caso. A figura 1, apresenta uma divisão entre as causas de rompimento.

Figura 1 - Distribuição das causa de ruptura



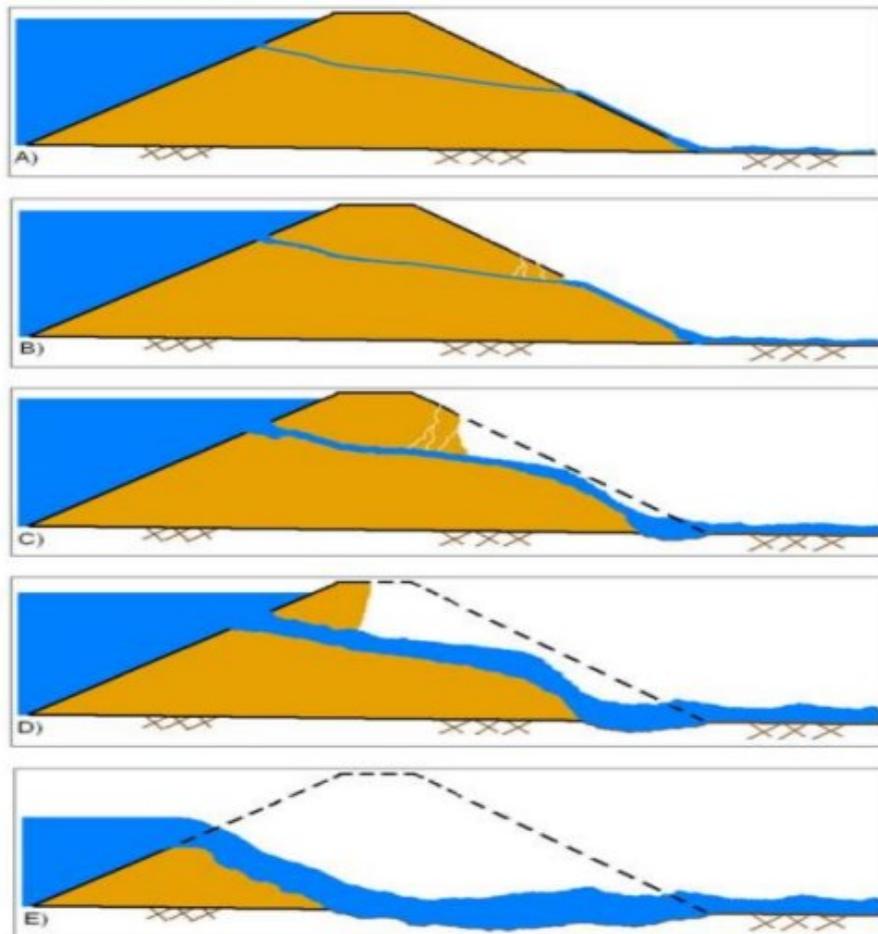
Fonte: Adaptado Veltrop (1991)

A distribuição dos tipos de ruptura mostrando a predominância das causas de galgamento e piping, foi o fator de escolha desses métodos para esse trabalho.

3.1.1 Erosão interna (piping)

A ruptura por “piping” decorre de uma erosão regressiva de jusante para montante, formando um tubo com carreamento de partículas de material do maciço, devido ao fluxo de água descontrolado. Neste caso, ocorre o deslocamento de partícula, que ocasiona o desequilíbrio de forças atuantes sobre o solo e o respectivo estado de tensões no maciço. O fenômeno é progressivo até a abertura da brecha e colapso da estrutura (LADEIRA, 2007). A figura 2, traz uma representação do processo de rompimento por piping.

Figura 2 - Processo de erosão interna (piping)

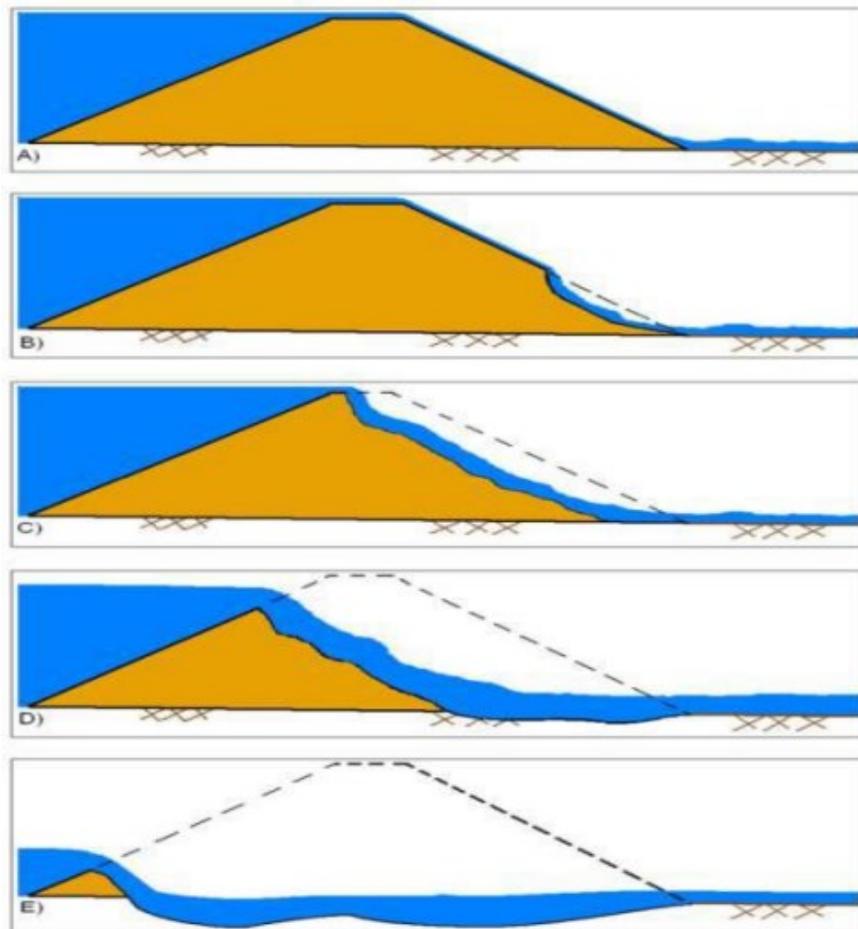


Fonte: USACE (2014)

3.1.2 Galgamento (overtopping)

O galgamento ocorre quando os sistemas de extravasão são insuficientes para escoar o excesso de água que chega ao reservatório. A água então passa por cima da estrutura e assim começa um processo de erosão regressiva do talude de jusante para montante, criando uma abertura de brecha e se estende até o colapso total da barragem. A figura 3, traz uma representação do processo de rompimento por galgamento.

Figura 3 - Processo de galgamento (overtopping)



Fonte: USACE (2014)

3.1.3 Deslizamento

As rupturas por deslizamento, podem ocorrer quando grandes zonas da barragem são transportadas para jusante. Fazendo com que o plano de ruptura possa ocorrer tanto no corpo da barragem, quanto em sua fundação (JONÁTAS 2013).

As principais razões para o desequilíbrio de forças que causam o deslizamento podem estar ligadas a subpressão causada pela água infiltrada no maciço em oposição ao peso que atua

como força em direção oposta (A. Atallah 2002). A figura 4 apresenta os esforços atuantes sobre uma barragem.

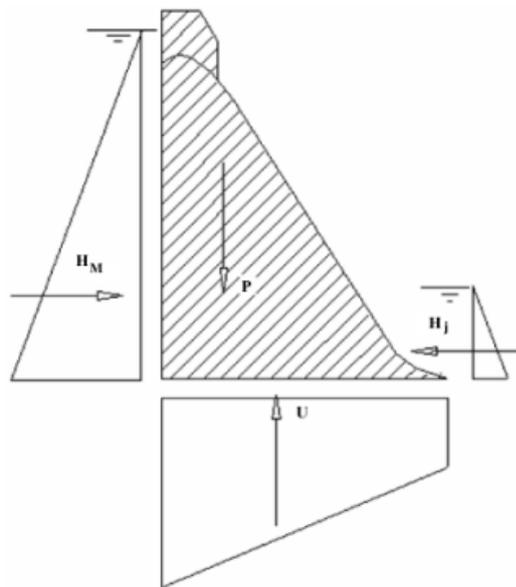
HM- pressão hidrostática a montante da barragem

U- Subpressão

P- Peso

HJ- Solicitação imposta pelo nível de água a jusante

Figura 4 - Esforços atuantes sobre a barragem



Fonte: JÓNATAS (2013) apud MOTA (2017)

3.1.4 Falhas nas fundações

Falhas nas fundações pode ocasionar o colapso total da barragem. As deficiências das fundações podem estar relacionadas às condições naturais do terreno ou a questões executivas.

Em geral, o tratamento de fundações significa o controle da percolação. Capacidade suporte e compressibilidade, são características que dificilmente podem ser melhoradas. No caso de uma barragem de concreto, se o terreno da fundação for um maciço rochoso de baixa capacidade de suporte, há duas hipóteses: escavar e procurar por um apoio de maior resistência ou mudar o local de construção da barragem (Massad 2003).

3.2 Segurança de Barragem

Segundo JANSEN (1983), o risco de falha em uma barragem é um fardo que a humanidade se dispõe a carregar. A história tem indícios de barragens construídas a mais de

5000 anos, no berço da civilização, na Babilônia, Egito, Pérsia e extremo oriente (JANSEN, 1980).

Considerar se construção de uma barragem será vantajosa ou não, dependerá de uma gama de pontos de vista sobre a experiência com a construção da mesma no passado. Há vertentes que apontam discrepância entre os benefícios prometidos e os que são de fatos observados.

Defensores, como Cruz (1996) que diz que “[...] a menos que se invista maciçamente de imediato, a crise energética virá abalando pelas raízes uma das dez primeiras economias mundiais”, a clara posição, ressalta a importância da barragem no fornecimento de recursos hídricos e energéticos.

No entanto, tais construções necessitam de grandes áreas alegadas, como o exemplo de Itaipu com uma área inundada de mais de 4 mil km² e que causou a inundação das “7 quedas” em Guairá/PA.

Outro fator que pode influenciar negativamente no ponto de vista é o risco de rompimento ligado a tais construções e toda a potencial destruição que pode ser causada por tal fatalidade.

3.4 Histórico de Rompimento de Barragens.

3.4.1 Barragem de St. Francis - Estados Unidos (1928)

Em 1928, a barragem de concreto em arco com 59 metros de altura, localizada ao norte da cidade de Los Angeles, veio abaixo. Com um volume máximo de 56,9 hm³, que foi esvaziado em cerca de uma hora, atingindo uma vazão de pico de mais de 14 m³/s, a onda de propagação atingiu mais de 86 km chegando até o Pacífico. (JANSEN, 1980).

Essa foi a segunda maior tragédia do Estado da Califórnia, ficando atrás somente do terremoto que devastou São Francisco. O rompimento da barragem resultou em cerca de 470 mortes, atingindo pelo menos seis cidades de forma severa.

Investigações ligaram o acidente ao deslizamento da ombreira esquerda, cuja estrutura e fundação não suportaram as pressões aplicadas pela barragem pela água do reservatório. Dias antes do rompimento, foram observadas trincas com vazamento pela estrutura. (JANSEN, 1980). A figura 5 mostra a barragem de St. Francis antes e após o rompimento.

Figura 5 - Barragem St. Francis antes do rompimento



Fonte: ROGER (2006) *apud* SILVA (2017).

3.4.2 Barragem Alla Sella Zerbino - Itália (1935)

Em 13 de agosto de 1935, uma barragem de concreto por gravidade, próximo a Genova no norte da Itália entrou em colapso devido a intensas chuvas. A destruição nas proximidades de Ovada foi extensa, com mais de 100 mortes.

A barragem de mais de 14 m de altura veio abaixo, após uma cheia causada por uma grande tempestade. Os vertedouros da barragem não foram suficientes para escoar toda a água excedente a onda de ruptura atingiu uma área de quase 70 km².

3.4.3 Barragem da Pampulha - Brasil (1954)

A barragem da Pampulha inaugurada em 1941 na cidade de Belo Horizonte-MG, foi construída com a finalidade de prover o abastecimento da cidade.

Com seu maciço construído em terra, teve sua primeira fase construída em 1938, com uma altura máxima de 12,6 m. A segunda fase foi finalizada em 1943, realizando um alteamento de 6,50 m, com isso a barragem ficou com uma altura total de 17,60 m e um volume de reserva de 18 hm³.

Segundo Vargas et al. (1955), no dia 16 de maio de 1954, foi observado pontos de água com artesianismo no pé de talude de jusante. Três dias após, às 11:30 minutos do dia 20 de maio, teve início a ruptura da barragem, houve a subsidência da parte central da barragem, quebra da placa de concreto que cobria o talude de montante e formação de um canal em forma de S ligando o ponto onde havia a ruptura da placa com o ponto onde se encontrava o

vazamento. Um estudo verificou que o rompimento de deu por um processo de erosão interna (piping), que ia desde a fissura da placa de concreto até a o talude de jusante. A figura 6 mostra a barragem da Pampulha após o rompimento.

Figura 6 - Barragem da Pampulha após rompimento



Fonte: Arquivo público de Belo Horizonte

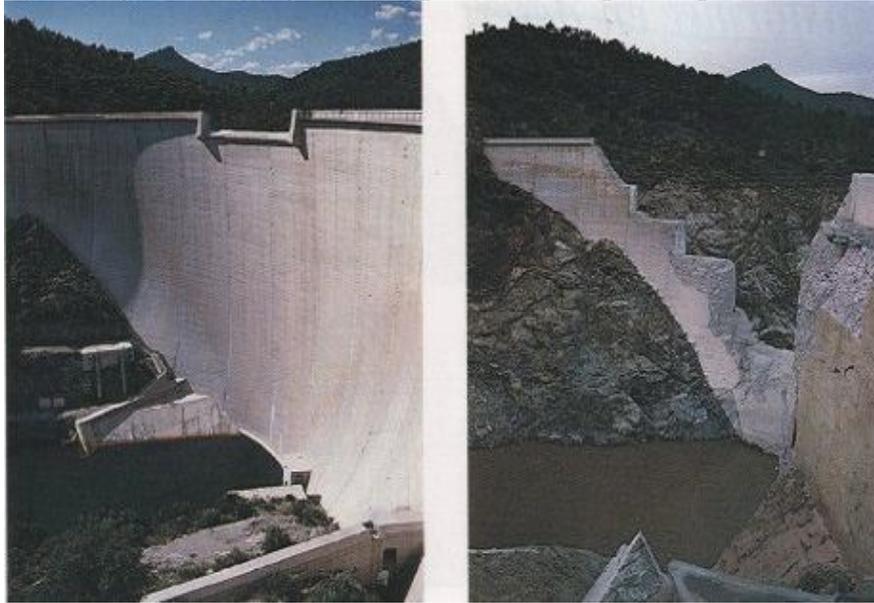
3.4.4 Barragem Malpasset – França (1959)

A barragem situada no rio Reyras, na Riviera Francesa, possuía uma capacidade de armazenamento de mais de 50 hm³. Foi construída com para armazenamento de água para consumo humano e irrigação. A estrutura era de concreto em arco e possuía 66 m de altura e 223 m de comprimento.

A barragem veio abaixo no dia 2 de dezembro de 1959, levando a óbito mais de 420 pessoas além de causar uma grande devastação ao longo de 11 km do rio Reyras.

Ao longo de sua passagem, a onda de ruptura levou pontes e trecho de uma linha férrea. A marca da passagem da água mostrou que houve uma elevação de 20m do curso normal do rio. O rompimento a partir da fundação, em virtude da natureza geológica da área. Um evento hidrológico que elevou o nível do reservatório em 5m dias antes do rompimento, culminou num aumento de pressão sobre a estrutura e a fundação não aguentou. A figura 7 traz a barragem de Malpasset antes e após o rompimento.

Figura 7 - Barragem de Malpasset antes e após rompimento



Fonte: BRUEL (2016)

3.4.5 Barragem de Orós – Brasil (1960)

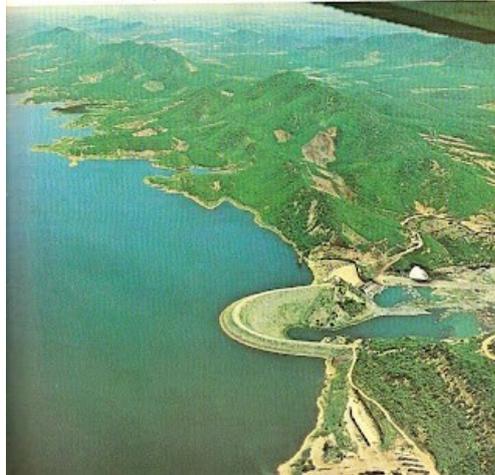
A barragem foi projetada e construída pelo Departamento Nacional de Obras Contra as Secas. O projeto foi elaborado com a finalidade de perenização do rio Jaguaribe, além de irrigação, piscicultura, turismo e aproveitamento hidrelétrico.

No dia 25 de março, os extravasores não foram suficientes para lidar com as fortes chuvas que atingiam o nordeste. Uma lamina de 30 cm galgou a barragem e resultou na abertura de uma brecha de 200 m de comprimento com 35 m de altura. Foi estimada uma vazão de pico de 9.600 m³/s.

A frente da onda de cheia atingiu 340 km, chegando até o Atlântico, cerca de sete dias após a ruptura da barragem (ICOLD, 1974).

Estima-se que mais de 10 mil pessoas ficaram isoladas e com dificuldades de fuga, diante da aproximação rápida das águas da onda do rio Jaguaribe. (LEITE 2009). A figura 8, traz o reservatório de Orós antes de seu rompimento.

Figura 8 - Barragem de Orós antes do rompimento



Fonte: DNOCS

3.4.6 Barragem de Vajont – Itália (1963)

Considerada a maior represa de dupla curvatura do mundo, a barragem de Vajont contava com 267 m de altura e tinha o intuito de fornecer energia elétrica às cidades de Milão, Turin e Modena.

Apesar de não se considerar um evento de ruptura, já que não houve um colapso durante um evento crítico e sim um deslizamento de terra do lado esquerdo da Montanha.

No dia 9 de novembro de 1963, o grande deslizamento de terra com uma massa de cerca de 260 hm³, forçou o galgamento de um volume de mais de 50 hm³ de água passasse e levasse com ela mais de 2500 vidas (HENDRON e PATTON, 1985). A onda de propagação atingiu 70 m de altura e em poucos minutos arrasou diversas cidade que ficavam a jusante da barragem como e Longarone, Castellavazzo, Pirago, Rivalta, Villanova. A figura 10 mostra a barragem após o rompimento. O rompimento da barragem é apresentado pela figura 9.

Figura 9 - Barragem de Vajont após rompimento



Fonte: <http://www.yesano.com/vajont.htm>

3.4.7 Barragem de Ban Qiao – China 1975

O acidente foi devido ao rompimento dos barramentos de Ban Qiao e Shimantan. Ambas foram construídas em 1950, a fim de beneficiar a população por períodos de 1000 e 500 anos respectivamente. No entanto um evento hidrológico de tempo de recorrência de 2000 anos pôs tudo abaixo e levando 500 milhões de metros cúbicos de água arrastar cidades inteiras, atingindo uma velocidade de 50 km/h.

3.4.8 Barragem de Teton - Estados Unidos (1976)

A barragem localizada no rio Teton, na cidade de Idaho, possuía uma maciço de terra atingindo uma altura de 93 m de altura, 976 m de comprimento e um volume reservado de 356 hm³. A estrutura tinha finalidade de irrigar uma área de 450 km² e gerar cerca de 16 MV de eletricidade.

A brecha formada em decorrência de uma erosão interna (piping), atingiu 190 m de largura em cerca de 2 horas, liberando uma vazão de pico de 66.000 m³/s. A onda de propagação além da destruição de propriedades, resultou na morte de 11 pessoas.

Uma investigação feita pelo *Independent Panel*, verificou que a ruptura foi causada por um vazamento presente na trincheira de vedação, que ocasionou a erosão e o carreamento do material do núcleo pelas trincas ao longo do contato-o com a fundação rochosa. Verificou-se ainda que não foi previsto um filtro nas margens do núcleo de rocha, resultando em um “design inaceitável” de acordo com o relatório do Independent Panel (Sherard, 1986).

