

Universidade de São Paulo  
Faculdade Filosofia Letras e Ciências Humanas  
Programa de Pós-graduação em Geografia Física

MAPEAMENTO DE ÁREAS SUSCETÍVEIS A INUNDAÇÃO POR  
ROMPIMENTO DE BARRAGEM EM AMBIENTE SEMIÁRIDO.

Alarcon Matos de Oliveira

São Paulo  
2016

Alarcon Matos de Oliveira

MAPEAMENTO DE ÁREAS SUSCETÍVEIS A INUNDAÇÃO POR  
ROMPIMENTO DE BARRAGEM EM AMBIENTE SEMIÁRIDO.

Tese de doutorado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Geografia Física do Departamento de Geografia, da Faculdade de Filosofia Letras e Ciências Humanas da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Doutor em Geografia Física.

Área de Concentração: Geografia Física

Orientador: José Bueno Conti

São Paulo  
2016

Autorizo a reprodução e divulgação total ou parcial deste trabalho, por qualquer meio convencional ou eletrônico, para fins de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.

Catálogo na Publicação  
Serviço de Biblioteca e Documentação  
Faculdade de Filosofia, Letras e Ciências Humanas da Universidade de São Paulo

O48m Oliveira, Alarcon Matos  
Mapeamento de áreas suscetíveis a inundações por rompimento de barragem em ambiente semiárido / Alarcon Matos Oliveira ; orientador José Bueno Contis. - São Paulo, 2016.  
142 f.

Tese (Doutorado)- Faculdade de Filosofia, Letras e Ciências Humanas da Universidade de São Paulo. Departamento de Geografia. Área de concentração: Geografia Física.

1. Geografia Física. 2. Cartografia. 3. Modelagem Ambiental. 4. Risco Ambiental. 5. Rompimento de Barragem. I. Contis, José Bueno, orient. II. Título.

OLIVEIRA, Alarcon Matos de. Mapeamento de áreas suscetíveis a inundação por rompimento de barragem em ambiente semiárido.

Tese de doutorado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Geografia Física do Departamento de Geografia, da Faculdade de Filosofia Letras e Ciências Humanas da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Doutor em Geografia Física.

**Aprovado em:** \_\_\_\_/\_\_\_\_/\_\_\_\_

**Banca Examinadora**

Prof. Dr. José Bueno Conti (Presidente) Julgamento _____	Instituição: FFLHC - USP Assinatura _____
Profa. Dra. Rosangela Leal Santos Julgamento _____	Instituição: Departamento de Tecnologia – UEFS. Assinatura _____
Profa. Dra. Diana Sarita Hamburger Julgamento _____	Instituição: Universidade Federal do ABC - UFABC Assinatura _____
Prof. Dr. Roberto Bastos Guimarães. Julgamento _____	Instituição: Escola Politécnica - UFBA Assinatura _____
Prof. Dr. Ailton Luchiari Julgamento _____	Instituição: FFLHC - USP Assinatura _____

A Deus.  
Aos meus Pais,  
A minha Esposa Lusanira Nogueira Aragão de Oliveira  
A todos que contribuíram de alguma forma

## **AGRADECIMENTOS**

Ao meu Orientador José Bueno Conti, por ter me aceitado como orientando, quando tudo mais parecia perdido.

A professora Rosangela Leal, pela ideia da pesquisa e pela ajuda nos momentos cruciais, além de ser uma verdadeira amiga. Embora, considere como uma mãe mesmo.

A CERB pelos dados disponibilizados.

A Universidade Estadual de Feira de Santana, pela ajuda e disponibilização do Espaço.

A Itamara Rocha por ter sofrido comigo na vetorização da carta topográfica.

A professora Geisiane dos Santos Pereira por me ajudar nos cálculos do hidrograma.

A CNPq pelo incentivo financeiro tardio, mas valido.

Ao programa de Pós-Graduação em Geografia Física.

## RESUMO

**OLIVEIRA, A. M. Mapeamento de áreas suscetíveis a inundação por rompimento de barragem em ambiente semiárido.** 2016 142 folhas Faculdade de Filosofia Letra e Ciências Humanas da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2016.

Barragens pode ser considerando como risco potencial, o conhecimento da forma provável que se comportaria uma onda de cheia (escoamento crítico), provocado pelo rompimento de barragem é muito importante para as populações que residem à jusante do barramento, como acontece em São José do Jacuípe. Isto por que em caso de rompimento torna-se necessário existir plano de evacuação para área afetada a jusante. Neste sentido destaca-se a utilização de modelos ambientais aliados ao SIG como eficaz ferramenta que possibilita mapear áreas com susceptibilidade a inundação em caso de rompimento. O HEC-RAS surge como poderoso modelo hidrológico capaz de efetuar o modelo para rompimento de barragem em integração com o Sistema de Informação Geográfica. E para classificar o grau de risco da população a jusante é fundamental a adoção de metodologia que contemple as variáveis inerentes à importância deste empreendimento, por tanto será utilizado à metodologia de Menescal (2001) por abarcar todas as facetas importantes de segurança de barragem.