Figura 10 - Barragem de Teton antes e após do rompimento



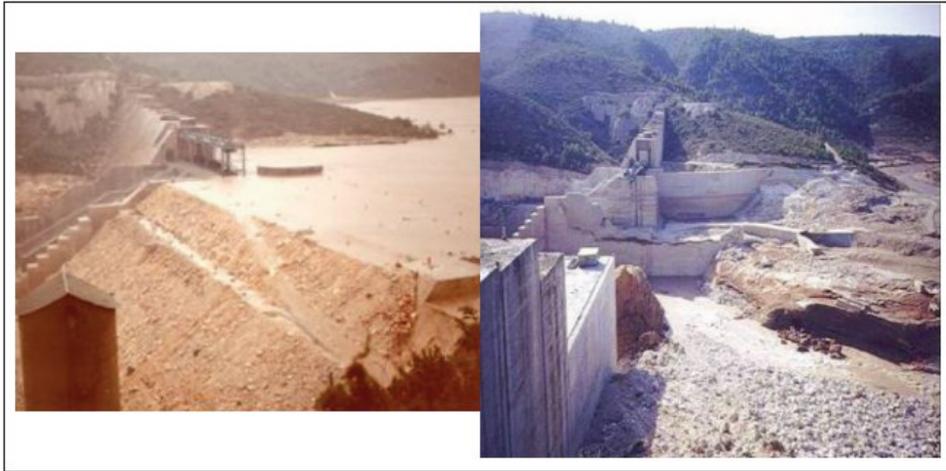
Fonte: FEMA (2001) apud SILVA (2017)

3.4.9 Barragem de Tous - Espanha (1982)

A barragem de Tous era composta por uma parte de terra e outra em concreto, atingindo uma altura de 50 metros. No ano de 1982, no dia 20 de outubro a barra veio abaixo após uma grande inundação que atingia o rio Júcar dias antes da ruptura.

A ruptura da barragem se deu pela ineficiência dos extravasores em amortecer a cheia do reservatório. A água começou a subir cada vez mais e então galgou a barragem, por volta das 19 horas a barragem rompeu e produziu uma onda de 16.000 m³/s, arrasando a cidade de Ribera Alta e Ribera Baja, e deixando mais 30 mortos (BERMEJO, 2006 apud BALBI, 2008). A figura 11 apresenta a barragem de Tous, antes e após seu rompimento.

Figura 11 - Barragem de Tous antes e após rompimento



Fonte: DE CEA (2006) *apud* ALELUIA (2009)

3.4.10 Barragem de Nova Lima - Brasil (2001)

A barragem construída com a finalidade de retenção de rejeitos de mineração veio abaixo no dia 22 de julho de 2001, formando uma cheia que se estendeu por mais de 6 km, levando a óbito 5 trabalhadores da mineração. A disposição foi feita inicialmente ocupando uma cava da mineração e após preenchida foi alteada em mais 20 metros.

O rompimento da barragem resultou em cobrimento da vegetação de jusante pela lama de rejeitos, atingiu postes e uma adutora de água potável. Apesar de se tratar de rejeitos não houve contaminação, pois, a lama era formada em sua maior parte por finos de hematita e argilas.

Figura 11: Barragem de Nova Lima após rompimento



Fonte: AVILA (2008) apud ALELUIA (2009)

3.4.11 Barragem Fundão – Brasil (2015)

No dia 5 de novembro de 2015, a barragem construída com intuito de reter rejeito de minérios veio abaixo. A onda de lama carregava aproximadamente 40 milhões de metros cúbicos de rejeitos de ferro e sílica. A onda de rejeitos atingiu a barragem de Santarém, localizada a jusante, ocasionando a erosão de parte do maciço e galgando seu dique.

A onda de lama percorreu 22 km no rio do Carmo, alcançando o rio doce até desaguar no Atlântico. O desastre ocorrido com o rompimento da barragem, atingiu não apenas Mariana, mas toda a bacia do rio doce. Dezenas de famílias ficaram desabrigadas e 19 vidas foram perdidas. Na época do acontecimento o Google Earth, apresentou imagens de satélite da mostrando a região que foi que foi afetada, antes e após o rompimento da barragem (Figura 12).

Figura 12 - Vista de satélite da barragem fundão antes e após rompimento



Fonte: Divulgação/Google Earth

3.4.12 Barragem Brumadinho – Brasil (2019)

A estrutura tinha o intuito de reter minério de rejeitos e utilizava alteamentos a montante para aumentar a capacidade de retenção. O rompimento da barragem ocorreu em 25 de janeiro 2019, provocando a morte de 250 pessoas e deixando desaparecidos.

O resultado de investigação mostrou que a causa do rompimento foram deformações internas contínuas, devido ao creep (carga constante que provoca deformação) e à pequena redução de força em uma zona insaturada pela perda de sucção por causa da água de fortes chuvas acumulada no local. A análise também apontou uma liquefação da estrutura. A figura 13, traz a barragem de brumadinho antes e após seu rompimento.

Figura 13 - Barragem de Brumadinho antes e após rompimento

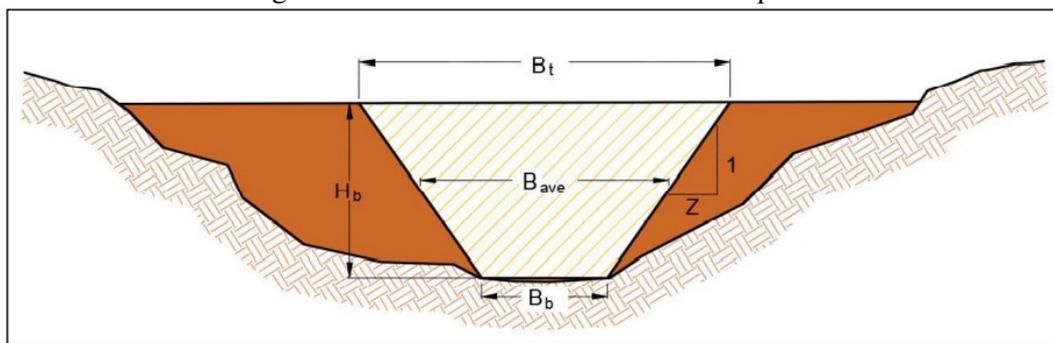


Fonte: Divulgação/Google Earth

3.5 Brecha de Ruptura

As características da abertura da brecha de ruptura podem ser divididas em dois grupos: parâmetros geotécnicos e hidrográficos (XU & ZHANG, 2009). Os parâmetros geotécnicos são responsáveis pela forma e dimensões da brecha, os parâmetros hidrográficos são responsáveis pelo tempo de formação da brecha. Com base em dados históricos Froehlich e Tufail (2004), constataram que a forma final mais recorrente é a trapezoidal. Sendo descrita pelos parâmetros geométricos altura de brecha (H_b), largura média (B_{ave}) e fator de inclinação lateral (Z). Os elementos de formação da brecha, são representados pela figura 14.

Figura 14 - Elementos de uma brecha de ruptura



Fonte: NETO (2016) *apud* SANTOS et Al (2019)

Incertezas e limitações no processo de formação da brecha afetam significativamente a determinação da taxa de escoamento da água e o potencial de inundação a jusante (MORRIS e GALLAND, 2000). Chauhan et al. (2004) salientam que o tamanho e o tempo de formação da brecha de ruptura dependem da forma da barragem, do tipo de estrutura, da topografia do local do projeto, das características da fundação da barragem, da natureza dos materiais de construção usados no projeto, a carga existente no reservatório e o volume armazenado no momento da ruptura. Isso explica a dificuldade em prever a forma e o tamanho da fissura durante a ruptura.

Para Ferreira e Andrzejewski (2015), são três abordagens básicas necessárias para se prever os parâmetros de brecha que servirão como dados para análise de um rompimento de barragem, são eles: Análise e comparação de casos similares, a utilização de equalizações empíricas baseadas em casos passados e o uso de um modelo de rompimento com embasamento físico, que utilize os princípios da hidráulica juntamente como a estimativa do transporte do material erodido para simular o desenvolvimento da brecha.

3.6 Equações Empírica

Uma equação empírica é obtida a partir da regressão de uma série de resultados, decorrente de diversos ensaios. Em se tratando de rompimento de barragens, diversos autores elaboraram equações a partir de uma série de eventos que ocorreram ao longo da história.

3.6.1 Equação de Mc Donald e Langride – Monopolis (1984)

A fórmula de Mc Donald et.al, foi elaborada após observados 42 casos de ruptura, com predominância de barragens de terra, terra com enrocamento e com núcleo central argiloso. O espectro da altura das estruturas analisadas foi 4,27 m a 92,96 m, sendo 76% com alturas menores que 30 m e 57 % menores que 15 m, o volume dos reservatórios no instante de ruptura varia entre 0,0037 hm³ e 660 hm³.

A equação de Mc Donald e Langride – Monopolis, calcula inicialmente o volume erodido da barragem. Onde há uma variação para o cálculo de volume erodido quando se trata de uma barragem de terra e, enrocamento e de terra com núcleo central argiloso. Com o volume erodido cálculo é possível determinar o tempo de abertura da brecha.

Para barragens de terra o volume erodido e tempo de abertura da brecha é dado pelas equações 1 e 2, a seguir.

$$V_{erod} = 0,0261 \times (V_{out} \times h_w)^{0,769} \quad (1)$$

Onde:

V_{erod} : Volume erodido do maciço

V_{out} : Volume de água no instante de abertura da brecha (estimativa).

h_w ; distancia vertical entre a altura do volume de água e o fundo do reservatório.

$$t_f = 0,0179 \times (V_{erod})^{0,364} \quad (2)$$

Onde:

t_f : tempo de formação da brecha

V_{erod} : Volume erodido do maciço

Para barragens de enrocamento e de terra com núcleo central argiloso o volume erodido e tempo de abertura da brecha é dado pelas equações 3 e 4.

$$V_{erod} = 0,00348 \times (V_{out} \times h_w)^{0,7852} \quad (3)$$

Onde:

V_{erod} : Volume erodido da barragem

V_{out} : Volume de água no instante de abertura da brecha (estimativa).

h_w ; distancia vertical entre a altura do volume de água e o fundo do reservatório.

Após a determinação do volume erodido é possível calcular a abertura média da brecha pela equação 4.

$$W_b = \frac{V_{erod} - hb^2 \times (C \times Z_b + hb \times Z_b \times \frac{Z_3}{3})}{hb \times (C + hb \times \frac{Z_3}{2})} \quad (4)$$

Onde:

W_b : largura de fundo da brecha;

C: largura da crista da barragem (m);

Hb: altura da barragem (m);

$Z_3 = Z_1 + Z_2$ (declividades dos taludes de montante e jusante);

Z_b : declividade das paredes da brecha (0,5 pelo método)

$$t_f = 0,0179 \times (V_{erod})^{0,364} \quad (5)$$

Onde:

t_f : tempo de formação da brecha

V_{erod} : Volume erodido do maciço

3.6.2 Equação de Froehlich (1995)

A formula elaborada por Froelich em 1995, foi elaborada a partir da análise do rompimento de 36 barragens, incluindo barragens de terra, terra com núcleo argiloso e terra com enrocamento. O espectro da altura das estruturas analisadas foi 3,66 m a 92,96 m, sendo

90 % com alturas menores que 30 m e 76 % menores que 15 m, o volume dos reservatórios no instante de ruptura varia entre 0,013 hm³ e 660 hm³.

A Equação de Froelich 1995 para abertura média da brecha é dada pela equação 5, enquanto o tempo de abertura é dado pela equação 6.

$$B_{média} = 0,1803 \times K_0 \times V_W^{0,32} \times h_b^{0,19} \quad (6)$$

Onde:

$B_{média}$ – Largura média (m);

K_0 – Constante (1,4 para rupturas em galgamento e 1,0 para piping);

V_W – Volume do reservatório no momento da ruptura (m³);

h_b – Altura da brecha (m).

$$T_f = 0,00254 \times V_W^{0,32} \times h_b^{-0,90} \quad (7)$$

Onde:

T_f – Largura média (m);

V_W – Volume do reservatório no momento da ruptura (m³);

h_b – Altura da brecha (m).

3.6.3 Equação de Froehlich (2008)

A formula elaborada por Froelich em 1995, foi atualizada em 2008. Foram analisados 74 casos de rupturas de barragens, incluindo barragens de terra, terra com enrocamento e com núcleo central argiloso. O espectro da altura das estruturas analisadas foi 3,05 m a 92,96 m, sendo 30 % com alturas menores que 30 m e 81 % menores que 15 m, o volume dos reservatórios no instante de ruptura varia entre 0,0139 hm³ e 660 hm³.

A Equação de Froelich 2008 para abertura média da brecha é dada pela equação 7, enquanto o tempo de abertura é dado pela equação 8.

$$B_{média} = 0,27 \times K_0 \times V_W^{0,32} \times h_b^{0,04} \quad (8)$$

Onde:

$B_{média}$ – Largura média (m);

K_0 – Constante (1,4 para rupturas em galgamento e 1,0 para piping);

V_W – Volume do reservatório no momento da ruptura (m³);

h_b – Altura da brecha (m).

$$T_f = 63,2 \times \sqrt{\frac{V_W}{g \times h_b^2}} \quad (9)$$

Onde:

T_f – Tempo de formação da brecha (m);

V_W – Volume do reservatório no momento da ruptura (m³);

h_b – Altura da brecha (m).

g – Aceleração da gravidade (adotado 9,81 m/s²)

3.6.4 Xu e Zhang (2009)

A fórmula de Xu e Zhang, foi elaborada após observados 102 casos de ruptura nos EUA e China, com predominância de barragens de terra e terra com enrocamento. O espectro da altura das estruturas analisadas foi 4,27 m a 92,96 m, sendo 76% com alturas menores que 30 m e 57 % menores que 15 m, o volume dos reservatórios no instante de ruptura varia entre 0,0037 hm³ e 660 hm³.

A Equação de Xu e Zhang para abertura média da brecha, abertura de topo e tempo de formação é dado pelas equações 9,10 e 11 respectivamente.

$$\frac{B_{média}}{h_b} = 0,787 \times \left(\frac{h_d}{h_r}\right)^{0,133} \times \left(\frac{V_W^{1/3}}{h_W}\right)^{0,652} \times e^{B_3} \quad (10)$$

Onde:

$B_{média}$ = Largura média (m);

h_b = Altura da brecha (m).

h_r = 15 m.

h_d = Altura da barragem (m).

h_W = Altura da água acima da brecha (m).

V_W = Volume do reservatório no momento da ruptura (m^3);

$B_3 = b_3 + b_4 + b_5$ (coeficiente que são função das propriedades da barragem);

b_3 $\left\{ \begin{array}{l} -0,041: \text{Barragem com núcle Central} \\ 0,026: \text{Barragem com talude concretado} \\ -0,226: \text{Barragens de Terra} \end{array} \right.$

b_4 $\left\{ \begin{array}{l} 0,149: \text{ruptura por galgamento} \\ -0,389: \text{ruptura por piping} \end{array} \right.$

b_5 $\left\{ \begin{array}{l} 0,291: \text{alta erodibilidade} \\ 0,026: \text{média erodibilidade} \\ -0,391: \text{baixa erodibilidade} \end{array} \right.$

$$\frac{B_t}{h_b} = 1,062 \times \left(\frac{h_d}{h_r}\right)^{0,092} \times \left(\frac{V_W^{1/3}}{h_W}\right)^{0,508} \times e^{B_2}$$

Onde:

B_t = Largura de topo (m);

h_b = Altura da brecha (m).

$h_r = 15$ m.

h_d = Altura da barragem (m).

h_W = Altura da água acima da brecha (m).

V_W = Volume do reservatório no momento da ruptura (m^3);

$B_2 = b_6 + b_7 + b_8$ (coeficiente que são função das propriedades da barragem);

b_6 $\left\{ \begin{array}{l} 0,061: \text{Barragem com núcle Central} \\ 0,088: \text{Barragem com talude concretado} \\ -0,089: \text{Barragens de Terra} \end{array} \right.$

b_7 $\left\{ \begin{array}{l} 0,299: \text{ruptura por galgamento} \\ -0,239: \text{ruptura por piping} \end{array} \right.$

b_8 $\left\{ \begin{array}{l} 0,411: \text{alta erodibilidade} \\ 0,062: \text{média erodibilidade} \\ -0,289: \text{baixa erodibilidade} \end{array} \right.$

$$\frac{T_t}{T_r} = 0,304 \times \left(\frac{h_d}{h_r}\right)^{0,707} \times \left(\frac{V_W^{1/3}}{h_W}\right)^{1,228} \times e^{B_5}$$

(11)

Onde:

T_t = Tempo de formação da brecha (h);

T_r = 1 hora;

h_r = 15 m.

h_d = Altura da barragem (m).

h_w = Altura da água acima da brecha (m).

V_w = Volume do reservatório no momento da ruptura (m^3);

B_5 = $b_9 + b_{10} + b_{11}$ (coeficiente que são função das propriedades da barragem);

b_9 $\left\{ \begin{array}{l} -0,327: \text{Barragem com núcleo Central} \\ -0,674: \text{Barragem com talude concretado} \\ -0,189: \text{Barragens de Terra} \end{array} \right.$

b_{10} $\left\{ \begin{array}{l} -0,579: \text{ruptura por galgamento} \\ -0,611: \text{ruptura por piping} \end{array} \right.$

b_{11} $\left\{ \begin{array}{l} -1,205: \text{alta erodibilidade} \\ -0,564: \text{média erodibilidade} \\ 0,579: \text{baixa erodibilidade} \end{array} \right.$

Xu e Zhang ainda apresentam uma fórmula para determinação da inclinação lateral da brecha de ruptura, que é dado pela equação 12.

$$Z = \frac{B_t - B_{média}}{h_b} \quad (12)$$

Onde:

B_t = Largura do topo da brecha (m);

$B_{média}$ = Largura média da brecha (m);

h_b = Altura da brecha (m).

3.7 Hidrograma de ruptura

Um dos elementos necessários para a simulação de uma onda de ruptura, primeiramente precisamos realizar a determinação do hidrograma da vazão de saída no momento da ruptura. As principais características são o tempo de formação da brecha e forma que ela terá.

3.7.1 HEC – RAS

O software HEC-RAS foi desenvolvido pelo Hydrologic Engineering Center, uma instituição conjunta ao Institute for Water Resources, do US Army Corps of Engineers. Esse software está disponível gratuitamente e possibilita a análise dos escoamentos em rios e canais abertos.

O HEC-RAS é capaz de realizar simulações unidimensional, bidimensional, e fluxo instável uni / bidimensional combinados através de uma rede completa de canais abertos, várzeas e leques aluviais. O componente de fluxo instável pode ser usado para realizar cálculos de regime de fluxo subcrítico, supercrítico e misto (subcrítico, supercrítico, saltos hidráulicos e rebaixamentos).

3.7.2 Equações Governantes

Modelos hidrodinâmicos como o HEC-RAS são governados pelas equações unidimensionais originais de fluxo não permanente não permanente em leitos fluviais, desenvolvidas por Adhemar Jean Claude Barre de Saint-Venant, cientista francês do século XIX.

As equações que governam o escoamento não permanente são REGIDAS pelo princípio da conservação da massa e o princípio da conservação do momento. Esses princípios são expressos matematicamente na forma de equações diferenciais parciais conhecidas como equações de Saint Venant (SILVA et al., 2003).

3.7.2.1 Equação da continuidade

A lei da conservação de massa é representada pela equação da continuidade. A variação de massa dentro de pequenos intervalos de tempo no volume de controle deve ser igual a diferença a massa que entra e a massa que sai do volume de controle (Coutinho 2015).

O modelo é representado pela equação diferencial (13)

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (13)$$

Onde:

Q = vazão (m³/s);

A = área da seção transversal molhada (m²);

x = variável independente relativa à direção longitudinal ao fluxo (m);

t = variável independente relativa ao tempo (s); e

q = vazão lateral. É a entrada ou saída de vazão por unidade de largura de contribuição lateral ($m^3/s.m$).

3.7.2.2 Equação de momento

A variação temporal da quantidade de movimento em um sistema é igual a soma das forças que atuam no sistema, é o que estabelece a segunda lei de Newton. Tendo em vista o escoamento de um rio, as forças que atuam sobre a massa de água em um volume de controle são o atrito junto às paredes laterais e de fundo do rio, a força gravitacional no sentido do escoamento e por fim as pressões hidrostáticas que atuam a montante e jusante (COUTINHO 2015).

Por fim, como resultado do princípio da conservação da quantidade de movimento linear, maiores detalhes encontram-se em Silva et al. (2003) e Tucci (2005), tem-se a equação (14) a seguir:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gAS_0 - gAS_f \quad (14)$$

Onde:

y = altura da lâmina líquida (m);

g = aceleração da gravidade (m/s^2);

S_0 = declividade média do fundo do canal (m/m); e

S_f = declividade da linha de energia (m/m), equivalente ao termo de perda de carga unitária por atrito.

Na equação (14) os dois primeiros termos representam a inércia do escoamento, o terceiro termo a força de pressão e no lado direito da equação o primeiro termo representa a gravidade e o último termo a força de atrito.

O termo S_f é expresso pela equação de Manning:

Onde;

n = coeficiente de rugosidade de Manning; e

R_h = raio hidráulico (m).

As equações 13 e 14 formam o conjunto de equações de Saint Venant na forma completa. Em abordagens de escoamento não permanente, são consideradas algumas premissas na derivação das equações de Saint Venant (CHAUDHRY, 1993):

- A declividade do leito é pequena, o canal é de leito fixo e, portanto, as profundidades medidas normalmente ao canal e verticalmente são praticamente as mesmas;
- A distribuição da velocidade de escoamento é uniforme em toda a seção transversal;
- O canal é prismático. A seção transversal do canal pode variar ao longo do escoamento, porém variações desse tipo são tratadas pela restrição de vários pequenos segmentos prismáticos; e
- Os coeficientes de rugosidade utilizados em equações de escoamento turbulento e uniforme são aplicáveis ao escoamento não permanente para cálculo da perda de carga. As equações de Manning ou Chézy podem ser utilizadas para descrever efeitos de rugosidade e perdas de carga.

Quanto à classificação os modelos de escoamento em rios podem ser divididos em hidrológicos e hidráulicos. Os modelos hidrológicos são os que predominam efeitos de armazenamento e são muito utilizados nos estudos no contexto de bacias hidrográficas. Esses modelos não consideram os efeitos de gravidade, atrito, pressão e inércia. Os modelos hidráulicos são os que usam as equações de Saint Venant na forma completa ou simplificada.

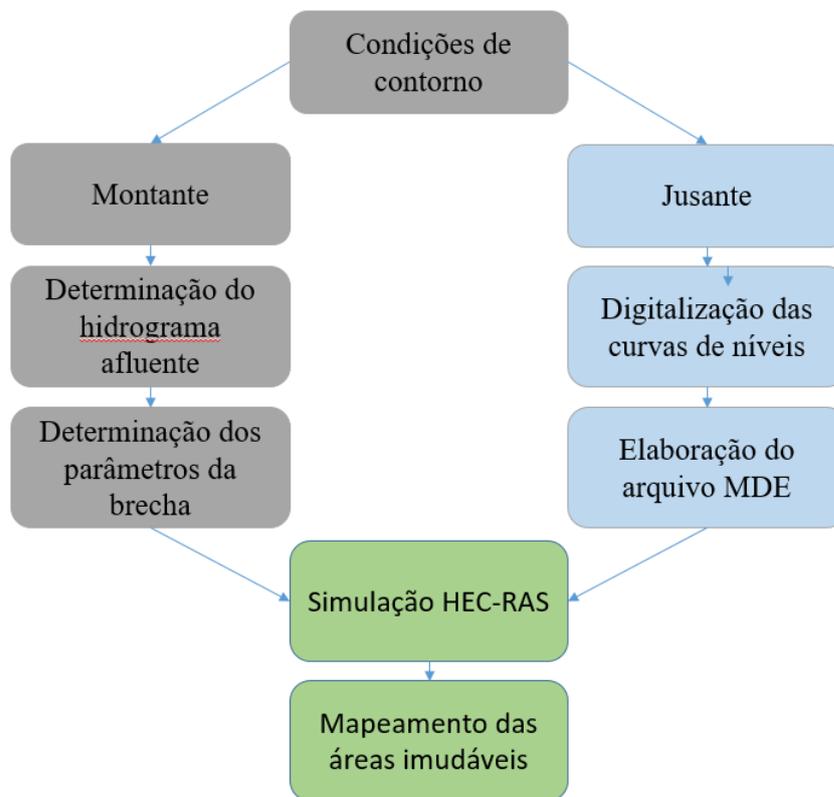
4 METODOLOGIA

A etapa inicial do estudo teve como intuito o levantamento de dados preliminares que são base para simulação no software HEC-RAS. Para isso se fez necessário obter uma série de dados referentes ao terreno base, e a transformação chuva-vazão.

Desse modo o trabalho pode ser dividido em duas etapas, a primeira se dá pelo levantamento de dados preliminares e a segunda pela simulação e análise das áreas potencialmente inundáveis.

Um esquema das etapas do estudo pode ser observado na Figura 15.

Figura 15 - Etapas de estudo



Fonte: Autor (2021)

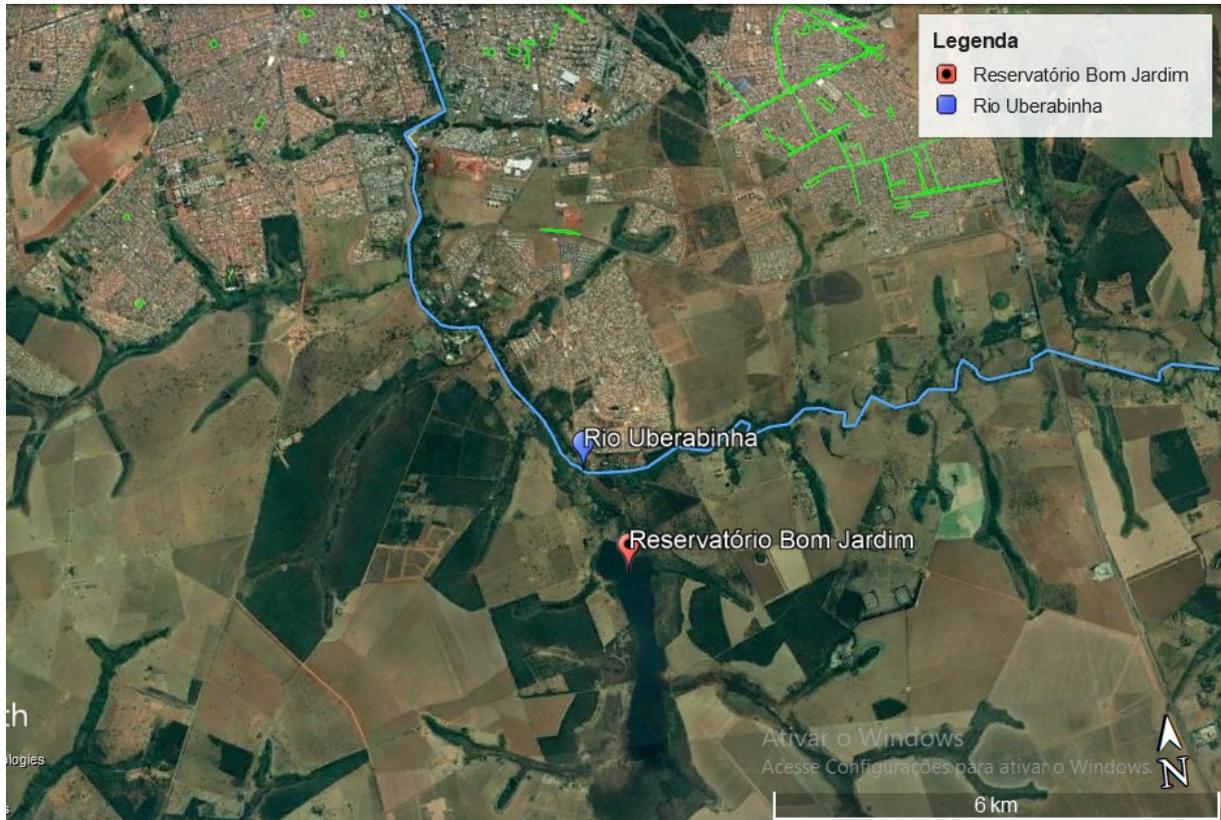
4.1 Área de Estudo

A área de estudo é uma afluente do rio Uberabinha, responsável pelo volume afluente ao reservatório Bom Jardim, localizado na região sul de Uberlândia-MG.

A sub bacia do Bom Jardim possui área de drenagem próxima a 398,54 km², de perímetro próximo a 108,848 km, percorrendo cerca de 40 km da nascente em Uberaba até a

foz no rio Uberabinha (Santos, 2018). A área próxima ao reservatório é apresentada pela figura 16.

Figura 16 - Imagem de satélite Reservatório Bom Jardim



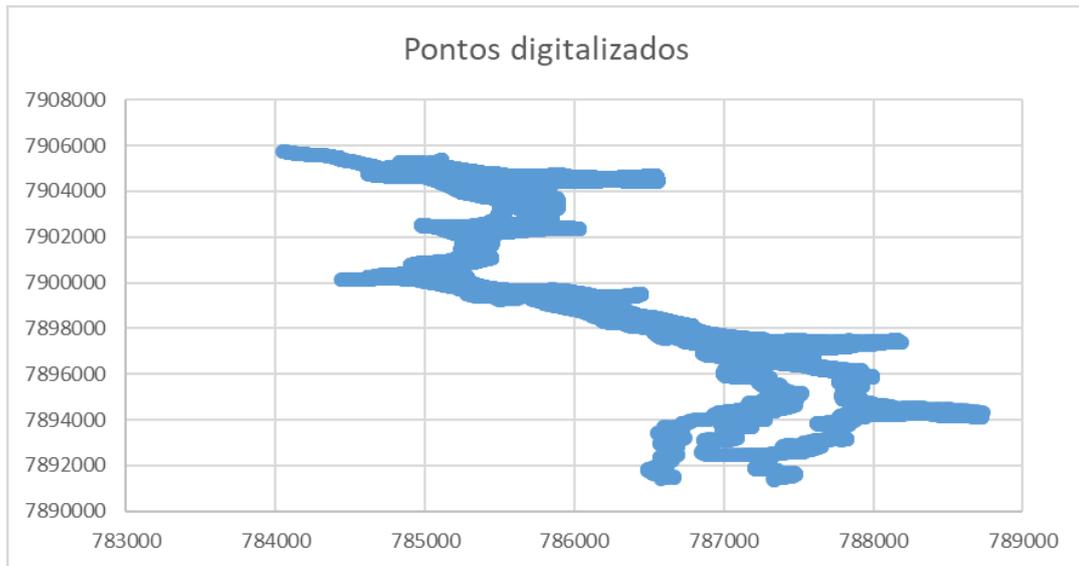
Fonte: AUTOR (2021)

4.1.1 Levantamento da Calha do Rio a Jusante

O estudo do canal a jusante da barragem utilizando softwares de sistema de informação geográfica (SIG) Qgis (3.16.18), mapa base da cidade de Uberlândia com as curvas de níveis, para a geração do arquivo digital de elevação (MDE) foi utilizado o software Surfer 10. O Qgis foi utilizado para gerar as curvas de níveis do reservatório até a confluência com o rio Uberabinha, a partir de um arquivo de satélite LANDSAT, obtido do site Earth Explorer.

O levantamento é realizado através da digitalização das curvas de níveis, onde é criado uma nuvem de pontos (figura 17). A dispersão dos pontos levantados através da digitalização das curvas de níveis é apresentada pela figura 17.

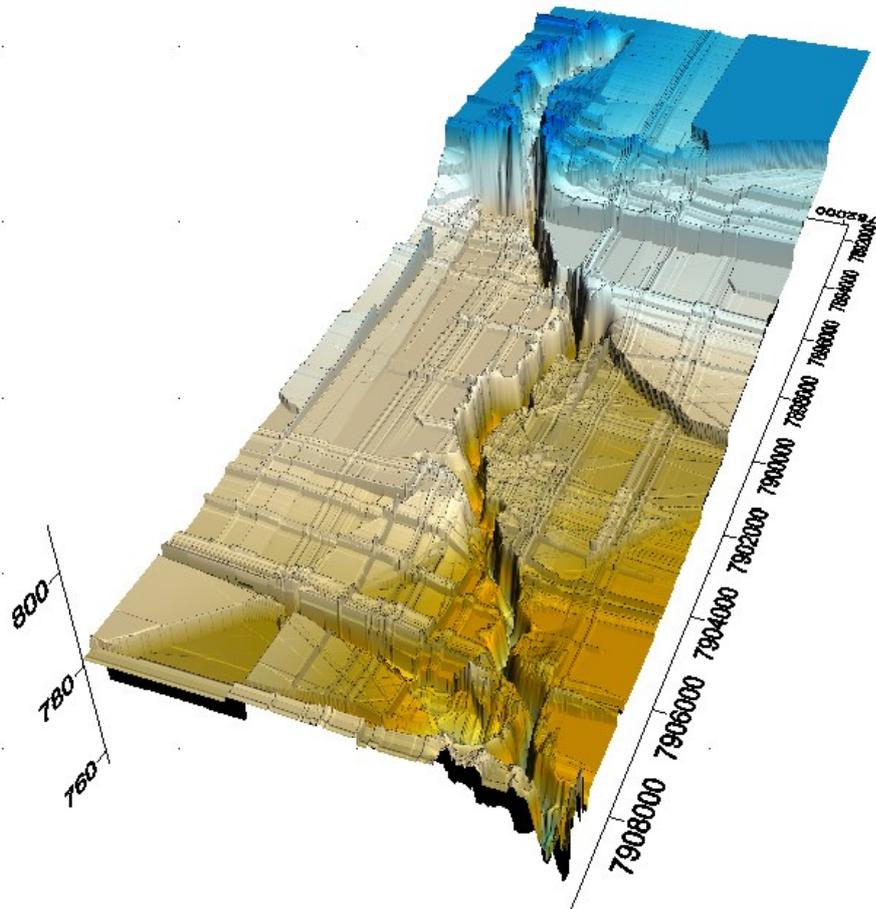
Figura 17 - Nuvem de pontos digitalizados



Fonte: AUTOR, 2021

A partir desta nuvem de pontos é gerado o arquivo digital de elevação apresentado na figura 18.

Figura 18 - Vista 3D da digitalização da calha do rio a jusante do reservatório



Fonte: AUTOR, 2021

4.1.2 Hidrograma afluente ao reservatório

O hidrograma utilizado para a simulação de ruptura é aquele que levara a ruptura da barragem, que será decorrente de um grande volume pluviométrico que se tornara uma vazão afluente ao reservatório excedendo o poder de contenção da barragem e de escoamento dos vertedores, levando a estrutura ao colapso.

Há diversos modelos que podem ser utilizados para transformação chuva-vazão, e assim definir o hidrograma afluente, alguns exemplos são: o método racional. O hidrograma unitário sintético, também há modelos mais completos como (HEC-RAS), (HMS), (MIKE 11) e diversos outros.

4.1.3 Determinação da máxima precipitação

Os eventos de precipitações máximas ocorridas em um intervalo de 24 horas (1 dia), de cada ano da série histórica de 1981 a 2019, de Uberlândia-MG estão organizadas na Tabela 1.

Tabela 1 - Histórico de precipitação em Uberlândia-MG

dia	mês	ano	Precipitação	
			Máxima (mm)	
				79,4
8	2	1981		94,4
3	1	1982		126,8
9	1	1983		77,2
2	1	1984		74,4
6	1	1985		100,5
7	2	1986		89,0
1	3	1987		68,0
4	2	1988		76,5
0	2	1989		52,3
4	3	1990		69,0
6	4	1991		83,6
6	2	1992		66,4
6	2	1993		76,4
5	3	1994		69,0
5	2	1995		48,0
3	2	1996		100,7
9	2	1997		68,1
0	0	1998		

			114,6
9	1	1999	
			98,2
1	2	2000	
			63,2
0	2	2001	
			147,0
5	1	2002	
			92,6
0	1	2003	
			99,4
2	2	2004	
			54,8
9	1	2005	
			83,9
6	2	2006	
			115,8
0	2	2007	
			81,0
6	2	2008	
			74,0
4	1	2009	
			71,8
2	1	2010	
			56,8
4	4	2011	
			89,2
1	2	2012	
			82,0
0	5	2013	
0	0		
			72,3
4	1	2014	
			64,0
4	1	2015	
			89,7
8	1	2016	
			80,6
3	1	2017	
			71,2
1	3	2018	
			123,0
1	1	2019	

Fonte: Adaptado, Oliveira 2018

Verifica-se que o maior volume precipitado em um período de 24 horas, de todo o período analisado, foi registrado no ano de 2002, em que foram precipitados 147 mm.

4.1.4 Estudo de Uso e Ocupação da Terra

O estudo do uso e ocupação do solo da bacia afluente ao reservatório foi realizado a partir de imagens extraídas do software Google Earth.

Com os resultados do tipo de ocupação da área é possível determinar o coeficiente de escoamento superficial ou número de flúvio (CN) médio. Sartori, Lombardi Neto e Genovez

(2015) fizeram um estudo em 2005 onde o objetivo era enquadrar diversos tipos de solos em cada grupo de solo, conforme apresentado na Tabela 2.

Tabela 2 - Enquadramento de diversos tipos de solos nos grupos de solos

Grupo de solo	Tipos de solo
A	Latossolo amarelo distrófico típico A moderado textura argilosa, Latossolo vermelho ácrico típico A moderado textura muito argilosa, Latossolo vermelho acriférrico típico, Latossolo vermelho amarelo distrófico moderado textura argilosa, Latossolo vermelho distroférrico típico A moderado textura muito argilosa, Latossolo vermelho distrófico típico A moderado textura muito argilosa, Latossolo vermelho eutroférrico A moderado textura muito argilosa.
B	Argissolo vermelho Eutrófico A moderado textura argilosa/muito argilosa, Latos solo amarelo distrófico típico A proeminente textura média, Latossolo vermelho amarelo distrófico (típico), Neossolo quartzarênico Órtico típico A fraco, Nitossolo háplico distrófico típico A moderado textura média / argilosa, Nitossolo háplico distrófico típico A moderado textura média / argilosa, Nitossolo vermelho distrófico latossólico A moderado textura argilosa/muito argilosa, Nitossolo vermelho eutroférrico típico A moderado textura muito argilosa.
C	Argissolo vermelho eutrófico típico A moderado textura média/argilosa, Argissolo amarelo distrófico arênico A moderado, textura arenosa/média, Argissolo vermelho-amarelo distrófico típico A moderado textura média/argilosa, Cambissolo háplico Tb Distrófico latossólico, Cambissolo háplico Tb Eutrófico típico A moderado textura média, Cambissolo húmico distrófico latossólico, Espodossolo ferrocárbico hidromórfico típico, Neossolo fluvico.
D	Alissolo crômico argilúvico abrupto A moderado textura média/muito argilosa, Afloramentos de rocha, Cambissolo háplico Tb Distrófico gleico, Cambissolo háplico Tb Distrófico típico, Cambissolo háplico Tb Eutrófico típico A moderado textura argilosa/média, Chernossolo argilúvico férrico típico textura argilosa, Chernossolo argilúvico férrico típico textura argilosa, Gleissolo háplico Ta distrófico típico A moderado, textura errática, Gleissolo háplico Tb distrófico típico, textura argilosa, Gleissolo sálico Sódico típico, Luvisolo crômico pálico arênico A moderado textura arenosa/média, Luvisolo crômico pálico planossólico A moderado textura arenosa/média, Neossolo litólico eutrófico chernossólico, Organossolo háplico hêmico típico, Planossolo hidromórfico eutrófico típico A proeminente textura média/argilosa, Plintossolo pétrico concrecionário distrófico A moderado textura arenosa/média muito cascalhenta, solos de mangue.

Fonte: Adaptado de Sartori, Lombardi Neto e Genovez (2015).

O coeficiente CN é um parâmetro utilizado em hidrologia que relaciona os grupos hidrológicos do solo com o tipo de ocupação do solo, defesa contra erosão e a condição

hidrológica de infiltração, auxiliando na estimativa do escoamento superficial do solo ((PORTO, 1995), (TUCCI ET AL, 1993)). Tucci et al, (1993) apresentou valores Tabelados para bacias rurais e urbanos (Tabela 3).

Tabela 3 - Coeficiente CN de acordo com ocupação do solo

Uso do Solo	Superfície do solo	Grupo de Solo			
	Com sulcos retilíneos	77	6	1	4
	Em fileiras retas	70	0	7	0
	Em curvas de nível	67	7	3	7
Plantações regulares	Terraceado em nível	64	6	4	8
	Em fileiras retas	64	6	4	8
	Em curvas de nível	62	4	2	5
Plantações de cereais	Terraceado em nível	60	1	9	2
	Em fileiras retas	62	5	3	7
	Em curvas de nível	60	2	1	4
Plantações de legumes ou cultivados	Terraceado em nível	57	0	8	9
	Pobres	68	9	6	9
	Normais	49	9	9	4
	Boas	39	1	4	0
	Pobres, em curvas de nível	47	7	1	8
Pastagens	Normais, em curvas de nível	25	9	5	3
	Boas, em curvas de nível	6	5	0	9
	Normais	30	7	1	8
Campos permanentes	Esparsas, de baixa transpiração	45	6	7	3
	Normais	36	0	3	9

	Densas, de alta transpiração	25	5	0	7
Chácaras	Normais	56	5	6	1
Estradas de terra	Más	72	2	7	9
	De superfície dura	74	4	0	2
	Muito esparsas, baixa transpiração	56	5	6	1
Florestas	Esparsas	46	8	8	4
	Densas, alta transpiração	26	2	2	9
	Normais	36	0	0	6

Fonte: Adaptado de TUCCI ET AL, 1993.