Palavras Chaves: Barragem, Risco Ambiental, SIG, Modelo.

## **ABSTRACT.**

**OLIVEIRA, A.M. Mapping of areas susceptible to flooding by dam breaking in semi-arid environment.** 2016 142 folhas Faculdade de Filosofia Letra e Ciências Humanas da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2016.

Dams can be considering as a potential risk, knowledge of probable way to behave a flood wave (critical flow) caused by dam break is very important for people living on the bus downstream, as in São José do Jacuípe. This is because in case of breakage becomes necessary to have the evacuation plan for the downstream affected area. In this sense there is the use of environmental models combined with GIS as an effective tool that makes it possible to map areas with susceptibility to flooding in the event of disruption. The HEC-RAS comes as powerful hydrological model able to make the model for dam breaking in integration with Geographic Information System. And to classify the degree of risk of downstream population is essential to adopt methodology that considers the variables inherent importance of this project for both will be used to Menescal methodology (2001) to cover all the important facets of dam safety.

Keyword: Dam, Environmental Risk, GIS Model.

1.0	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	10
1.1	Área de Estudo.....	12
2.0	<b>OBJETIVOS 15</b>	
2.1	Geral.....	15
2.2	Específico.....	15
3.0	<b>HIPÓTESE.....</b>	15
4.0	<b>EMBASAMENTO TEÓRICO.....</b>	<b>17</b>
4.1	Barragens.....	17
4.2	Simulação para rompimento de Barragens.....	21
4.2.1	Ruptura de Barragens e Formação de Brecha.....	24
4.3.	Modelagem Ambiental.....	30
4.3.1.	Modelo Hidrológico.....	32
4.3.1.1.	Concepção teórica sobre escoamento permanente.....	34
4.3.1.1.1.	Escoamento Permanente.....	35
4.3.1.1.2.	Solução Numérica Para o Escoamento Permanente.....	36
4.3.1.1.3.	Escoamento Transitório.....	38
4.3.1.1.3.1.	Solução Numérica Para o Escoamento Transitório.....	40
4.4.	O Modelo HEC-RAS.....	44
4.4.1.	Limitações do Modelo HEC-RAS.....	45
4.4.1.1.	Limitações do HEC-RAS aplicada ao rompimento de Barragem.....	48
4.5.	Calibração do Modelo.....	49
4.6.	Coeficiente de Manning.....	50
4.7.	Determinação da Vazão de Pico e Hidrograma de ruptura.....	52
4.7.1.	Vazão de Pico.....	52
4.7.2.	Determinação do Hidrograma de ruptura.....	54
4.7.2.1.	Hidrograma Simplificado Para Ruptura Instantânea.....	54
4.7.2.2.	Fundamentação Matemática da onda de ruptura.....	56
4.8.	Condições de contorno e condições iniciais.....	59
4.9.	Fluxo Misto no HEC-RAS.....	61
4.10.	Características baseada no cálculo explícito de montante.....	62
4.11.	Sistema de Informação Geográfica- SIG.....	63
4.11.1.	Elementos do SIG.....	66
4.11.2.	SIG e Modelagem Ambiental.....	68
4.12.	Concepção teórica sobre Risco Ambiental.....	69

4.12.1.	Avaliação e estimativa de Risco.....	72
4.12.2.	Risco Ambiental e Barragens.....	73
<b>5.</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS.....</b>	<b>81</b>
5.1.	Materiais.....	81
5.2.	Métodos.....	81
<b>6.</b>	<b>PROCEDIMENTOS TÉCNICOS.....</b>	<b>84</b>
6.1.	Dados de Entrada para o HEC-RAS.....	92
6.1.1.	Criação das curvas de níveis.....	93
6.1.2.	Criação da TIN.....	95
6.1.3.	Edição geográfica no HEC-GeoHAS.....	97
6.1.4.	Determinação do coeficiente de Manning.....	109
<b>7.</b>	<b>ANÁLISE DE RESULTADOS.....</b>	<b>113</b>
7.1.	Análise do Perfil longitudinal do Rio.....	113
7.2.	Análise da Geometria do Rio.....	119
7.2.1.	Análise a partir das secções transversais.....	124
7.2.1.1.	Secção inicial.....	124
7.2.1.2.	Secção Representativa da Cidade.....	130
<b>8.</b>	<b>CONCLUSÕES.....</b>	<b>134</b>
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>136</b>

## 1.0 Introdução

A construção de barragens para aproveitamento hídrico não é atividade recente, grandes obras hidráulicas para aproveitamento desses recursos naturais vêm sendo implantados a mais de 7500 anos, como ocorreu nos povos Sumérios e na Mesopotâmia que possuíam em torno de 200 km de canais de irrigação.

As barragens nada mais são que estruturas construídas em cursos de água, em geral rios, com a função de represar a água para as mais diversas funções como: abastecimento de água para o consumo humano, geração de energia elétrica, controle de cheias, irrigação e lazer. Embora haja esses variados benefícios da construção das barragens, do ponto de vista geomorfológico, a mesma trazem diversos problemas ambientais, tais como: redução da energia cinética, provocando a redução na capacidade de transporte de sedimentos, redução de mineral transportado implicando em variadas consequências para o geossistema. Além disso, existe outro problema relacionado às barragens, que embora a probabilidade de ocorrência seja pequena, mas é existente, trata-se do rompimento da mesma.