Sendo assim, calcula-se o CN médio por meio da Equação 16.

$$CN_{Médio} = \frac{\sum A \times CN}{A_{Total}} \quad (16)$$

Em que:

$CN_{Médio}$ – Coeficiente da curva de runoff médio;

CN – Coeficiente da curva de runoff;

A – Área de cada amostra;

A_{Total} – Área total.

4.1.5 Tempo de Concentração

O tempo necessário para que uma gota de água do ponto hidrológicamente mais remoto da bacia viaje até o ponto de interesse pode ser definido como tempo de concentração.

O método adotado para este trabalho foi a equação de Kirpich, que é indicada para bacias rurais, o tempo de concentração é dado pela fórmula 17.

$$T_C = 57 * \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0,385} \quad (17)$$

Em que:

TC – Tempo de concentração (min);

L – Comprimento do talvegue (Km);
 H – Diferença de cota (m).

4.2 Determinação da Brecha de Ruptura

Dentre os modelos de simulação do escoamento oriundo de um rompimento de barragem, para este trabalho foi escolhido o HEC-RAS, este modelo já vem sendo utilizado em diversas pesquisas e atualmente conta com simulações bidimensionais aumentando a confiança em seus resultados.

O estudo avaliara a propagação da onda em regime não permanente, simulando em formulação bidimensional.

A aplicação das equações de Saint-Venant implica na adoção de algumas hipóteses simplificadoras (Lauriano 2009):

- Distribuição hidrostática de pressões;
- Perda de carga estimada pela equação de Manning;
- Escoamento unidimensional;
- Pequena declividade do fundo do canal;
- Fluido incompressível e homogêneo (densidade constante); e
- Perfil uniforme de velocidade na seção transversal do canal.

O estudo ainda avaliara a abertura da brecha utilizando as formulas empíricas de três autores distintos: Mc Donald e Langride – Monopolis (1984), Froelich (2008), Xu e Zhang (2009).

4.3 Modelagem

A modelagem no software HEC-RAS consistiu na configuração da geometria, tanto da seção de montante quanto de jusante. O terreno de estudo foi obtido a partir da digitalização das curvas de níveis conforme item 4.1.1.

O coeficiente de rugosidade adotado para as simulações com base na Tabela de PORTO 2006, que traz os coeficientes de acordo com as condições do canal de escoamento (Tabela 4).

Tabela 4: Valores do coeficiente de Manning para diferentes paredes

Item	Natureza das Paredes	Condições			
		Muito boas	Boas	Regulares	Ruins
1	Limpos, retilíneos e uniformes.	0,025	0,028	0,030	0,033
2	Como em 1, porém com vegetações e pedras.	0,030	0,033	0,035	0,040

3	Com meandros, bancos e poços pouco profundos, limpos.	0,035	0,040	0,045	0,050
4	Como em 3, águas baixas, declividade fraca.	0,040	0,045	0,050	0,055
5	Como em 3, com vegetação e pedras.	0,033	0,035	0,040	0,045
6	Como em 4, com pedras.	0,045	0,050	0,055	0,060
7	Com margens espreiadas, pouca vegetação.	0,050	0,060	0,070	0,080
8	Com margens espreiadas, muita vegetação.	0,075	0,100	0,125	0,150

Fonte: PORTO 2006 apud MOTA 2017.

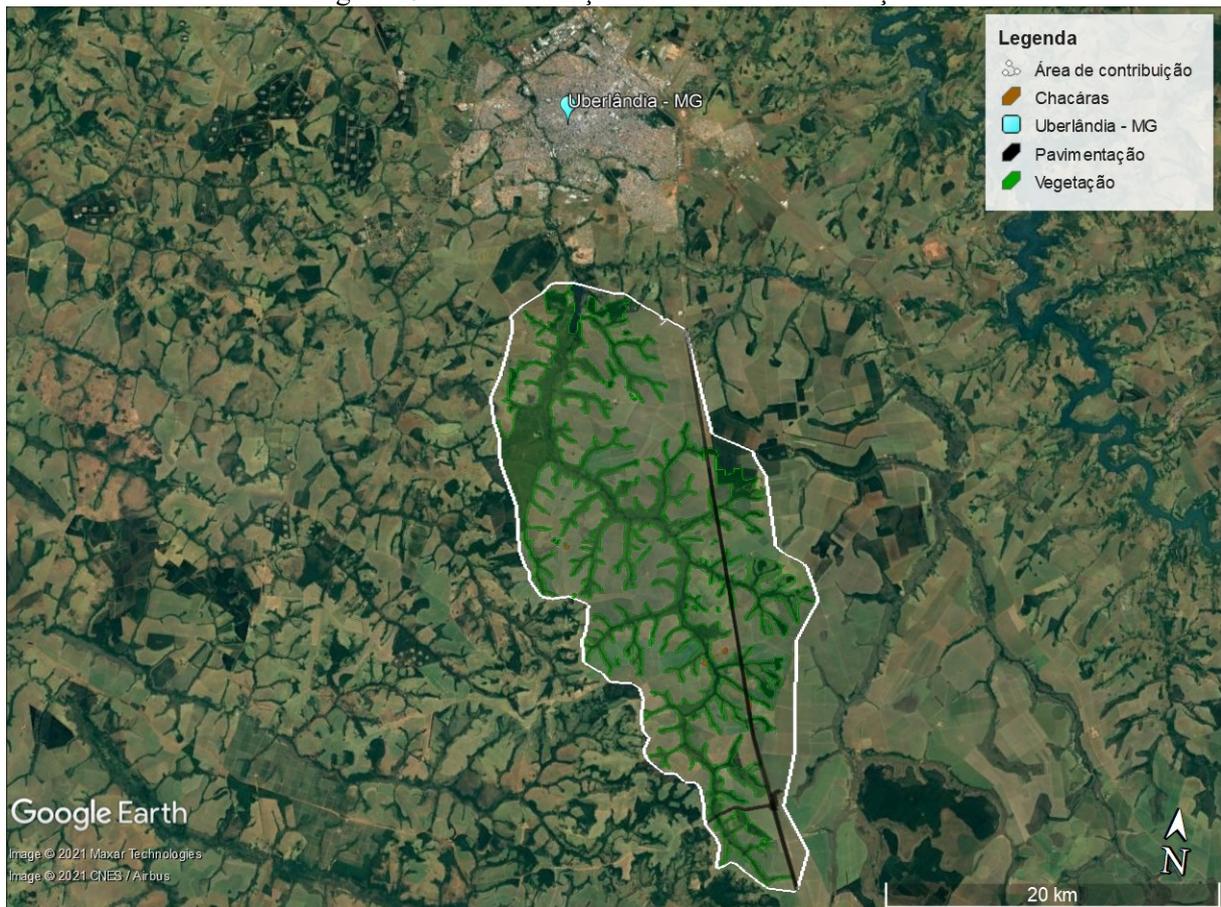
Após as simulações será feita uma sobreposição dos resultados com o mapa da cidade de Uberlândia, utilizando os softwares AutoCad 2018 e Google Earth Pro, para identificação das áreas afetadas pela onda de ruptura.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 Estudo da bacia de contribuição do reservatório.

A bacia de estudo está localizada ao sul do perímetro urbano da cidade de Uberlândia-MG, é uma sub-bacia do rio Uberabinha, com uma área de 398,54 km². Possui uma ocupação de solo composta por vegetação esparsa, agricultura, chácaras e uma área asfaltada, conforme mostra a figura 19.

Figura 19 : Caracterização da bacia de contribuição



Fonte: Autor (2021)

5.2 Uso e ocupação da Terra

A partir de dados obtidos do site GEOINFO, o solo da bacia de estudo é um Latossolo vermelho amarelo distrófico, desse modo foi adoto o grupo de solo A, conforme a Tabela 1. Foi feito o estudo dos tipos de ocupação do solo e determinação da área para determinação o potencial de infiltração médio ($CN_{médio}$), conforme apresentado na Tabela 5.

Tabela 5: Uso e ocupação do solo da bacia de contribuição

Uso do solo	%	Área (km ²)	CN	CN _{resultante}
Agricultura	95,73	381,54	64	62,92
Florestas Esparsas	3,39	13,13	56	
Chácaras	0,33	1,30	56	
Pavimentação	0,31	1,25	0	

Fonte: Autor, 2021

5.2.1 Máxima Precipitação e tempo de concentração.

A máxima precipitação utilizada para simulação do rompimento, foi constatado no dia 05 de janeiro de 2002, atingindo 147 mm em 24 horas, conforme os dados obtidos pela Tabela 1.

O tempo de concentração pelo método SCS conforme a equação 17 para a bacia de estudo foi obtido. Obtido utilizando a talvegue de 35,5 km e uma diferença de cota de 136 m.

$$T_c = 57 * \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0,385} \quad (17)$$

Em que:

TC – Tempo de concentração (min);

L – Comprimento do talvegue (Km);

H – Diferença de cota (m).

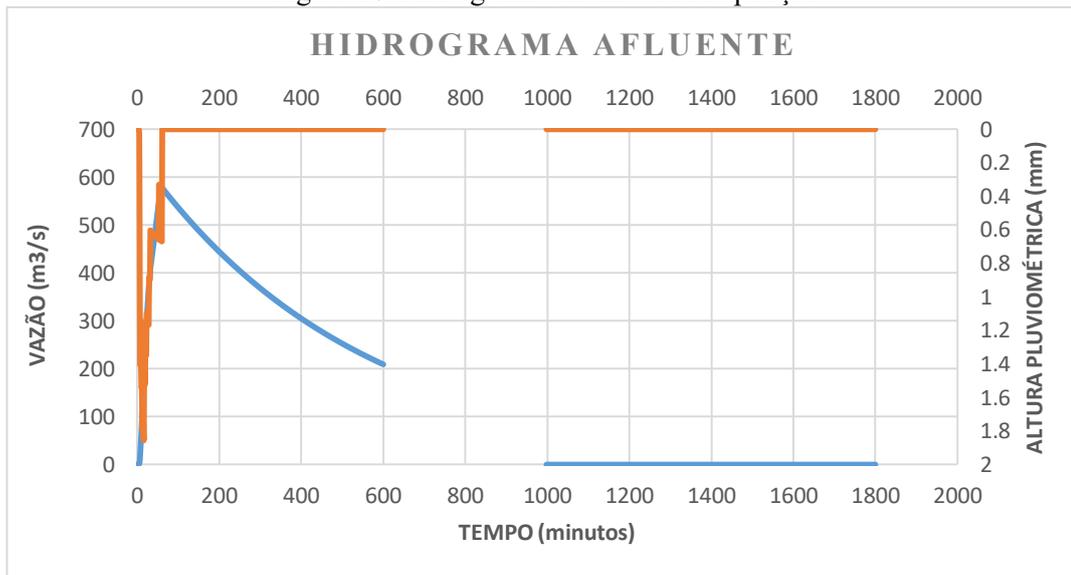
$$T_c = 57 * \left(\frac{35,5^3}{136}\right)^{0,385}$$

$$T_c = 530,85 \text{ min}$$

5.2.2 Determinação do hidrograma de entrada ao reservatório

Para determinação do hidrograma de entrada, foi feito o hietograma considerando a precipitação máxima, mas com um intervalo de 60 minutos. Após, foi feito a transformação chuva-vazão, para determinar a vazão afluente ao reservatório. Para este trabalho foi utilizado a planilha SPILLINZ, elaborada em excell, onde foram obtidos a distribuição da precipitação e a transformação chuva vazão. A figura 20 apresenta a vazão afluente estimada ao reservatório.

Figura 20: Hidrograma afluente e Precipitação



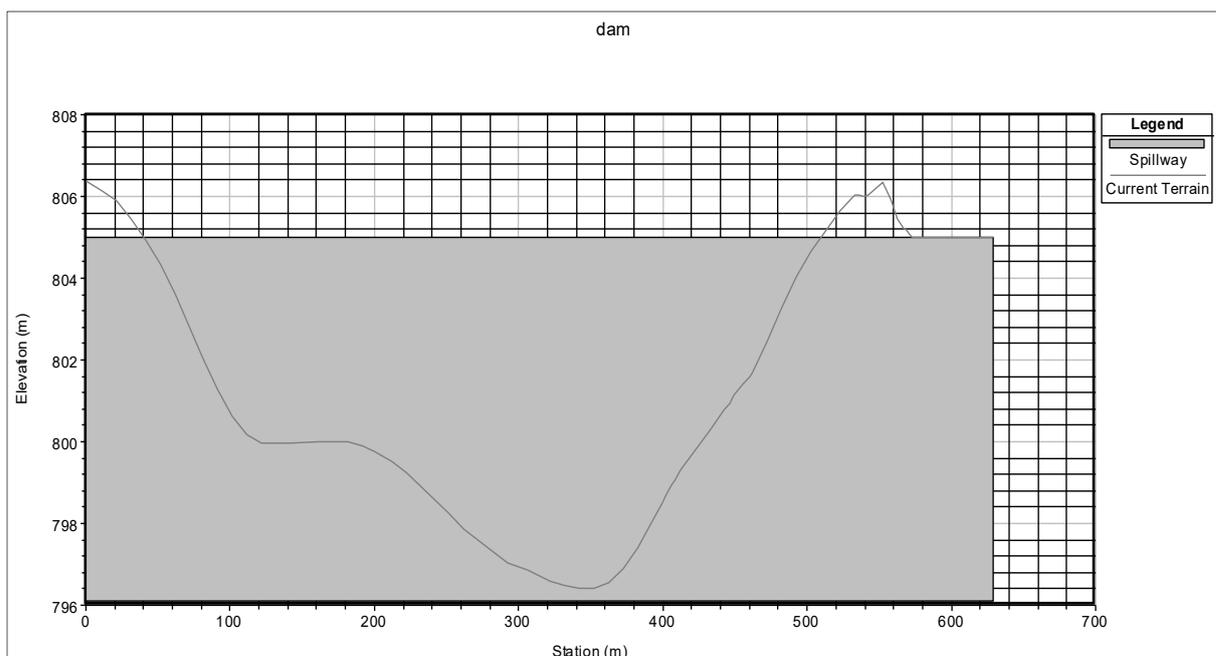
Fonte: Autor, 2021

5.3 Modelagem HEC-RAS

O objetivo da modelagem com HEC-RAS é analisar a influência das equações empíricas em relação ao tempo de abertura da brecha de ruptura, além de verificar o impacto desse tempo de abertura na propagação proveniente do rompimento da barragem.

A barragem do reservatório bom jardim possui 465 metros de comprimento e 8 metros de altura, conforme apresentado pela figura 21.

Figura 21: Seção transversal da barragem do reservatório Bom Jardim



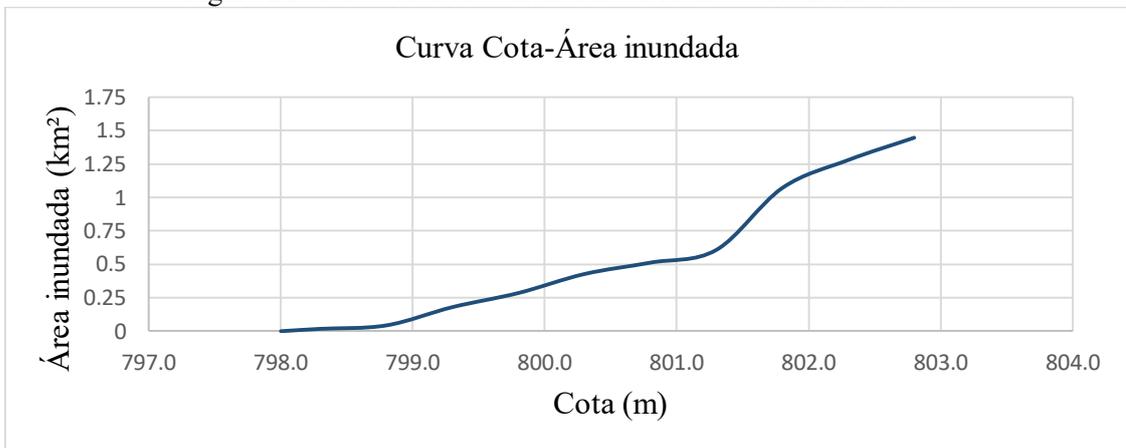
Fonte: Autor, 2021

Como o objetivo do trabalho foi simular o rompimento por processos galgamento e piping, a brecha de abertura para galgamento foi considerada iniciando quando a volume do reservatório atinge a cota 804, já para o processo de piping o início da erosão da barragem foi considerado na cota 800. Para ambos a altura total da brecha da brecha é de 8 metros, o equivalente a altura da barragem.

5.4 Curva cota área inundada e curva cota volume

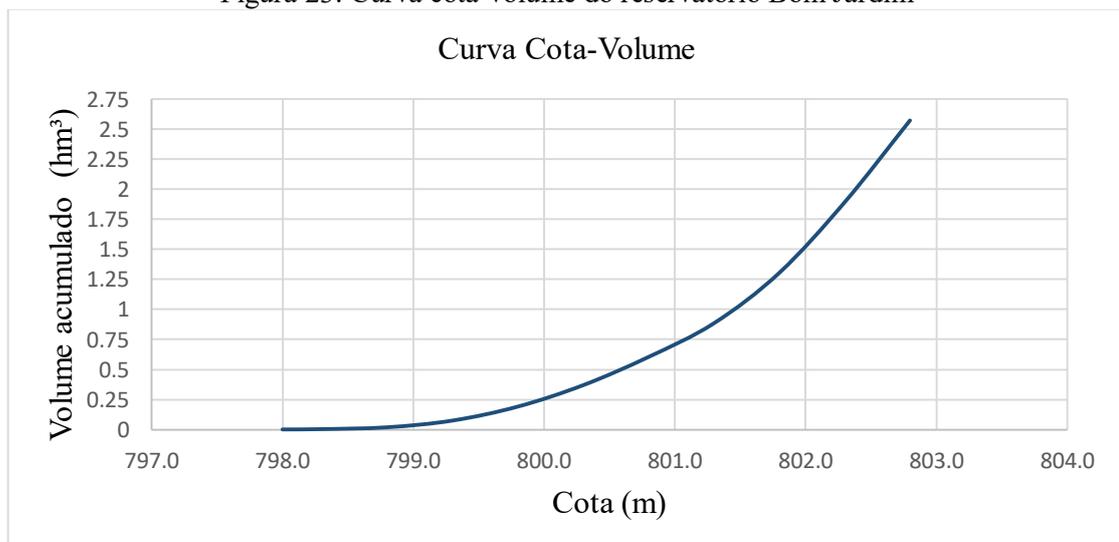
Os dados referentes ao reservatório foram obtidos por batimetria que se encontra no anexo 1. A curva cota área inundada e curvava cota volume estão presentes nas figuras 22 e 23, respectivamente.

Figura 22: Curva cota-área inundada do reservatório Bom Jardim



Fonte: AUTOR, 2021

Figura 23: Curva cota-volume do reservatório Bom Jardim



Fonte: AUTOR, 2021

5.5 Parâmetros de abertura da brecha

Os parâmetros de abertura da brecha foram determinados utilizando as equações empíricas mencionadas no item 3.6, para os processos de galgamento e piping. Os parâmetros levantados são apresentados pelas Tabelas 6 e 7, respectivamente.

Tabela 6: Parâmetros de abertura de brecha para processo de galgamento

Abertura da Brecha de Ruptura - Galgamento				
Método	H_b (m)	B_{médio} (m)	Tempo de formação (h)	Inclinação lateral da brecha
Froehlich (2008)	8	47,37	1,31	1
Mc Donald e Langride-Monipolis(1984)	8	38,39	0,58	0,5
Xu e Zhang(2009)	8	38,02	1,94	1,20

Fonte: AUTOR, 2021

Tabela 7: Parâmetros de abertura de brecha para processo de piping

Abertura da Brecha de Ruptura - Piping				
Método	H_b (m)	B_{médio} (m)	Tempo de formação (h)	Inclinação lateral da brecha
Froehlich (2008)	8	36,02	1,31	1
Mc Donald e Langride-Monipolis(1984)	8	38,39	0,58	0,5
Xu e Zhang(2009)	8	34,30	1,88	1.2

Fonte: AUTOR, 2021

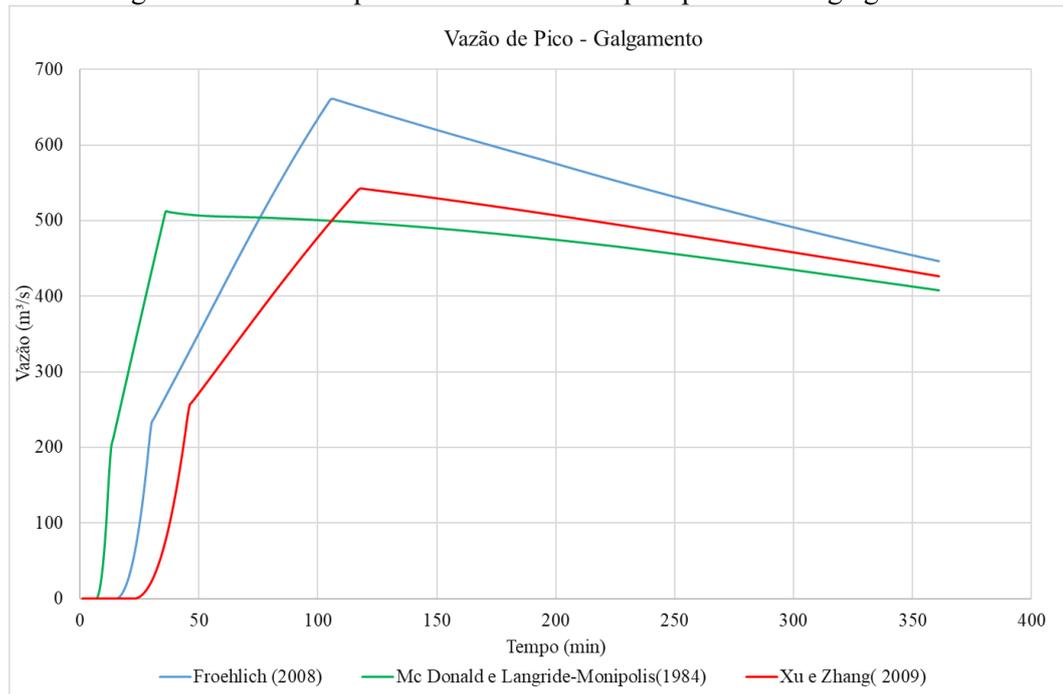
5.6 Coeficiente de Mannig

O coeficiente de Manning adotado para a simulação foi 0,016, dada natureza urbana da área de jusante da barragem.

5.7 Simulação

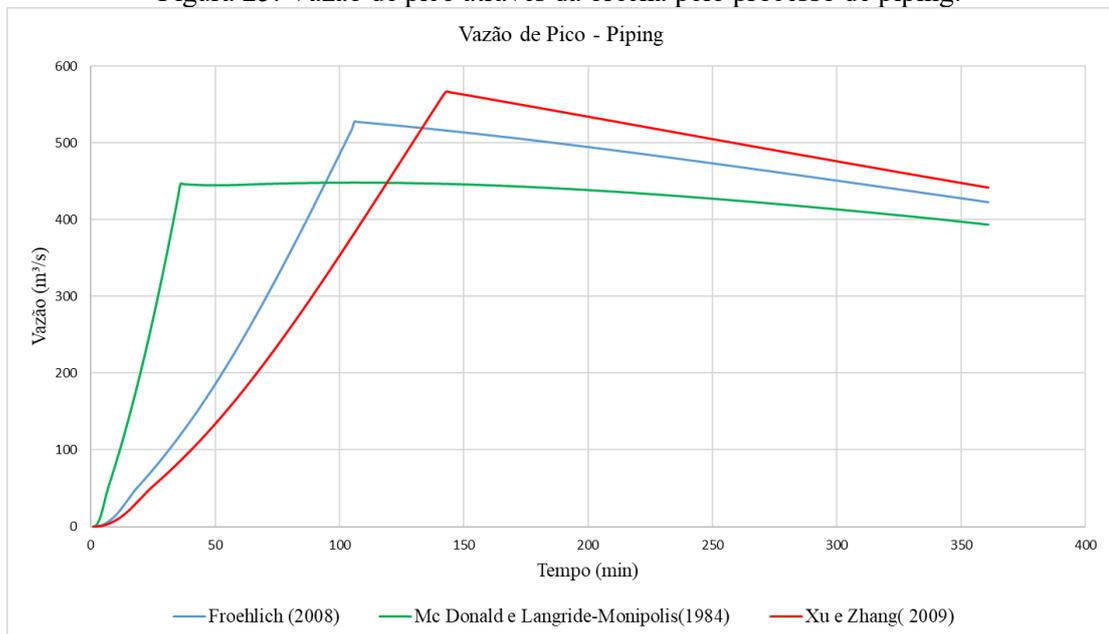
Com os parâmetros de abertura de brecha obtidos, foram realizadas as simulações no software HEC-RAS e obtidos o hidrograma de ruptura a partir do próprio software. Foram analisadas as vazões de pico de ambos os processos de ruptura, conforme mostra as imagens 24 e 25, respectivamente.

Figura 24: Vazão de pico através da brecha pelo processo de galgamento.



Fonte: Autor (2021)

Figura 25: Vazão de pico através da brecha pelo processo de piping.



Fonte: Autor (2021)

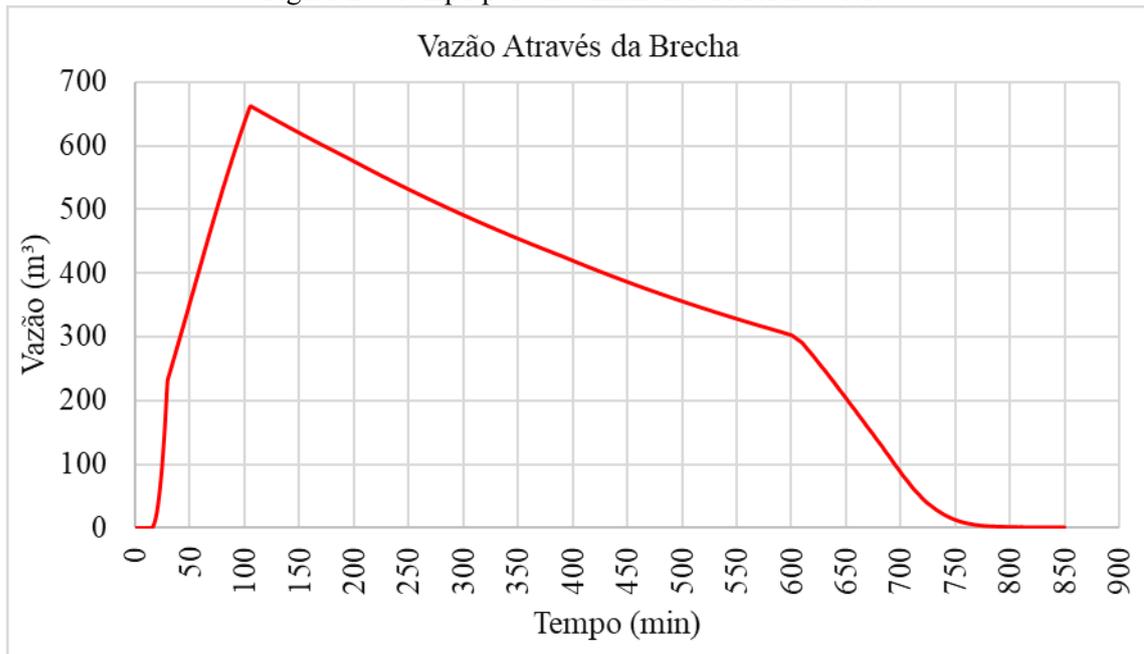
O método de obtenção que gerou maior vazão de pico foi a equação de Froelich, atingindo $661,17 \text{ m}^3/\text{s}$, enquanto a vazão de pico pelo fenômeno de piping foi de $578,22 \text{ m}^3/\text{s}$. É possível notar que o tempo de abertura e a inclinação da parede da brecha tiveram grande influência na vazão de pico.

Fazendo uma análise da situação mais crítica, seriam necessárias cerca de 13 horas para

cessar a vazão através da brecha, conforme mostra a figura 26.

Comparando o comportamento dos gráficos dos processos de galgamento e piping, é possível constatar que o método de galgamento é mais crítico pois possui um volume de passagem maior pela brecha, além de possuir uma vazão de pico mais rápida em relação ao piping.

Figura 26: Tempo para esvaziamento do reservatório.



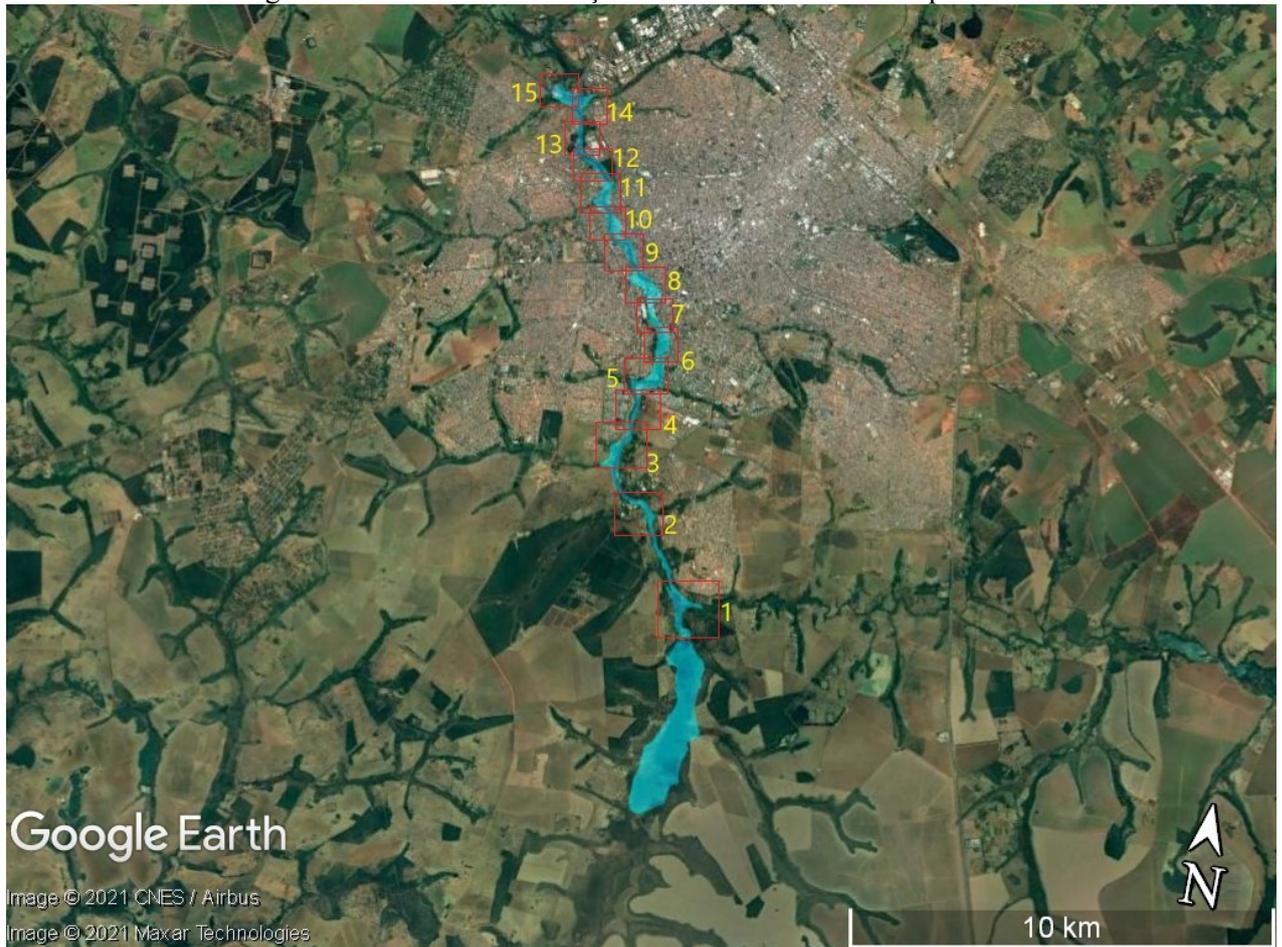
Fonte: Autor (2021)

5.8 Mapas de inundação

As imagens presentes nos apêndices 1, 2 e 3 apresentam os mapas de inundação do tempo de chegada da onda de ruptura, velocidade máxima do fluxo e representando a profundidade atingida pelo escoamento, respectivamente.

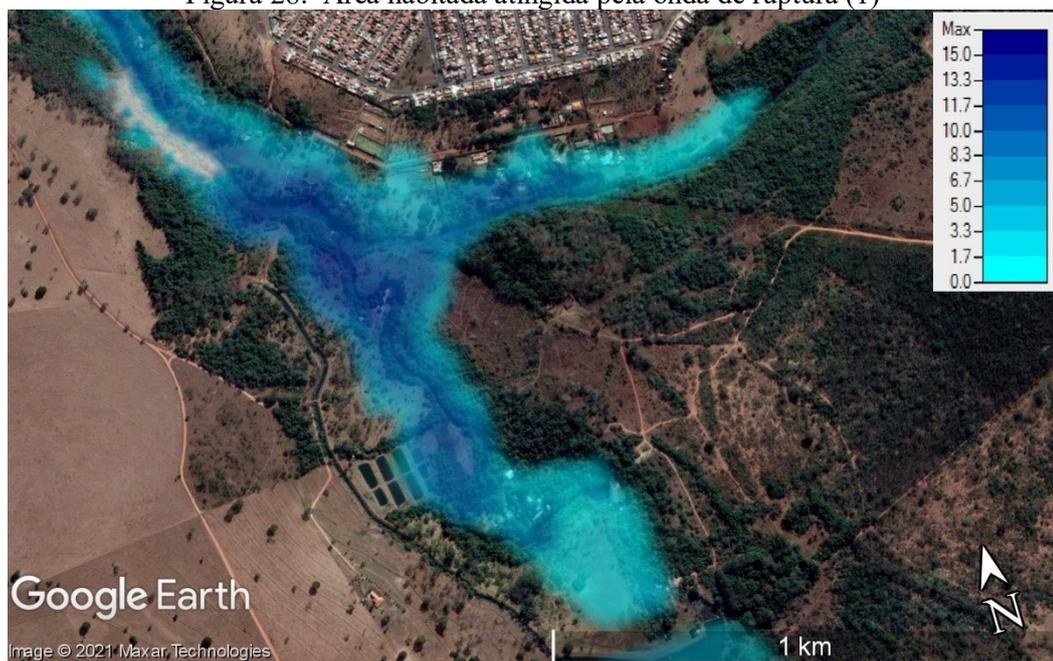
Fazendo a sobreposição dada área atingida pela onda a uma imagem de satélite é possível verificar quais áreas habitadas seriam atingidas pelo escoamento proveniente do rompimento da barragem. A figura 27 demonstra a sobreposição da imagem de satélite, enquanto as figuras 28 a 42 são uma imagem mais aproximada das áreas habitadas que seriam atingidas.

Figura 27: Mancha de inundação decorrente da onda de ruptura



Fonte: Autor (2021)

Figura 28: Área habitada atingida pela onda de ruptura (1)



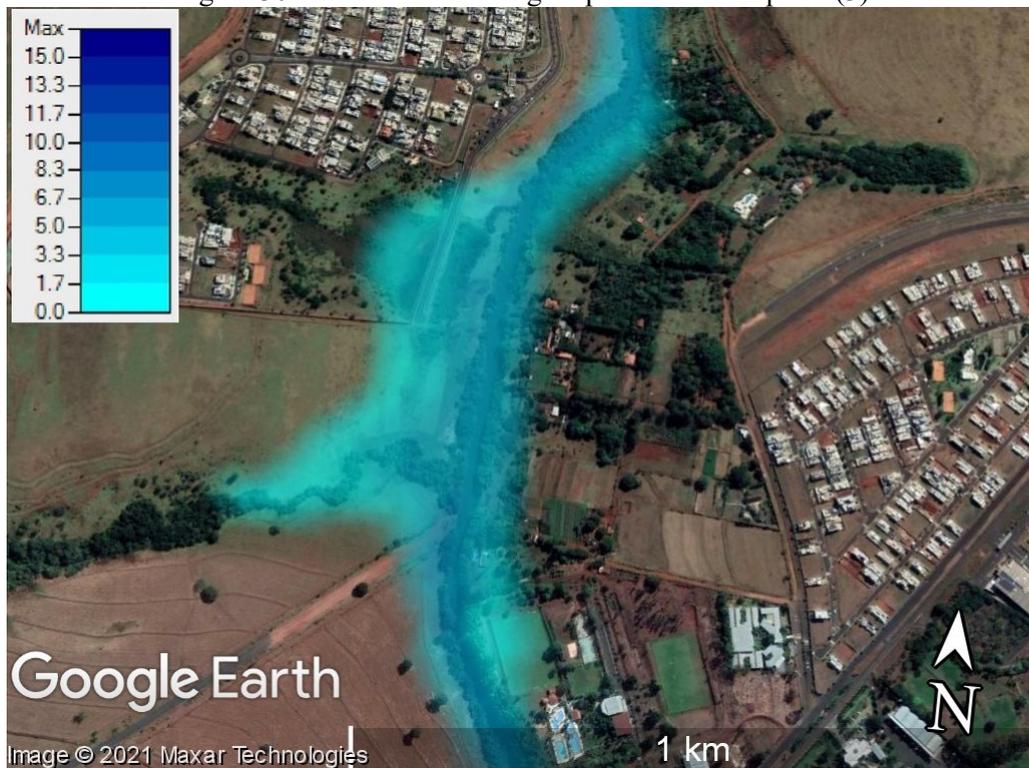
Fonte: Autor (2021)

Figura 29: Área habitada atingida pela onda de ruptura (2)



Fonte: Autor (2021)

Figura 30: Área habitada atingida pela onda de ruptura (3)



Fonte: Autor (2021)

Figura 31: Área habitada atingida pela onda de ruptura (4)



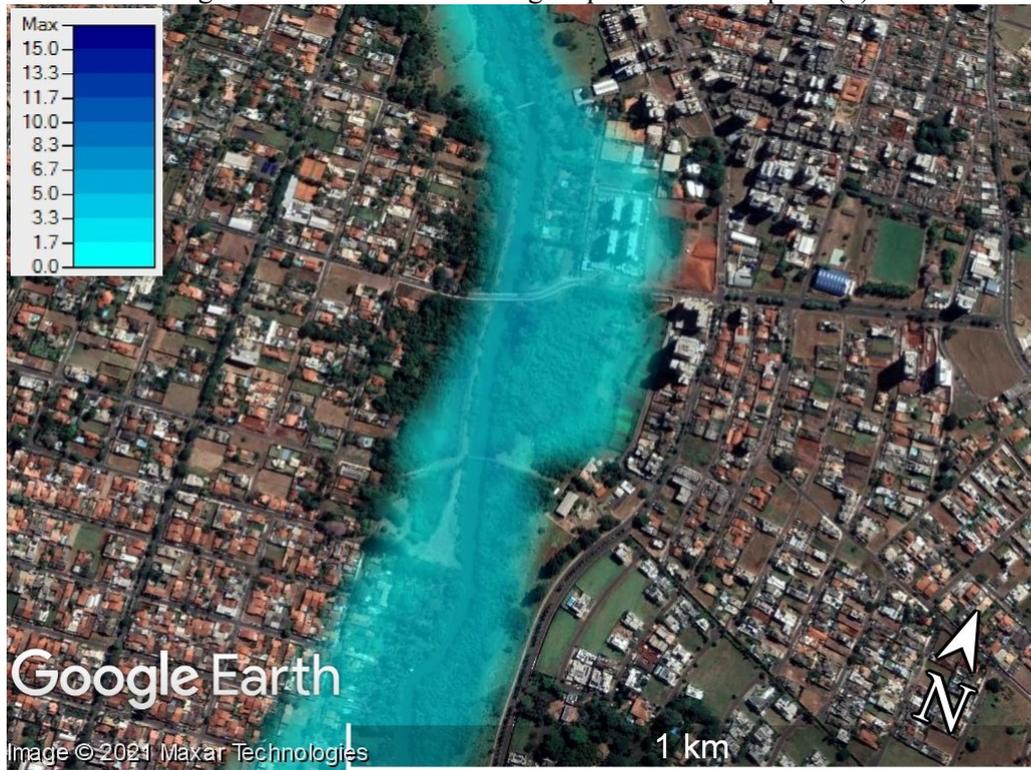
Fonte: Autor (2021)

Figura 32 -Área habitada atingida pela onda de ruptura (5)



Fonte: Autor (2021)

Figura 33 - Área habitada atingida pela onda de ruptura (6)



Fonte: Autor (2021)

Figura 34 - Área habitada atingida pela onda de ruptura (7)



Fonte: Autor (2021)

Figura 35 - Área habitada atingida pela onda de ruptura (8)



Fonte: Autor (2021)

Figura 36 - Área habitada atingida pela onda de ruptura (9)