A energia potencial armazenada numa barragem é muito grande, o rompimento da mesma, ou seja, a energia potencial dissipada cineticamente no turbilhão caótico provocam diversos estragos, a jusante, tanto material quanto perdas de vidas humanas, animais e ambiental. Os danos provocados pelo rompimento de barragens têm consequências catastróficas, principalmente quando existe concentração urbana a jusante da barragem. Logo a partir dessa premissa a construção de uma barragem pode ser considerando como risco potencial para a população concentrada a jusante da construção. Este é o caso de São José do Jacuípe, uma vez que a cidade se concentra a jusante da barragem que leva o mesmo nome do município.

O conhecimento da forma provável que se comportaria uma onda de cheia, provocado pelo rompimento de barragem torna-se de extrema importância para o planejamento deste empreendimento. Isto por que em caso de rompimento torna-se necessário existir plano de evacuação para área afetada a jusante. Por tratar-se de um fluxo turbulento é muito difícil prever a área afetada em caso de rompimento, por isso é necessário à utilização de modelos hidrológicos aliados ao Sistema de Informação Geográfico.

Um modelo pode ser entendido como uma abstração da realidade ou a representação conceitual de um fenômeno. Tucci (1998) informa que a modelagem hidrológica, assim como modelos em geral, é uma técnica que possibilita o melhor entendimento e representação do comportamento hídrico das bacias hidrográficas. Este comportamento hídrico pode ser representado matematicamente e especializado, pois se trata de fenômeno de propagação no tempo e no espaço, logo é passível de ser utilizado no Sistema de Informação Geográfica – SIG gerando mapas de propagação deste fenômeno.

A construção de modelos matemáticos, aritméticos e físicos que buscam representar propriedades e processos do meio físico natural, tem sido potencializada com a adoção de ferramentas computacionais permitindo, processamento de dados complexos com maior rapidez e exatidão. Estas ferramentas são bastante utilizadas, nos SIG com a finalidade de facilitar, estudo e compreensão dos fenômenos naturais modelados que se propagam no espaço, logo é passível ser cartografado.

Segundo Singh (1996), no século passado foram registrados, em todo o mundo cerca de 200 acidentes graves com barragens, que possuíam altura superior a 15 metros – ou seja, grandes barragens – ocasionando a morte de 80000 deixando milhares de desabrigados. Se levar em conta barragens de menor porte é muito difícil estimar a quantidade exata do número de rompimentos, pois muitos países não divulgam essa estatística.

No Brasil foram registrados alguns casos de acidentes com barragens que possuía mais de 15 metros de altura: em 1977 a Usina de Euclides da Cunha, São Paulo, rompeu produzindo uma onda de cheia devastadora destruindo a Barragem de Armando Sales de Oliveira. No Rio Pomba Cataguases, em Minas Gerais também ocorreu o rompimento em janeiro de 2007. Outros acidentes menores porém, catastrófico aconteceram no Brasil como em 2009 no Rio Algodões – Piauí; em 2010 o Açude das Nações Pernambuco e Alagoas; já no ano de 2012 podemos citar o rompimento do Dique em Campo Goytocazes no Rio de Janeiro e no dia 27 de Junho de 2014 ocorreu o rompimento da barragem Vacaro em Ponte Serrada no Paraná Vadas, (2014). Essas catástrofes deixaram um rastro de destruição, milhares de desabrigados e mortos nas cidades afetadas. Embora haja avançadas técnicas de construção de barragens e a mesa seja construída para não romper, nota-se que este fenômeno é recorrente logo se torna necessários planos de segurança das barragens, dentro do plano de segurança de barragem o mapeamento da onda de cheia a

jusante torna-se imprescindível para descobrir a área que provavelmente será afetada possibilitando uma evacuação mais eficiente mitigando o desastre.

Existem poucos estudos que associam modelos hidrológicos para rompimento de barragens ao sistema de informação geográfica, trabalhos que façam esta correlação em ambiente semiárido Brasileiro são inexistentes. A barragem de São José do Jacuípe reúne todos os elementos representativos para estudo e mapeamento da onda de cheia em caso de rompimento da barragem. Trata-se de uma grande barragem (com mais de 15 metros de altura) situada no semiárido baiano e a jusante da barragem está situada à cidade de São José do Jacuípe.

### **1.1 Área de Estudo**

O município de São José do Jacuípe (Figura 01) situado no estado baiano faz limites municipais com Capim Grosso, Várzea da Roça, Capela do Alto Alegre e Quixabeira, pertencendo ao território de identidade Bacia do Jacuípe, na microrregião de Jacobina e na mesorregião econômica do Centro Norte Baiano distante 286 km de Salvador.