Fonte: Autor (2021)

Figura 37 - Área habitada atingida pela onda de ruptura (10)



Fonte: Autor (2021)

Figura 38 - Área habitada atingida pela onda de ruptura (11)



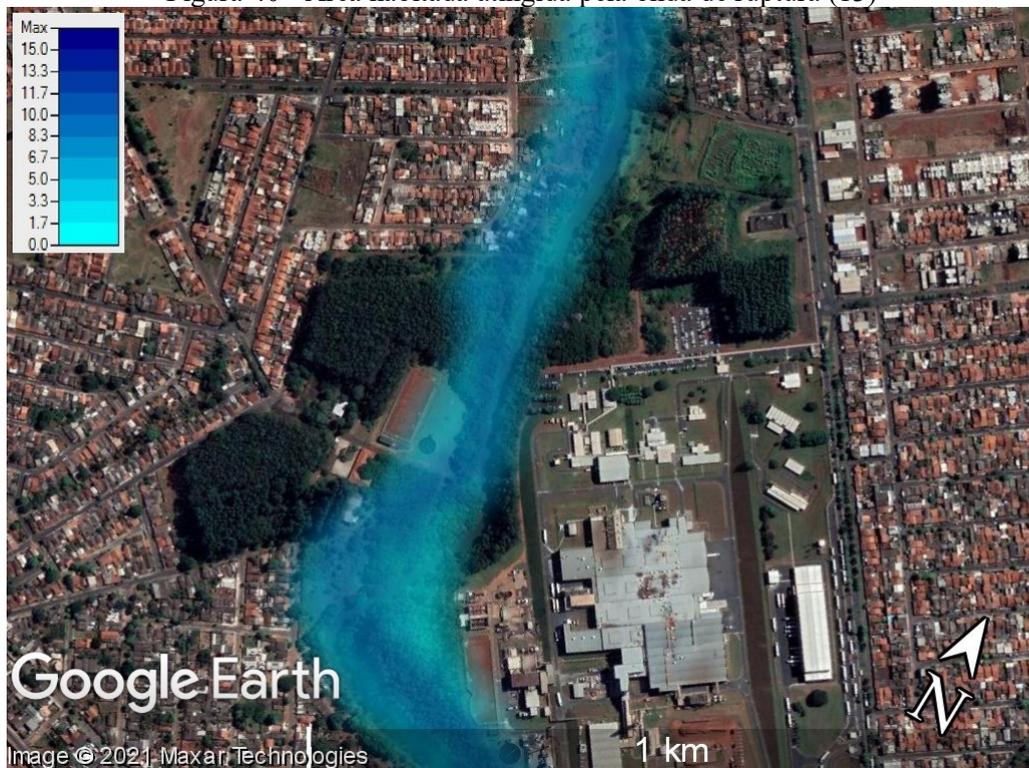
Fonte: Autor (2021)

Figura 39 - Área habitada atingida pela onda de ruptura (12)



Fonte: Autor (2021)

Figura 40 - Área habitada atingida pela onda de ruptura (13)



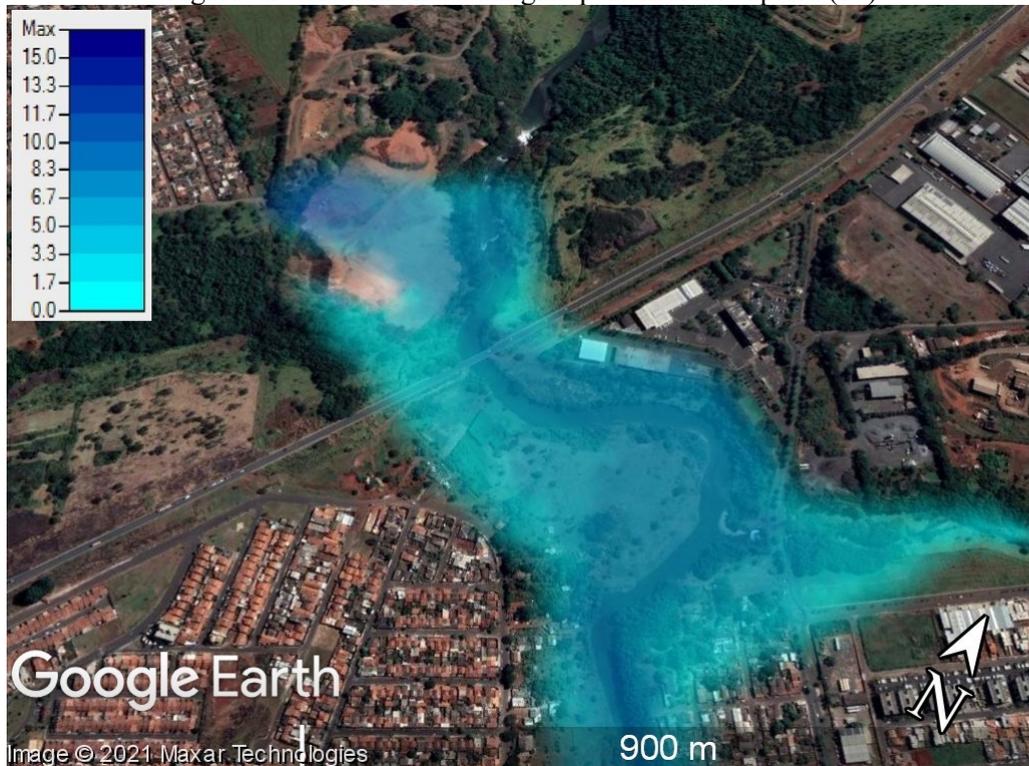
Fonte: Autor (2021)

Figura 41 - Área habitada atingida pela onda de ruptura (15)



Fonte: Autor (2021)

Figura 42 - Área habitada atingida pela onda de ruptura (15)

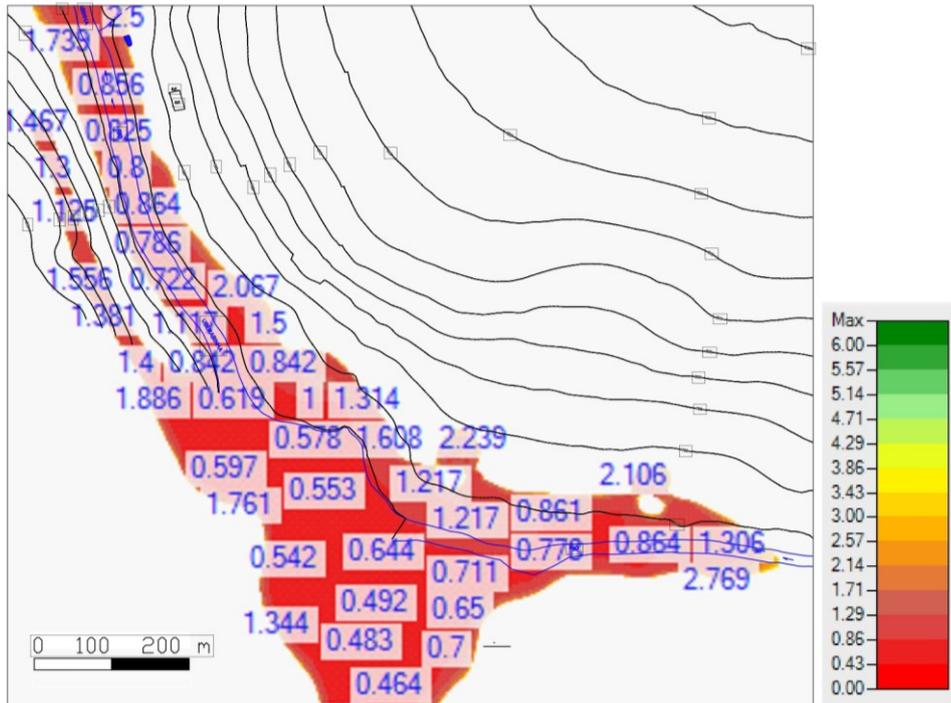


Fonte: Autor (2021)

Baseado no mosaico apresentado na figura 27 foram elaboradas imagens para análise do tempo de chegada da frente de onda em relação a cada área habitada, a previsão

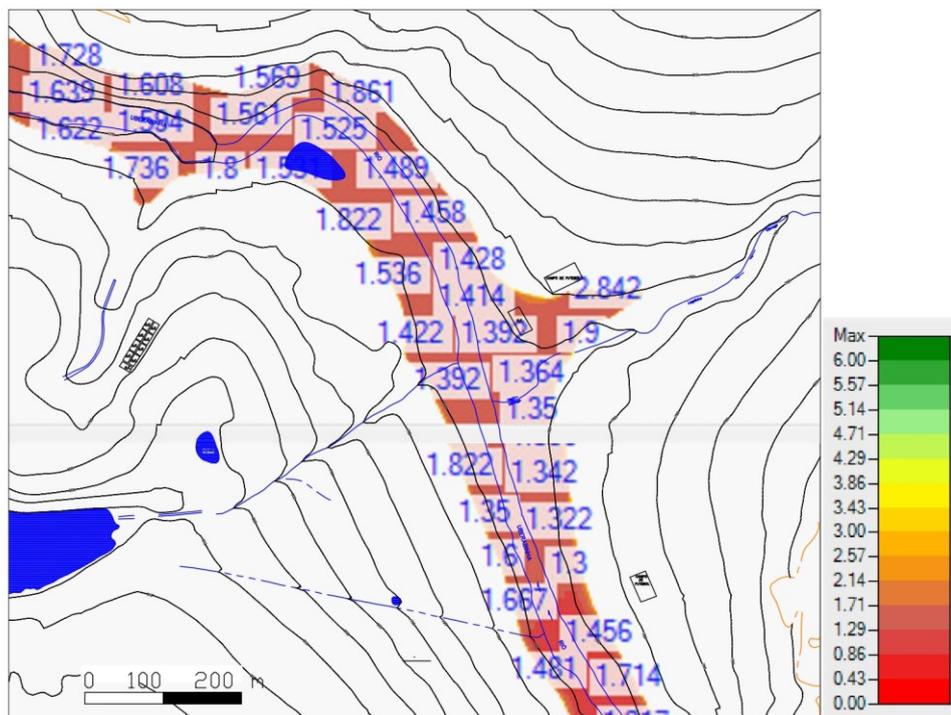
dessa chegada é de extrema importância para o aviso da evacuação da população da área habitada de potencial impacto. As figuras de 43 a 57 representam o tempo de chegada para as áreas habitadas atingidas.

Figura 43 - Tempo de chegada da frente de onda à área habitada (1)



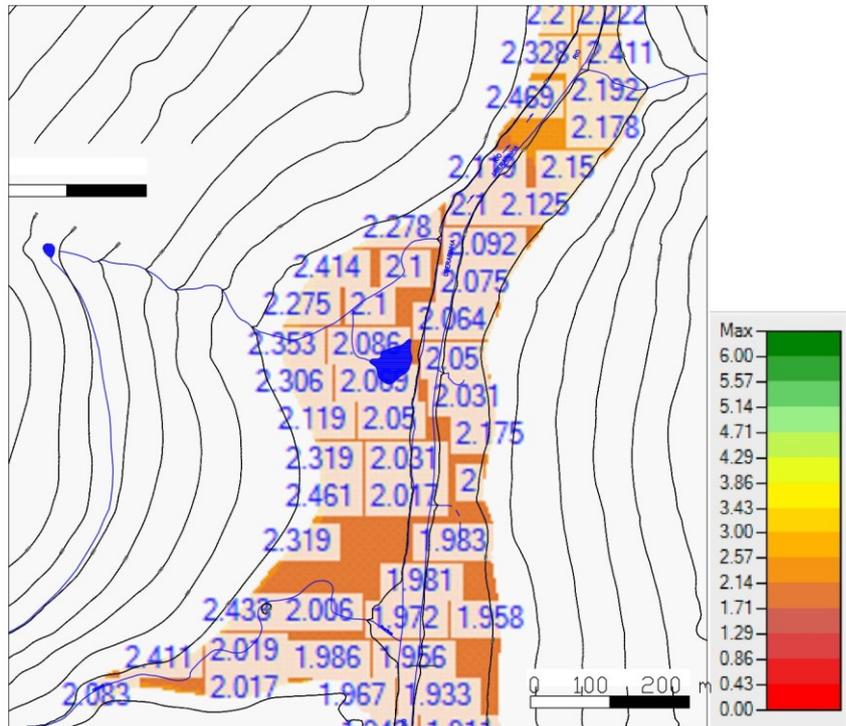
Fonte: Autor (2021)

Figura 44 - Tempo de chegada da frente de onda à área habitada (2)



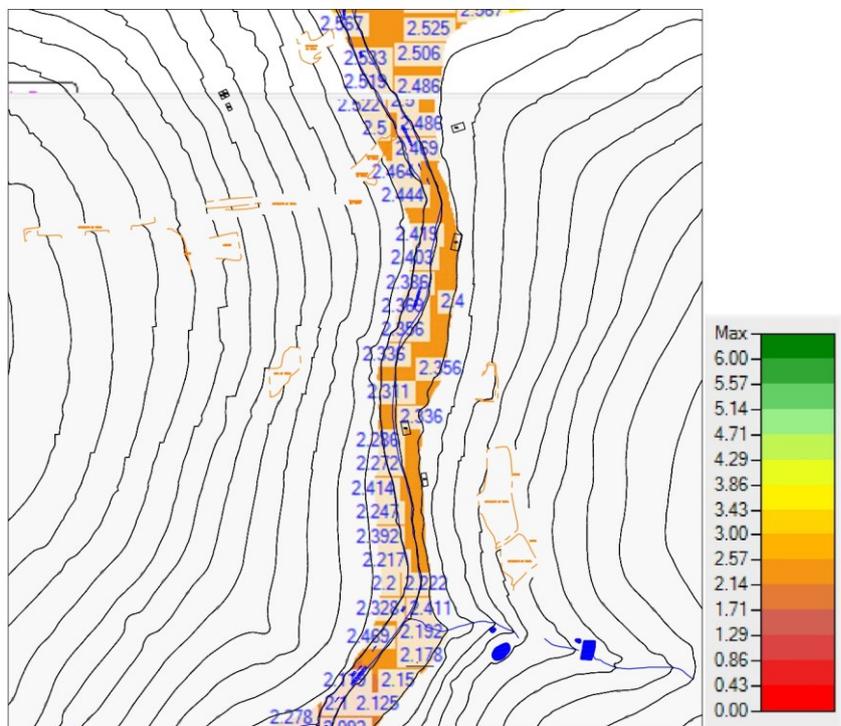
Fonte: Autor (2021)

Figura 45 - Tempo de chegada da frente de onda à área habitada (3)



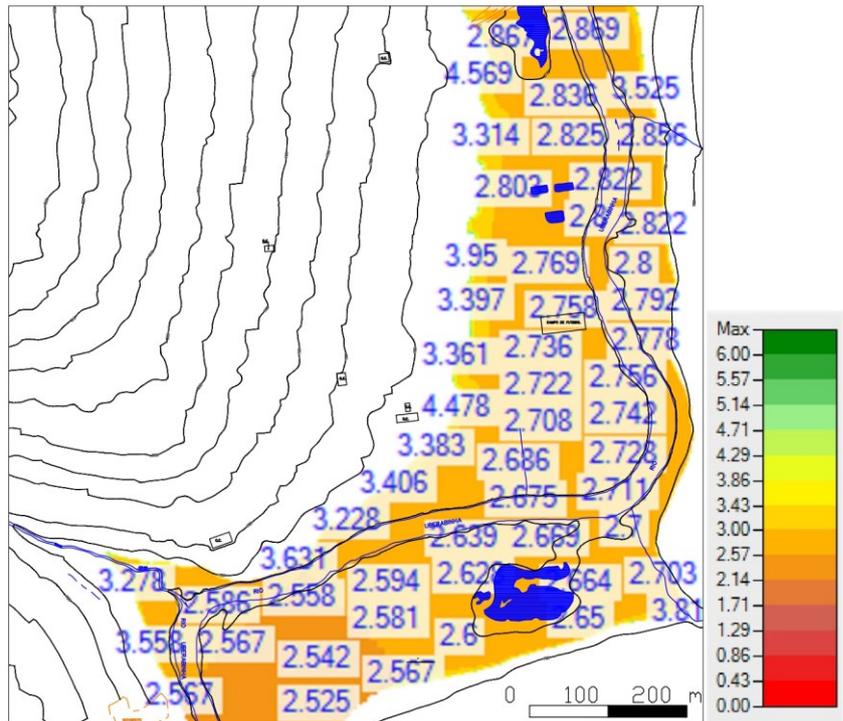
Fonte: Autor (2021)

Figura 46 - Tempo de chegada da frente de onda à área habitada (4)



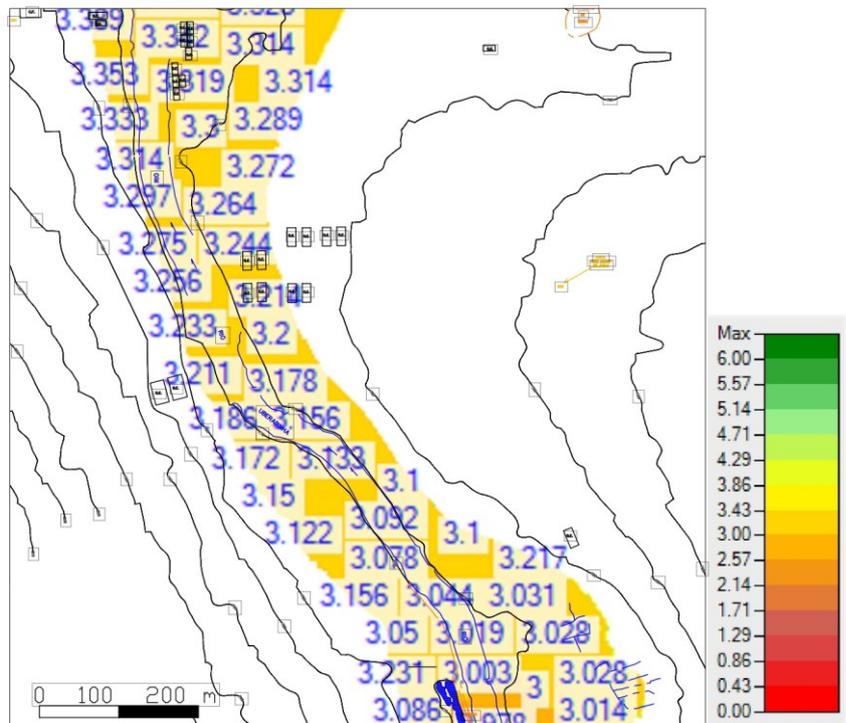
Fonte: Autor (2021)

Figura 47 - Tempo de chegada da frente de onda à área habitada (5)



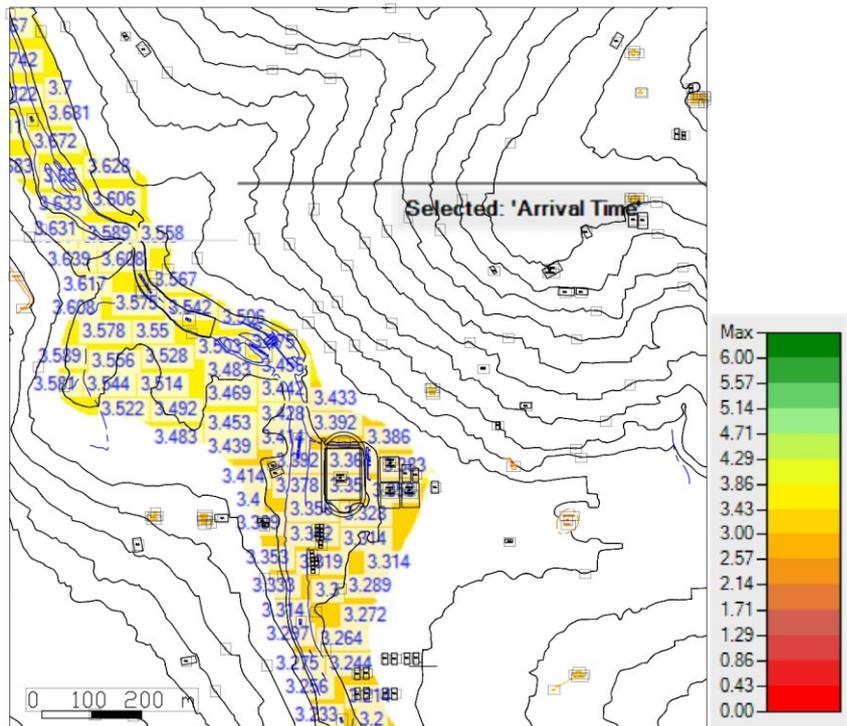
Fonte: Autor (2021)

Figura 48 - Tempo de chegada da frente de onda à área habitada (6)



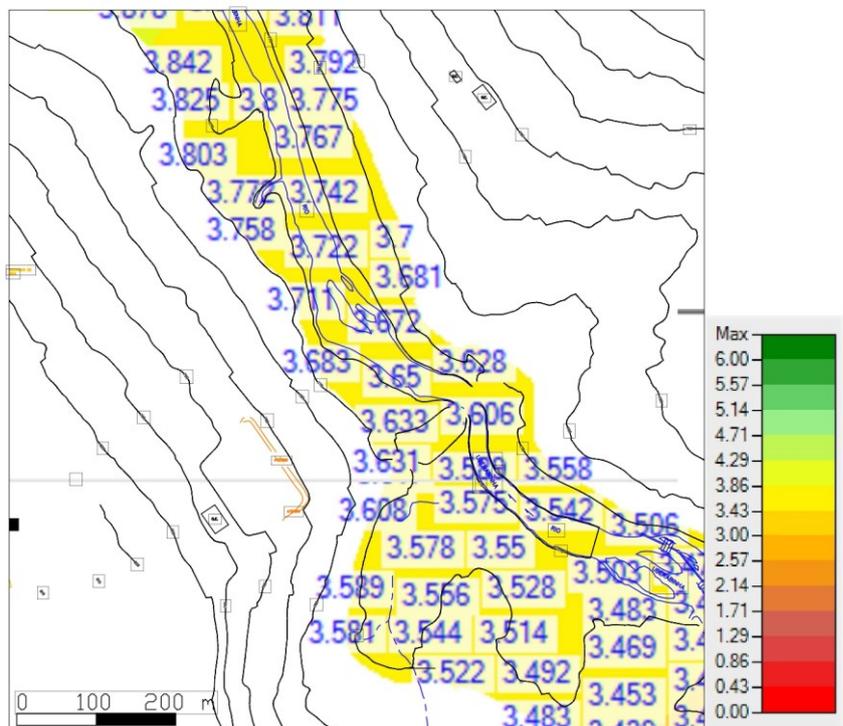
Fonte: Autor (2021)

Figura 49 - Tempo de chegada da frente de onda à área habitada (7)



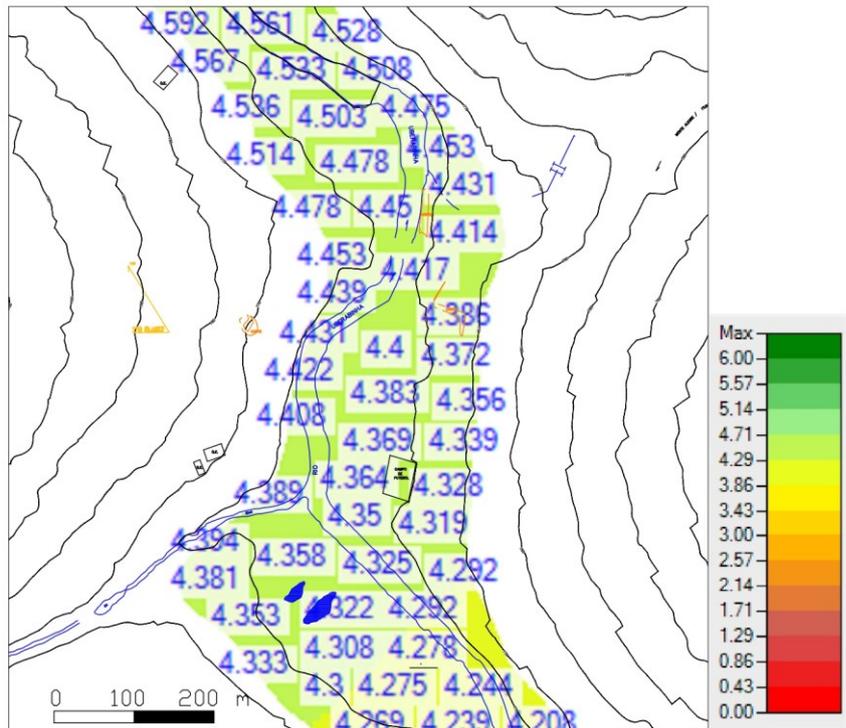
Fonte: Autor (2021)

Figura 50 - Tempo de chegada da frente de onda à área habitada (8)



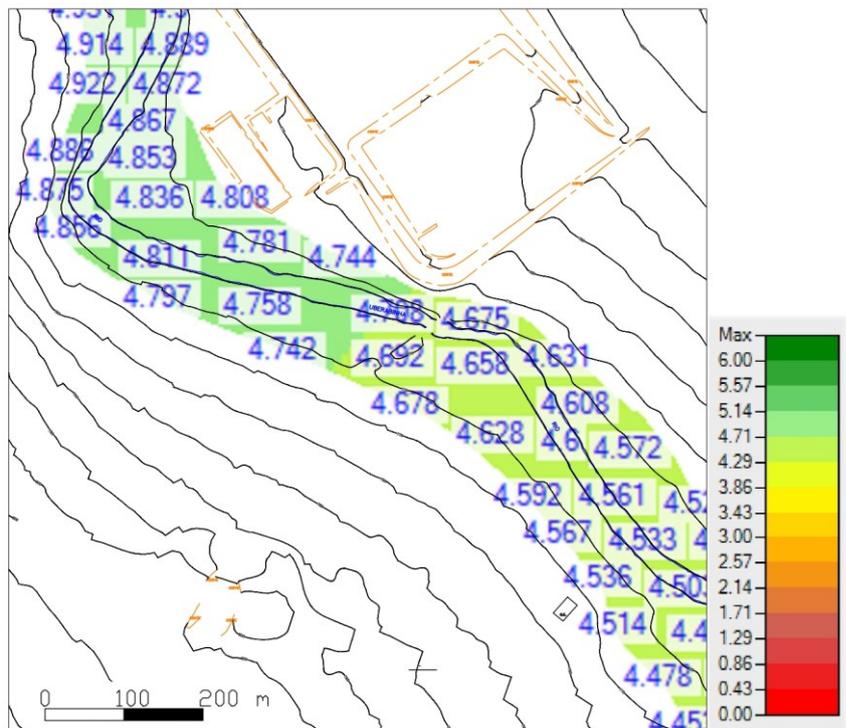
Fonte: Autor (2021)

Figura 53 - Tempo de chegada da frente de onda à área habitada (11)



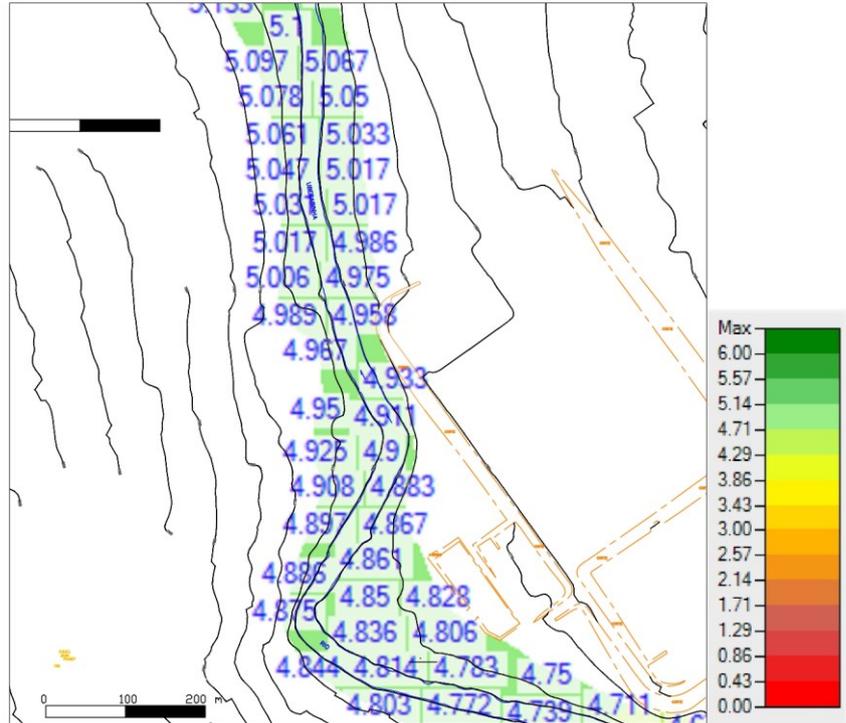
Fonte: Autor (2021)

Figura 54 - Tempo de chegada da frente de onda à área habitada (12)



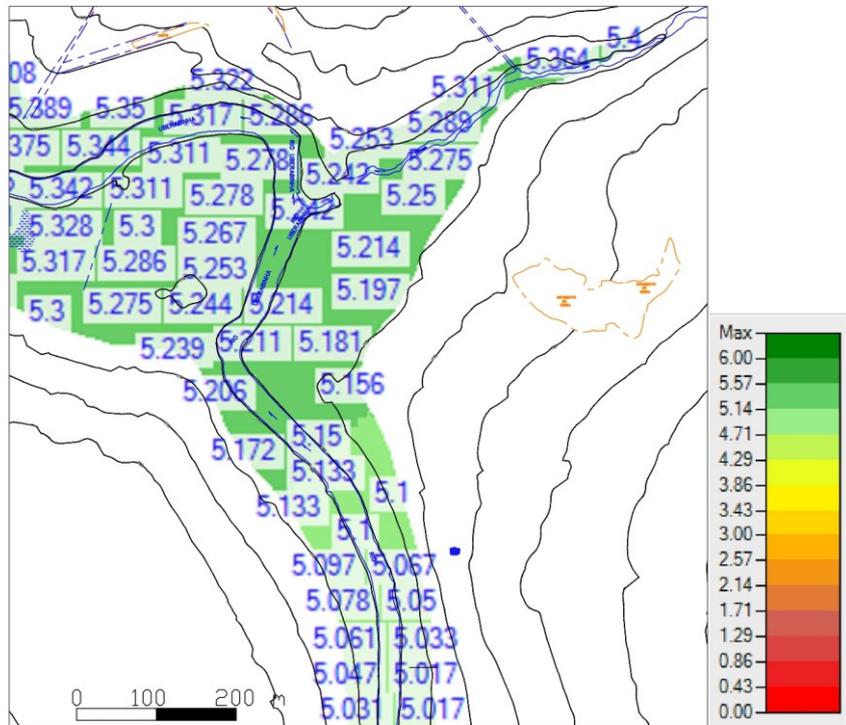
Fonte: Autor (2021)

Figura 55 - Tempo de chegada da frente de onda à área habitada (13)



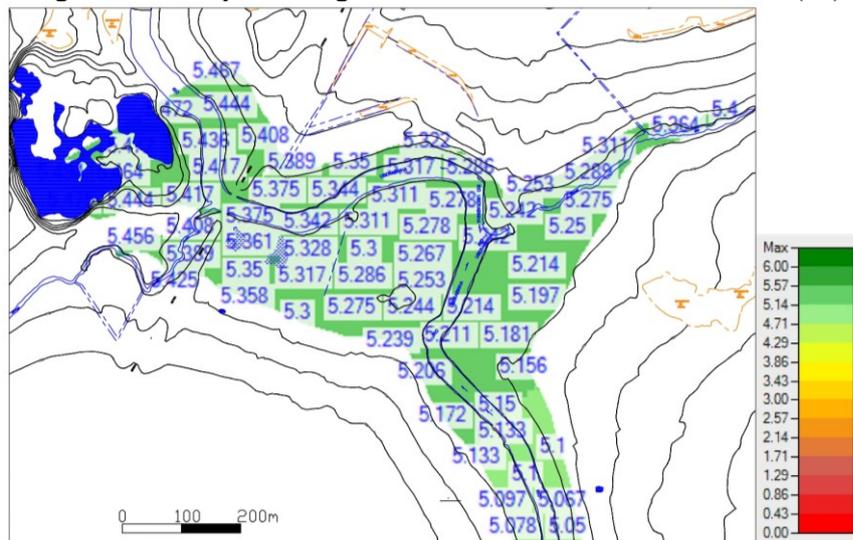
Fonte: Autor (2021)

Figura 56 - Tempo de chegada da frente de onda à área habitada (14)



Fonte: Autor (2021)

Figura 57 - Tempo de chegada da frente de onda à área habitada (15)



Fonte: Autor (2021)

5.9 Influência da topografia

A partir da análise dos mapas gerados com a situação mais crítica é possível verificar que diversas áreas habitadas são atingidas pela onda de ruptura. Outro ponto que pode se inferir é que a cachoeira presente a jusante da barragem possui grande influência na atenuação dos efeitos decorrentes do rompimento durante a simulação foi possível verificar que o fluxo de água se divide e parte passa pela cachoeira que possui cerca de 13 metros de altura que causa uma redução na velocidade do escoamento, como é possível ver no mapa de velocidade de escoamento, presente no Apêndice II. A figura 58 apresenta o comportamento do fluxo imediatamente a jusante da barragem.

Figura 58: Fluxo a jusante da barragem



Fonte: AUTOR (2021)

6 CONCLUSÃO

O objetivo desse trabalho foi realizar a simulação de um rompimento hipotético da barragem de um reservatório localizado na região sul da cidade de Uberlândia-MG, simulando o rompimento por processos de galgamento e piping e utilizando formulações empíricas para obtenção dos parâmetros de abertura da brecha. Foram comparados os resultados das simulações e com a situação mais crítica foram gerados mapas para análise dos impactos do fluxo decorrente da ruptura.

A calha do rio a jusante da barragem foi criada a partir da digitalização de pontos sobre a curva de nível e com a nuvem de pontos foi criado o arquivo MDE com as características topográficas da área que foi utilizada como terreno base para a simulação. O rio passa por dentro do perímetro urbano da cidade de Uberlândia, o que foi uma das justificativas para o estudo.

Na simulação com HEC-RAS foram realizadas as simulações analisando a influência dos diferentes métodos empíricos para obtenção dos parâmetros da brecha em relação à vazão de pico decorrente do rompimento da barragem. Com transformação chuva-vazão foi obtido um hidrograma afluente ao reservatório de 547,89 m³/s.

O método que apresentou resultados mais críticos foi através da equação FROELICH (2008) pelo processo de galgamento, atingindo uma vazão de saída de 661,17 m³/s e sendo necessário cerca de 13 horas até cessar todo o escoamento do reservatório.

O escoamento atingiu uma velocidade de mais de 183 m/s, velocidade essa que foi reduzida bruscamente graças ao represamento causado pela presença da cachoeira a jusante do reservatório. O escoamento levou 5,48 horas para chegar até o ponto de controle que fica a 16,6 km de distância do reservatório.

A partir da análise do tempo de chegada da frente de onda, constata-se que a área habitada indicada pelo quadro 2 do mosaico é a primeira a ser atingida, apesar de não ser a mais próxima da barragem, 1,5 horas após o rompimento. A área representada pelo quadro 1 do mosaico que é a mais próxima da barragem, não é a primeira a ser atingida pois se encontra a montante do ponto de encontro da onda de cheia com o rio Uberabinha e só é atingida após uma elevação de volume devido ao rio sendo atingida 2,2 horas após o rompimento da barragem.

Dessa forma verifica-se a importância de um estudo de rompimento de barragens, pois tal evento tem grande impacto direto e indireto na vida de pessoas, sendo por meio de acidentes fatais ou decorrência da falta de abastecimento em casos de barragens com finalidade de reserva de água e energia elétrica.

REFERÊNCIAS

- AMARAL, D. R. **Estimativa do Assoreamento do Reservatório do Bom Jardim a Partir de Modelos de Eficiência de Retenção de Sedimentos.** 2018. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia CIVIL) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2018.
- BASSEGIO, P. G. M. **Influências a Jusante Causadas Pelo Uso de Diferentes Equações Empíricas de Previsão de Vazão Máxima Proveniente da Ruptura De Barragens.** Vozes diversas saberes diferentes, Campus do Vale, 2018.
- BRUEL, F. **La Catastrophe de Malpasset en 1959.** Disponível em: http://www.ecolo.org/documents/documents_in_french/malpasset/malpasset.htm. Acesso em: 03 set 2021.
- COLLISCHONN, W.; TUCCI, C. E. M. **Análise de Rompimento Hipotético da Barragem de Ernestina.** Revista Brasileira de Recursos Hídricos, vol. 2, n.2, julho/dezembro de 1997, pp. 191-206.
- COUTINHO, M. M. **Avaliação do Desempenho da Modelagem Hidráulica Unidimensional e Bidimensional na Simulação de Eventos em Colatina/ES.** 2015. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2015. Denver: U. S. Department of the Interior, 1980. DOI: <http://dx.doi.org/10.5380/abclima.v25i0.57767>. Disponível em: <https://revistas.ufpr.br/revistaabclima/article/view/57767>. Acesso em 03 de set de 2020.
- FARIA, F. L F ET. et al. **Metodologia para obtenção do hidrograma para simulação de ruptura de barragens.** Disponível em: http://rmct.ime.eb.br/arquivos/RMCT_3_tri_2019/RMCT_45518.pdf. Acesso em 23 set 2021.
- FRANCO, J. F. **Dimensionamento de Bacias de Detenção das Águas Pluviais com Base no Método Racional.** 2004. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2004.
- JANSEN, R. B. Dam and Public Safety. USA: Water Resources Technical Publication.
- JÓNATAS, R. J. L. **Rotura de barragens de aterro por galgamento Ensaios experimentais com aterros homogêneos.** 2013. Dissertação (Mestrado Integrado em Engenharia da Energia e do Ambiente) - DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOGRÁFICA, GEOFÍSICA E ENERGIA, Universidade de Lisboa, Lisboa, 2013.
- LADEIRA, J. E. R; ESPÓSITO, T; NAGHETTINI, M. Avaliação de Segurança em Barragem de Terra, Sob o Cenário de Erosão Tubular Regressiva, por Método Probabilístico. **XVII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos.** Disponível em : <https://repositorio.ufmg.br/handle/1843/FRPC-78HHUG>. Acesso em: 02 set 2021.
- LAURIANO, A. W. **Estudo de Ruptura da Barragem de Funil: Comparação Entre os Modelos FLDWAV e HEC-RAS.** 2009. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio

Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2009.

LAZRARIM, T. P. **Espalhamento de Rejeitos em Cenários de Ruptura de Barragens - Simulações em Modelo Reduzido e Proposta de Método para Avaliação de Área Atendida**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil) – Setor de tecnologia, Universidade Federal do Paraná, 2015.

LEITE, P.S. **A Tragédia de Orós: Documento Histórico**. Fortaleza: LCR, 2009. P 31-51, 107.

Massad, F. **Obras de Terra: Curso básico de Geotecnia**. 2. ed. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2003.

MOTA, K. R. R. **Rompimento Hipotético e Delimitação da Área de Inundação da Barragem Salto Moraes dm Ituiutaba/MG**. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2017.

PASINATO, H.; TUCCI, C. E. M. **Modelo Matemático para Ondas Abruptas em Rios e Canais**. Revista Brasileira de Engenharia, Caderno de Recursos Hídricos, vol. 10, n. 2, pp. 131-152, 1992.

PEREIRA, F. F. **Modelo Hidrodinâmico e de Transporte Bidimensional de Grade Não Estruturada para Lagos Rasos**. 2010. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

PETRUCCI, E. **Características do Clima de Uberlândia-MG: Análise da Temperatura, Precipitação e Umidade Relativa**. Dissertação (Mestrado em Geografia) – Instituto de Geografia, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2018.

PETRUCCI, E.; OLIVEIRA, L. A. Relações Entre Intensidade, Duração e Frequência das Precipitações Máximas de 24 Horas e Equação de Chuvas Intensas para a Cidade De Uberlândia-MG. **Revista Brasileira de Climatologia**. v. 25, p. 337-354, 2015.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

ROCHA, F. F. **Cenários de Formação e Evolução de Rupturas em Barragens de Rejeitos (Dam Break)**. 2016. SEA - Seminário de Emergência Ambiental. Disponível em: https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/4249196/mod_resource/content/2/01_-_Semin%C3%A1rio_Emerg%C3%Aancia_Ambiental_-_Dam_Break_-_Felipe_Rocha.pdf. Acesso em 3 de set de 2021.

SANTOS, L. F; CHARGE, L. T; H, M. A. G. M. Simulação do Rompimento Hipotético da Barragem de Juturnaíba, Localizada no Estado do Rio de Janeiro. **Anuário do instituto de geociências**. Rio de Janeiro, v. 42, Nº 3 (2019).

DOI: https://doi.org/10.11137/2019_3_299_310. Disponível em:

<https://revistas.ufrj.br/index.php/aigeo/article/view/31206>. Acesso em 23 de setembro de 2021.