O município se originou do desmembrado de Capim Grosso no ano de 1990, possuindo uma população total, segundo o censo de 2010, de 10.180 desse montante 68% da população está situado na zona urbana, ou seja, 6.991 pessoas. Com área total de 37.081 Km<sup>2</sup> sua densidade demográfica é de 27,54 hab/Km<sup>2</sup>. Numa escala de 0 a 1 o Índice de Desenvolvimento Humano – IDH do município é de 0,552. A renda per capita média municipal é de R\$ 253, 57. A Sua população adulta apenas 6% tem ensino fundamental completo 10% da população tem o ensino médio e um montante de 36% são analfabetos (ATLAS BRASIL, 2014). Esta é a população que se concentra a jusante da barragem, ou seja, população onde boa parte da mesma possui baixa escolaridade, renda e IDH.

São José do Jacuípe está situada no domínio climático do semiárido baiano possui características peculiares, com precipitação média anual variando de 500 a 800 mm desse montante 60 a 85% das chuvas se concentram de fevereiro a maio. No período de janeiro e fevereiro as precipitações são influenciadas pelas frentes frias dos Vórtices tropicais de alto nível. Destacando-se a Zona de Convergências Intertropical (ZCIT) como o sistema meteorológico mais importante para a dinâmica climática do semiárido baiano (SOUZA

FILHO, 2003). Souza Filho (2003) aponta que Normalmente a ZCIT migra sazonalmente de sua posição ao norte, de agosto a setembro para a posição mais ao sul no período de março-abril, logo nessa estação se concentra o período chuvoso. Por está situada em baixa latitude São José do Jacuípe possui elevados, índice de insolação, evapotranspiração e temperaturas anuais, embora haja uma significativa amplitude térmica determinada pela continentalidade com mínima absoluta anual de 12° C máxima anual de 38°C o que lhe confere elevada amplitude térmica de 28°C e média anual de 24°C (NIMER, 1989).

## Mapa de Localização de São José do Jacuípe

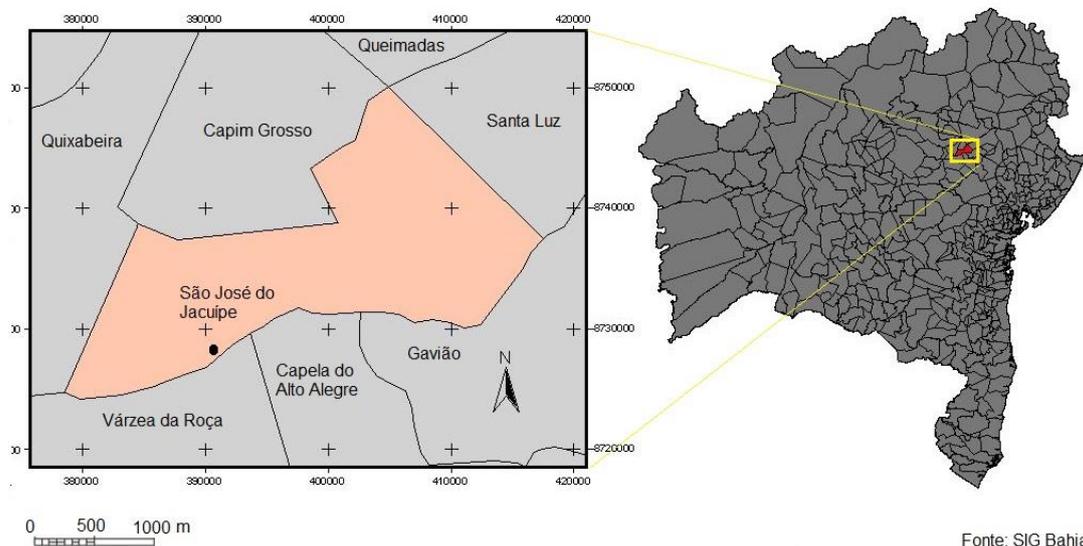


Figura 01. Mapa de localização do município de São José do Jacuípe em destaque. Observa-se a sua total inserção na região semiárida baiana.

Fonte: SIG Bahia

Com essa característica climática, poucas chuvas e mal distribuída durante o ano além de elevadas temperaturas, isolamento e evapotranspiração, a vegetação encontrada na região de São José do Jacuípe é a caatinga hipoxerófila. A caatinga pode ser descrita com conjunto de árvores e arbustos que apresentam grande resistência à seca, com fisionomia adaptada as condições extremas do clima as raízes desenvolvidas para absorver água nos horizontes mais profundo dos solos, caules suculentos, folhas pequenas e caducas sendo comum a presença de espinhos, (MENDES, 1997).

O relevo encontrado na Região é classificado como depressão sertaneja, com baixa altitude variando de 20 a 500 nas depressões dissecadas que corresponde a maior parte

deste domínio geomorfológico, nas zonas elevadas a altitude pode chegar a 800 metros, a característica desse relevo destaca-se por ser muito plano com suaves ondulações marcado por elevações residuais disseminada na paisagem. Com essas características climáticas, vegetação e geomorfológica, o solo da região pode ser descrito como solo pedregoso, raso de origem cristalina com fertilidade média alta, porém muito suscetível à erosão destacando-se os solos brunos não cálcicos, podzólicos, litólicos e planossolos (VELLOSO; SAMPAI; PEREYN, 2002). A hidrografia apresenta pequenos riachos e rios intermitentes, no entanto existe o rio de grande porte que é o Rio Jacuípe onde está situada a Barragem de São José do Jacuípe.

O rio Jacuípe nasce em Morro do Chapéu e desagua no Rio Paraguaçu na Baía de todos os Santos. O rio Jacuípe pertence à bacia hidrográfica do Rio Paraguaçu situado no atlântico leste, o rio estudado destaca-se por estar contido completamente no estado baiano atravessando todo o semiárido baiano, sendo utilizado por diversos fins como é o caso da barragem de São José do Jacuípe.

## **2.0 Objetivos**

### **2.1 Geral**

Embora não seja comum, o rompimento de barragem é uma realidade, pois a mesma, do ponto de vista do risco ambiental, trata-se de uma ameaça eminente. Sendo assim esta pesquisa busca mapear áreas susceptíveis a inundação, gerado pelo modelo hidrológico simulado – HEC-RAS para rompimento de barragem em São José do Jacuípe, situada no semiárido baiano.

### **2.2 Específico**

- Estudar a viabilidade do modelo hidrológico HEC-RAS para rompimento de barragem São José do Jacuípe situada no sertão baiano, portanto no semiárido.
- Integrar o Sistema de Informação Geográfica – SIG ao HEC-RAS gerando mapas de área com risco a inundação, em diferentes níveis de risco ambiental, por rompimento da barragem. Dessa forma estudar o grau de risco ambiental para a barragem de São José do Jacuípe.

### **3.0 Hipótese**

Estudos sobre rompimento de barragens que integram simulação hidrológica em ambiente de Sistema de Informação Geográfica são pouco realizados no Brasil e no mundo. A maior parte dos modelos hidrológicos, para simulação de rompimento de barragens, está adaptada a ambiente com grande disponibilidade hídrica, onde se concentra a maioria dos estudos atuais. O modelo adotado pelo HEC-RAS (Hydraulic Engineerign Center River Analysis System), destaca-se por trazer a ferramenta que modela o fluxo turbulento de água, que teoricamente possibilita mapear áreas que sofreram influência caso uma barragem hipotética rompesse. Com base nessas premissas este trabalho visa demonstrar que é possível utilizar o HEC-RAS para gerar mapas com área de risco ambiental em caso de rompimento de uma barragem situada no semiárido baiano e desta forma, utilizando técnica específica para classificar o grau de risco ambiental de determina construção.

## 4.0 Embasamento Teórico

### 4.1 Barragens.

Barragens podem ser definidas com um elemento estrutural, construído transversalmente em vales ou depressões com objetivo de elevar o nível de água, a montante, dos cursos naturais para formar reservatório destinado ao acúmulo de água (FILHO, 2008; CHIOSSI, 1979). A construção de determinada estrutura possui diversos propósitos: Geração de energia elétrica, abastecimento de água nas residências e indústrias, contenção de enchentes, Irrigação, contenção de sedimentos, piscicultura, navegação turismo e lazer (FILHO, 2008; CHIOSSI, 1979).

Existem diversos tipos de barragens, sendo que a mesma pode ser classificada em função do seu projeto hidráulico e seus tipos de materiais utilizados na construção. Logo é possível classificar as barragens nos seguintes tipos: Barragens de Concreto (Concreto Gravidade, Arco, Contrafortes), Barragens de Terra e Enrocamento (CHIOSSI, 1979; GERALDO & FILHO, 1998).

Barragens de concreto (**Figura 02 A**) correspondem às construções essencialmente com materiais granulométricos produzidos artificialmente com aditivos de cimento e químicos. Este tipo de construção por sua vez, pode se dividir em três outros tipos: barragem de concreto gravidade, barragem de concreto em arco, e barragem em contraforte, podendo ser construídas com a utilização de concreto armado ou rolado.

Barragens de Concreto gravidade (**Figura 02 B**) são construídas por parede de concreto com alta resistência a pressão da água pelo seu próprio peso, distribuindo as tensões para o canal fluvial. Este tipo de barragem apresenta estabilidade ao peso e largura da base adequada à resistência da fundação. As principais forças atuantes nesse tipo de barragens são: pressão da água no paramento de jusante, pressão da água no paramento de montante, peso e subpressão. Para que esse modelo apresente maior eficácia, a barragem deve ser maciça, apresentando material construtivo de alta densidade (CHIOSSI, 1979; GERALDO & FILHO, 1998).

Barragem de Concreto em Arco (**Figura 2 C**): corresponde a barragem que necessitam de condições de terreno especiais para ser utilizadas. O formato em arco permite que as

pressões sejam distribuídas para suas ombreiras, isso faz com que a força aplicada na barragem seja distribuída para as margens e o talvegue, logo necessitam que as margens sejam altas (GERALDO & FILHO, 1998). Este tipo de barragem requer escavação profunda nas ombreiras e no leito do rio, tanto para atingir o embasamento cristalino, pois as exigências de fundação são maiores com a finalidade de garantir geometria adequada, sendo comum resultarem engastadas na rocha. O consumo de concreto neste tipo de construção é bastante reduzido em relação às barragens de gravidade, implicando em menores custos de instalação (GERALDO & FILHO, 1998).