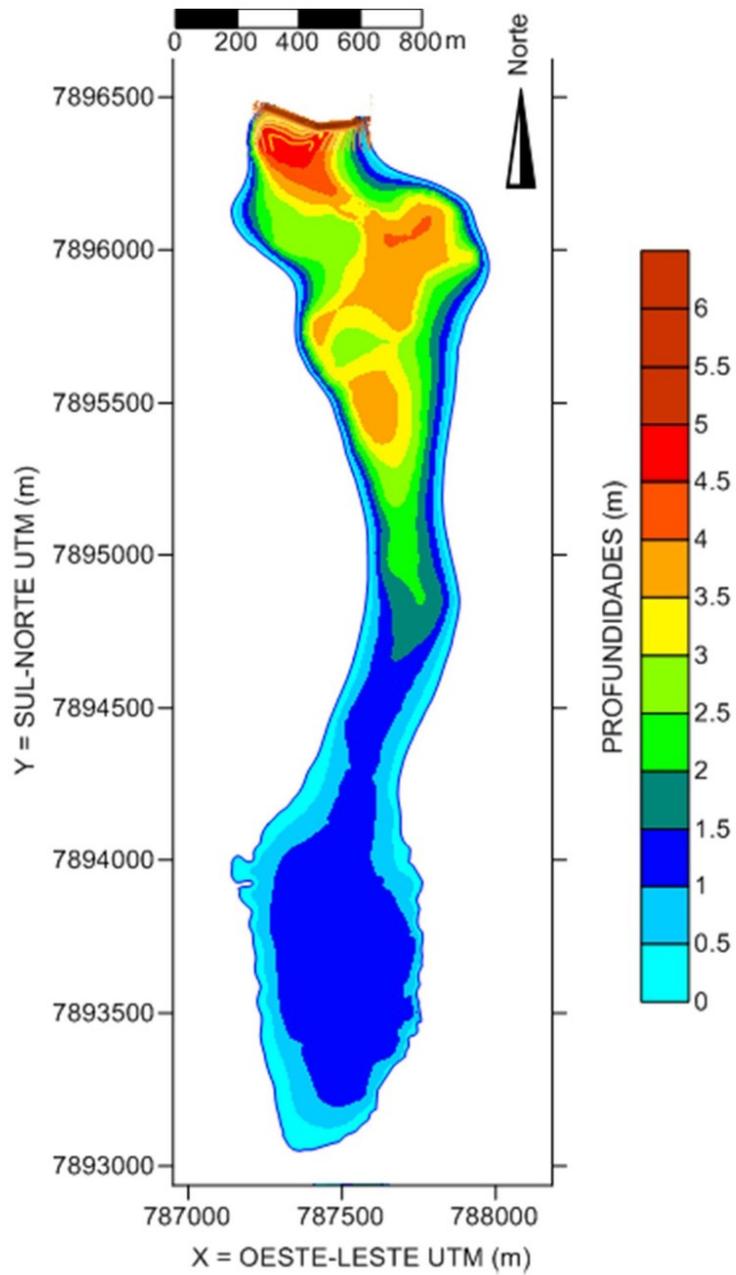
SUGIMOTO, L. Por Barragens Sais Seguras. **Jornal da Unicamp**, Campinas, ano 5, n 605, p. 1, 12 set 2014. Disponível em: <https://www.unicamp.br/unicamp/ju/605/por-barragens-mais-seguras>. Acesso em 29 ago 2021.

USACE. 2014. U.S. Army Corps of Engineers. **Using HEC-RAS for Dam Break Studies. Training Document. Davis, Califórnia**. 23-24 p. Disponível em : <https://www.hec.usace.army.mil/publications/TrainingDocuments/TD-39.pdf>. Acesso em 14 set 2021.

ZUFFO, M. S. R. **Metodologia para avaliação da segurança de barragens**. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2008.

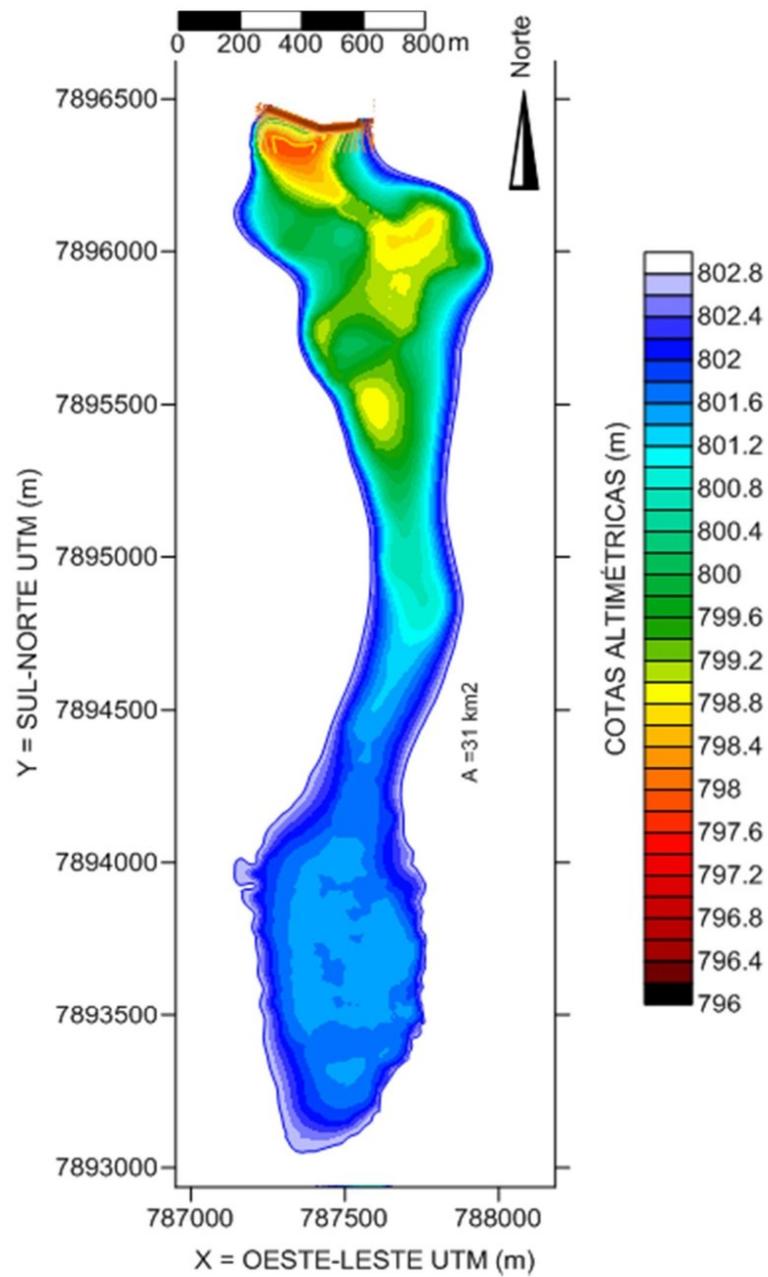
ANEXO I

MAPA BATIMÉTRICO E CURVA COTA-VOLUME DO RESERVATÓRIO DO BOM JARDIM – UBERLÂNDIA/MG



Mapa 1 – Profundidades submersas no reservatório do Bom Jardim. Nível de água na cota 802,4 m.

FONTE: FILHO (2021)



Mapa 2 – Cotas de fundo do reservatório do Bom Jardim

FONTE: FILHO (2021)

CURVAS CHAVE DE NUTRIENTES E DE SEDIMENTOS SUSPENSOS AFLUENTES AO RESERVATÓRIO DO BOM JARDIM – UBERLÂNDIA/MG

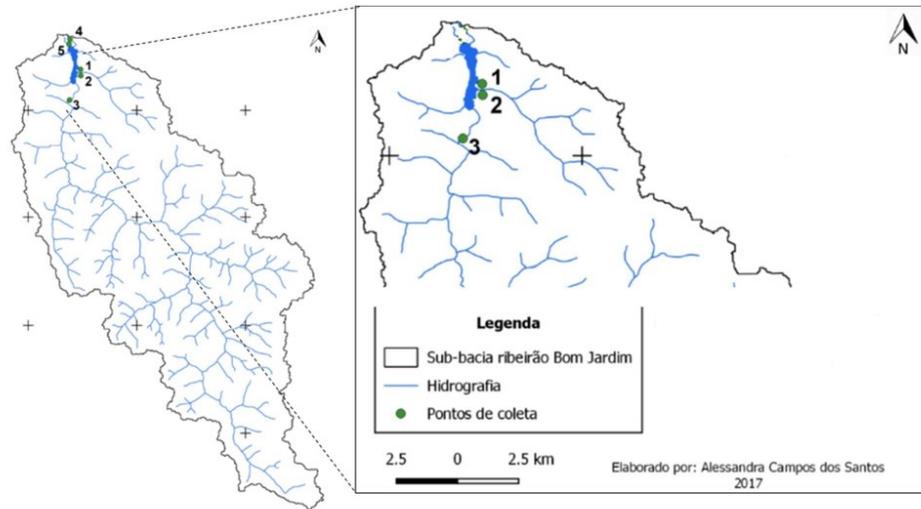


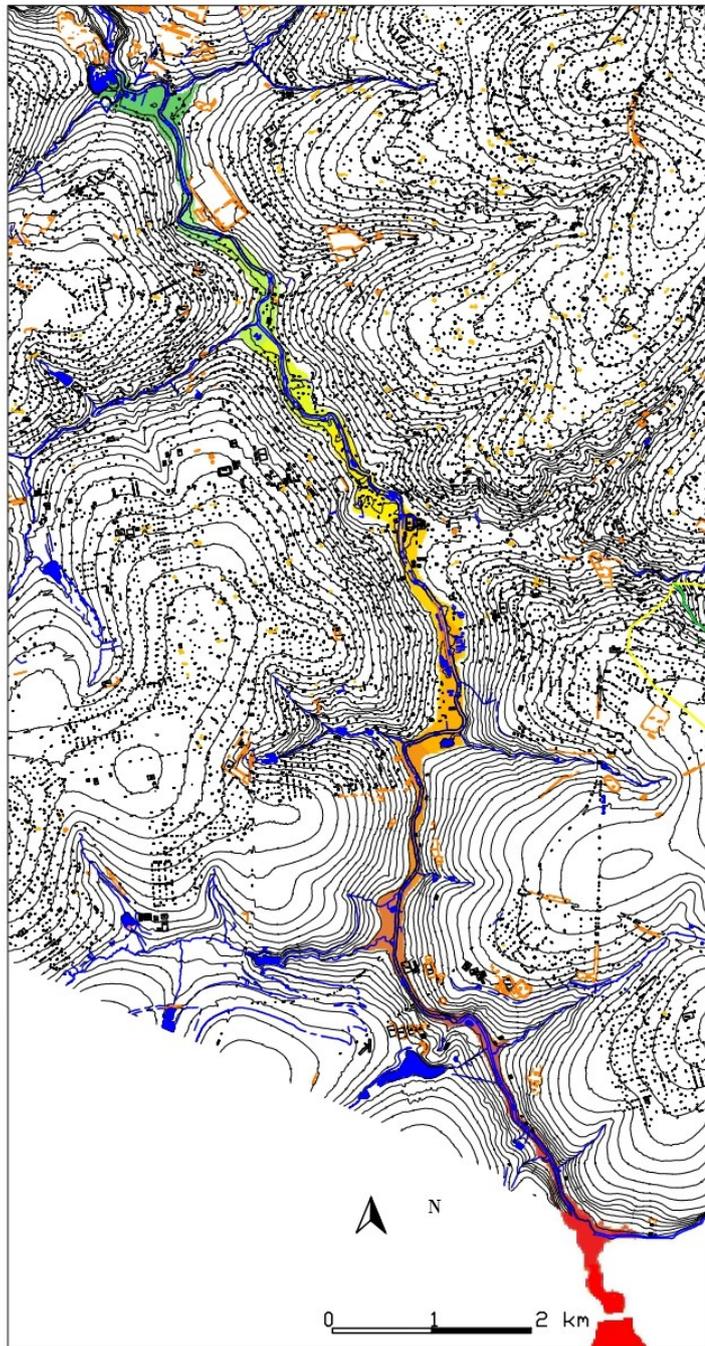
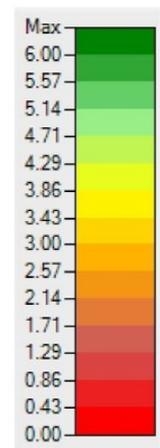
Figura 1 – Posição dos pontos de coleta na bacia do ribeirão Bom Jardim



Figura 2 – Imagens das seções afluentes ao reservatório do Bom Jardim. Os pontos 1 e 2 localizam-se no córrego da Enxada, enquanto o ponto 3 localiza-se no ribeirão Bom Jardim

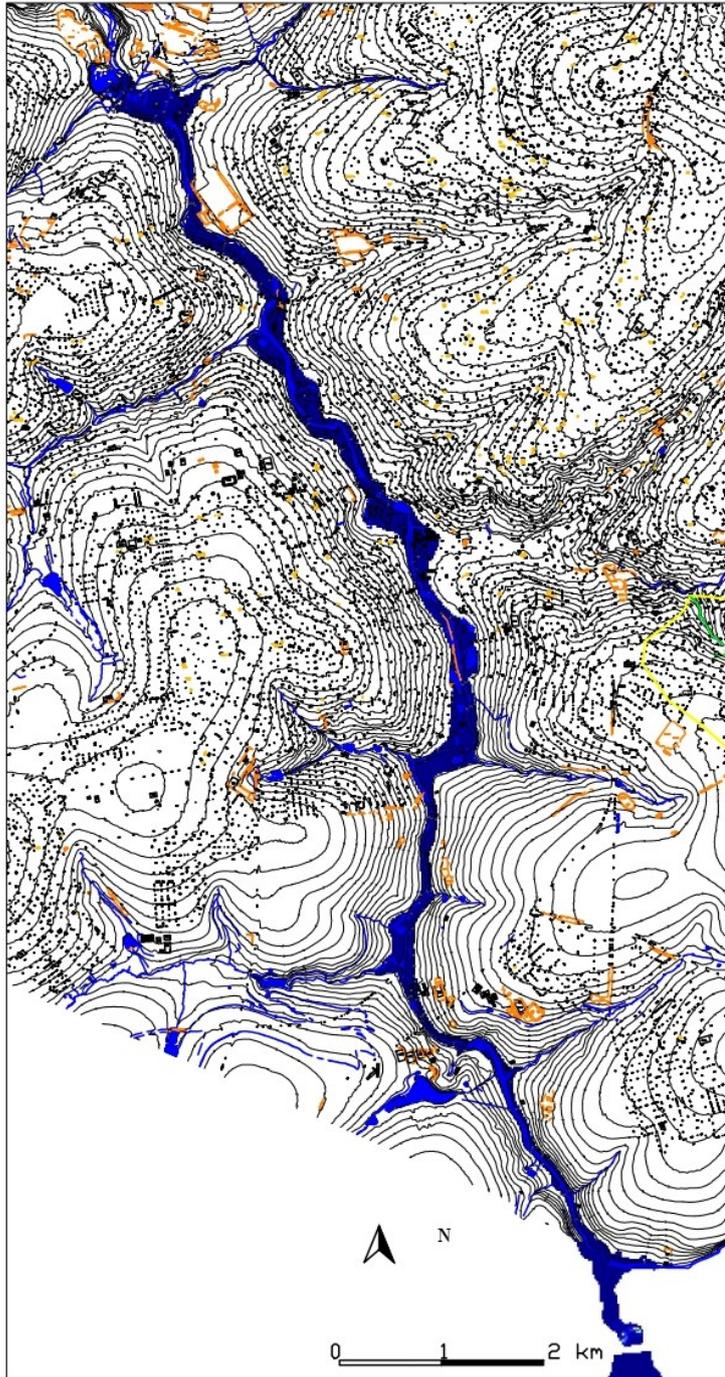
FONTE: FILHO (2021)

APÊNDICE I

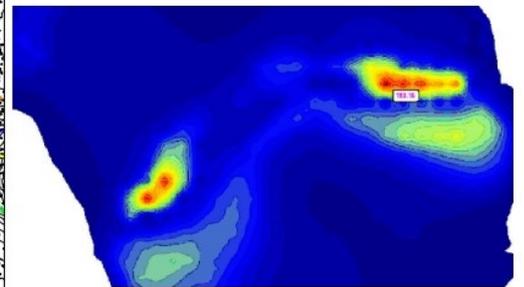
MAPA DE INUNDAÇÃO:
TEMPO DE CHEGADA (h)

FONTE: AUTOR (2021)

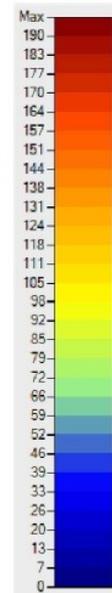
APÊNDICE II



MAPA DE INUNDAÇÃO:
VELOCIDADE DO ESCOAMENTO (m/s)

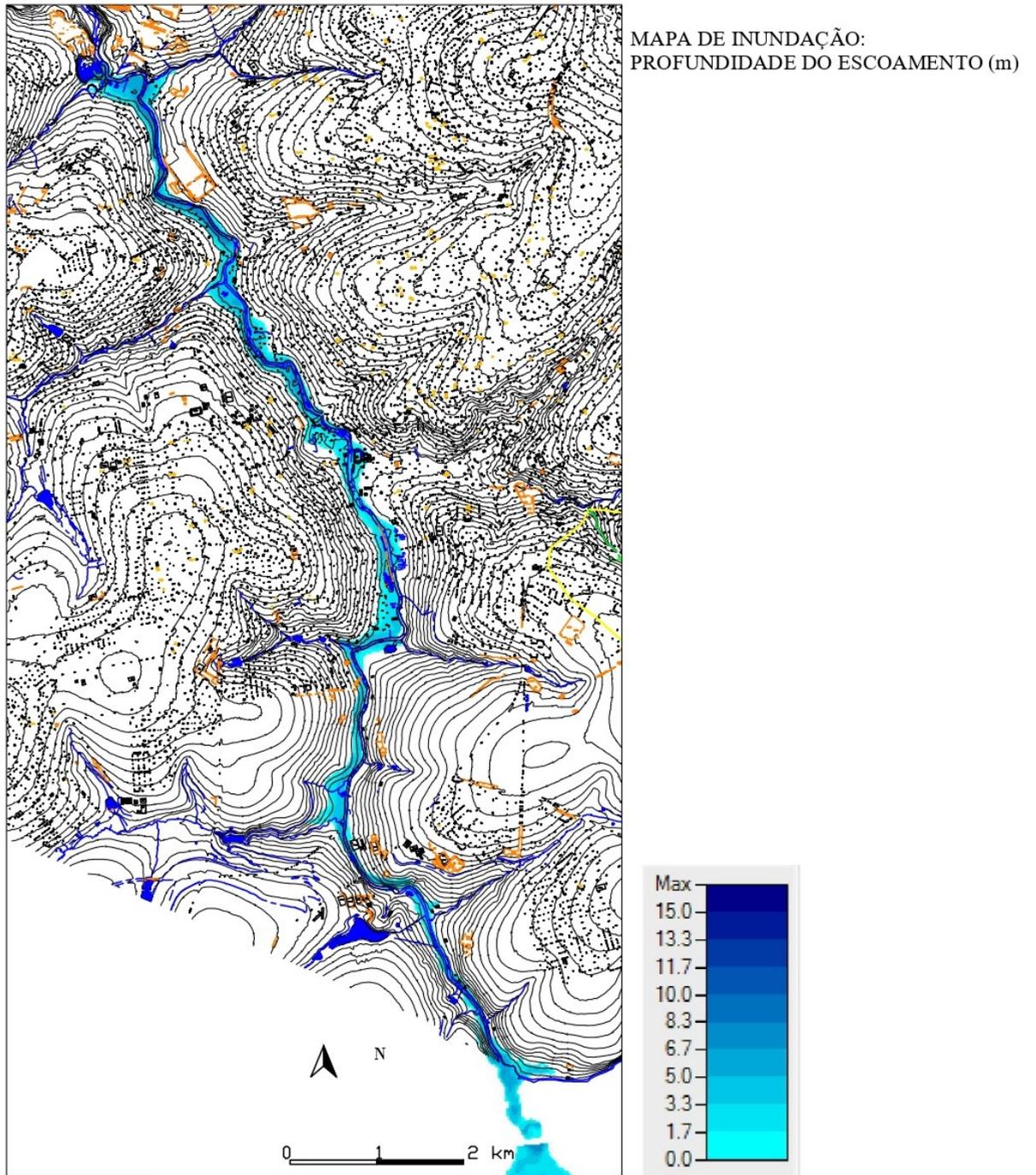


Máxima Velocidade: 183,16 m/s



FONTE: AUTOR (2021)

APÊNDICE III



FONTE: AUTOR (2021)