Barragem de Concreto em Contrafortes ou Barragem com Gravidade aliviada (**figura 2 D**) neste modelo de barragem é formada por uma laje impermeável a montante, apoiada em contrafortes verticais, exercendo compressões na fundação maior que na barragem de concreto de gravidade. Logo a fundação deste tipo de barragem deve possuir rochas bastante rigidez (SAYÃO, 2009). Nestas barragens, a subpressão fica reduzida devido a menor área da base, em quanto o peso da água sobre o paramento inclinado de montante praticamente elimina o tombamento (GERALDO & FILHO, 1998).

**(A) Concreto**



Fonte: Comunitexto

**(C) Concreto Gravidade em Arco**

**(B) Concreto Gravidade**



Fonte: Jair Prandi

**(D) Barragem de Concreto em Contrafortes**



Fonte: Jair Prandi



Fonte: Turislink

Figura 02. Representa os diversos tipos de barragens em concreto.

Barragem de Terra possuem como característica grande volume, os taludes suaves, apresentando bastante inclinação e compatibilidade com a resistência ao cisalhamento do material após a compactação. A base deve ser larga para distribuir o peso e alimentar a seção de percolação (GERALDO & FILHO, 1998). Podem ter seção homogênea ou zoneada, variando de acordo com a disponibilidade dos materiais disponíveis nas proximidades do barramento (CHIOSSI, 1979). Nas barragens onde ocorre o zoneamento há um núcleo de materiais impermeáveis e duas zonas externas, em geral construídas com materiais mais permeável e maior resistências aos deslizamentos (CHIOSSI, 1979).

Segundo Vergara (2012) a estrutura das barragens de terra deve assegurar impermeabilização que impeça a perda de água através do maciço da barragem; o projeto deve garantir a estabilidade do talude a montante, também deve englobar a proteção contra ondas; sistema de drenagem eficaz que protejam o poro-pressão e controle dos assentamentos das barragens ao longo do tempo.

Ladeira (2007) informa que apesar deste tipo de construção ser bastante segura, assim como qualquer barragem a mesma possui risco que devem ser avaliados, devendo ser iniciado a sua avaliação pelo estudo de modos de falhas para estimar as possibilidades e consequências associadas a cada um dos riscos identificados. Dentre problemas possíveis de serem identificados destacam-se: vertedouro insuficiente e mal calculado implicando em inundações, fundações porosas, gerando solapamento, material de má qualidade e má construção.



Fonte: USACE



Fonte: Corumbá Concessões.

Figura 03. Imagens representando barragens de terra.

Uma variante da barragem de terra é a Barragem de Terra Homogênea (**Figura 04 A**) está construção é quase exclusivamente com terra compactada, tem pelo menos uma proteção contra a ocorrência de onda no talude a montante. É comum a utilização de tipo único de solo. Os taludes, a montante e a jusante devem ter inclinações adequadas conforme o tipo da cobertura sedimentar (GERALDO & FILHO, 1998). Como a sua composição é praticamente de único material, que geralmente é argiloso, a permeabilidade deve ser suficientemente reduzida para que a percolação tenha patamares aceitáveis (GERALDO & FILHO, 1998). No perfil homogêneo é provável que na base do talude de jusante ocorram ressurgências, caso o aterro e fundação não garantam a necessária estanqueidade, ao se verificar ressurgências, haverá forças de percolação produtora de erosão tubular interna (LANÇA, 1997). Os mecanismos mais comuns de acidentes deste tipo de barragem são o galgamento (*overtopping*), deslizamento de talude, erosão interna (*piping*) e fissuramento (GERALDO & FILHO, 1998).

Barragem de Enrocamento (**Figura 04 B**) trata-se do tipo de barragem em que são utilizados blocos de rocha de tamanho variável, cascalho compactado em camadas com rolos vibratórios pesados e uma membrana impermeável na face montante (CHIOSSI, 1979; GERALDO & FILHO, 1998). As barragens de enrocamento são implantadas preferencialmente, sobre resistentes fundações, mas podem ser implantadas sobre rochas alteradas, saprólitos densos, aluviões compactos e outros materiais que tenham deformidade e resistência ao cisalhamento compatíveis com deformidade e resistência dos materiais utilizados na barragem (GERALDO & FILHO, 1998).

### **A Barragem de Terra Homogênea**



Fonte: Ministério dos Transportes.

### **B Barragem de Enrocamento**



Fonte: MS Engenharia.

Figura 04. Exemplos de barragem de terra, em **A** tem-se um exemplo de barragem de terra homogênea, em **B** têm-se um misto de terra e rocha, também conhecida como Enrocamento.

## **4.2 Simulação para rompimento de Barragens**

Existem diversos trabalhos que avaliam, modelam rompimento de barragens, no entanto são poucos trabalhos que integram o Sistema de Informação Geográfica – SIG com os modelos de onda de enchente. Os estudos dos efluentes originados da ruptura de barragens são caracterizados por elevado gradiente de descarga, além disso, a propagação da onda a jusante dos barramentos é influenciada pelas condições do canal fluvial, incluindo a planície de inundação e a resistência ao escoamento. Os efeitos hidrodinâmicos devem ser deve ser considerado, como onda de propagação natural de chias, isso quando encontram uma superfície livre de obstáculo, porém quando as mesmas apresentam superfície com alta declividade, devem ser considerados como ondas de choque.

Para Uemura (2009) embora não se possa descartar a ocorrência de onda de choque, o escoamento nos vales a jusante das barragens, tende a ocupar rapidamente o canal principal dos rios, extravasando para a planície de inundação, implicando na redução da inclinação superfície livre armazenando grandes volumes da massa hídrica. Esta definição permite tratar as ondas de efluentes por rompimento, através do modelamento matemático hidrodinâmico unidimensional, considerando a existência de um caminho preferencial do escoamento, o talvegue com maior velocidade que as regiões de várzea.

Diversos trabalhos sobre rompimento de barragem se desenvolveram a partir da ideia do impacto de efluente, podemos destacar os estudos realizados por Hromadka, *et. al.* (1985) que estudaram um modelo bidimensional simples para ruptura de barragens, com o intuito de observar as consequências na planície de inundação na Califórnia eles desenvolveram a equação a equação de difusão integrando a equação de continuidade aplicando ao estudo hipotético para o rompimento de barragens, tiveram resultados satisfatório para o modelo.

Bergman *et. al.* (2014) realizaram estudo do comportamento geomórfico de áreas que sofreram impacto de inundação por rompimento de barragens na região semiárida do deserto de Negev em Israel. Para concretizar o estudo, os pesquisadores compararam os resultados obtidos no trabalho de campo com trabalhos realizados anteriormente a o rompimento da barragem.

Um dos poucos trabalhos que faz interação entre Sistema de Informação Geográfica com modelos hidrológicos para rompimento de barragens foi realizado por Worni *et. al.* (2014) na Patagônia, Alpes europeus da Ásia Central e no Himalaia, os pesquisadores desenvolveram modelo numérico para a simulação da onda de cheia para caso de rompimento das barragens estudadas, ressalta-se que embora o modelo utilizado tenha sua visualização espacial, a mesa não se encontra dentro das normas cartográficas, pois os pesquisadores se concentraram em desenvolver o modelo numérico da modelagem da onda de cheia.

Prestininzi (2008) realizou a adequação do modelo de difusão para simular o rompimento de barragens, experimentando o CADAM, o estudo foi realizado em uma barragem hipotética. Neste trabalho o pesquisador buscou apenas modelar numericamente o rompimento de uma barragem hipotética integrando modelo 1D, 2D e a visualização em 3D, Prestininzi (2008) informa que os resultados utilizando CADAM não são conclusos, mas promissores necessitando de maior aprofundamento.

Zhang *et. al.* (2014) realizaram estudos utilizando as ferramentas computacionais para modelar o fluxo de ruptura de barragens na China. Eles utilizaram o modelo OpenMP, segundo os autores, os resultados melhoraram a precisão e a velocidade do processamento para a simulação do escoamento para rompimento da barragem, podendo gerar modelos do fluxo propagado em função do tempo.

Altarejos-García, *et. al.* (2012) desenvolveram uma técnica para estimar a probabilidade de falha em barragens de Concreto Gravidade na Espanha, os autores realizaram estudo sob a perspectiva de risco ambiental. Sendo assim os cientistas desenvolveram a quantificação da probabilidade condicional da resposta no sistema estudado, para uma carga hídrica de eventual rompimento da barragem de Concreto Gravidade. Os pesquisadores concluem que as combinações de diferentes determinações probabilísticas trouxeram inúmeras vantagens para analisar as condições de riscos.

Xia *et. al.* (2010) realizou estudo de fluxo de ruptura de barragens utilizando modelos bidimensionais. Para os pesquisadores com o rompimento da barragem a onda se propaga ao longo da planície de inundação, e os modelos bidimensionais existentes se aplicam a canais fixos. As equações que regem esse sistema foram resolvidas pelo cálculo de matriz, integrando a equação de fluxo de sedimentos e do volume hídrico. Os pesquisadores chegaram à conclusão de que existe grande diferença entre as previsões de fluxo de ruptura ao longo do leito fixo e do leito móvel, pois no estágio inicial da ruptura as taxas de sedimentos em suspensão são muito elevadas sendo preciso utilizar a equação que governam a água turva.

Estudando a barragem de Dongwushi Reservoir na China, Sun *et. al.* (2012). Desenvolveram um método de solução para risco de ruptura de barragens de terra, para os pesquisadores a análise de risco hidrológico depende de variados fatores probabilísticos, tornando-se um problema complexo na sua estimativa, para resolver esta questão os pesquisadores propõem um procedimento que integra a junção do nível de água superficial, inundações advindas dos eventos extremos de clima em função do seu tempo de retorno e altura da barragem. Os pesquisadores aplicaram o método de Simulação de Monte Carlo chegaram à conclusão de que o nível inicial do volume de água é mais efetivo numa eventual ruptura de barragem que a velocidade do vento.

Aliparast (2009) estudando a barragem de Torogh no Irã, utilizou o modelo dos volumes finitos bidimensionais para simular o fluxo para a ruptura da barragem. Descobriram que a utilização dos algoritmos que simulam inundação, quando não incorporam área seca a jusante do barramento levam a produzir modelos incorretos, por isso o pesquisador manipulou os dados tratando o modelo úmido/seco de forma descontínua, reduzindo a imprecisão quanto ao princípio da incerteza de estar úmido ou seco, para corrigir os

resultados, quanto à descontinuidade espacial o pesquisador integrou as equações de forma semi-discreta. Este modelo foi aplicado em vários testes trazendo ótimos resultados (ALIPARAST, 2009).

Mohapatra & Chaundhry (2004) desenvolveram um esquema numérico para estudar os efeitos da pressão hidrostática nos escoamentos de rompimento de barragem. Foram simulados os efeitos por meio de solução numérica unidimensional das equações de Boussinesq usando o esquema explícito das diferenças finitas de quarta ordem. Em seguida compararam os resultados obtidos das equações de Saint Venant para determinar a contribuição individual dos termos das equações de Boussinesq nas simulações de rompimento de barragem, ficou constatado que apenas o primeiro termo da equação de Boussinesq afeta os resultados em meio digital.

Zoppou & Roberts (2003) realizaram 20 vinte esquemas numéricos explícitos para solucionar as equações em escoamento superficial. Os pesquisadores obtiveram para a maioria dos esquemas numéricos resultados razoáveis para escoamento subcríticos. Destacaram que onde existe transição entre o escoamento subcrítico e supercrítico, os modelos apresentaram desempenho misto. Para esquemas numéricos de escoamento unidimensional, foram estudados esquemas das diferenças finitas, esquemas de primeira ordem, esquemas de segunda ordem acoplados a limites de fluxos, esquemas Gudunov-type, esquemas de quarta ordem adaptados das soluções de Riemann. Os pesquisadores concluíram, com exceção dos esquemas de segunda ordem, para escoamentos subcríticos os esquemas de primeira ordem são mais adequados, porém resultando em oscilações nos resultados. Sendo assim, o esquema mais adequado a ser empregado nos casos de simulações de rompimento de barragens seriam o de segunda ordem.

#### **4.2.1 Ruptura de Barragens e Formação de Brecha**

A ruptura de barragem pode ser caracterizada por fenômenos induzido por causas naturais, atividades humanas, sendo provocado por um fator isolado ou pela combinação de diversos fatores (MASCARENHAS, 1990). Brecha corresponde a uma abertura formada na barragem pelo qual a água do reservatório escoar, alterando progressivamente a estrutura da barragem (FREAD, 1977). O tipo de barragem é muito importante para determinar o colapso quase instantâneo ou não. As barragens de terras são mais sensíveis

ao *galgamento*, em cheias maiores que as previstas no projeto, quando o vertedouro não é suficiente, e a água verte sobre a crista da barragem. Quando isso acontece há erosão no talude de jusante, ocorrendo conseqüentemente a formação de uma brecha regressiva. Os problemas de infiltração e entupimento do sistema de drenagem interna da barragem também são importantes em barramento de terra, pois a geração de brechas que se iniciam como locais de vazamento cresce a partir do ponto de surgimento (*pinping*). Já as barragens de Concreto Gravidade podem gerar brechas instantâneas, porém parciais, onde o bloco de construção é retirado (COLLISCHONN, 1997 UEMURA, 2009). Os tipos de ruptura podem ser descritos a seguir:

Galgamento, também conhecido como *overtopping* é resultante da incapacidade do vertedouro da barragem extravasar totalmente a cheia afluyente do reservatório. Esse comportamento subentende que a passagem da vazão afluyente da barragem, não é projetada para verter a totalidade da água excedente, desencadeando o processo de ruptura da barragem. Esse problema é mais perigoso para barragens constituídas de materiais soltos, como barragens de terra (COLLISCHONN, 1997).

Collschonn (1997) afirma que galgamento pode ser ocasionado pela gestão inadequada do reservatório durante a cheia; eventos extremos de clima, implicando na cheia máxima para qual o vertedouro não seja capaz de verter o fluxo de afluyente; formação de onda no interior do reservatório, de origem sísmica ou provocada pelo deslizamento na vertente. As barragens de concreto suportam, sem a ocorrência de ruptura, determinado limite de tempo após o início do galgamento. Já as barragens de concreto em arco podem apresentar erosões em suas fundações associadas ao galgamento. Quando isto ocorre, a segurança parece residir mais na capacidade das fundações resistirem ao impacto do galgamento do que a da estrutura da barragem (JENSEN, 1980 MASCARENHAS, 1990).

Erosão interna, também conhecida como *pinping* é o processo erosivo formativo de tubo de escoamento preferencial, denominado entubamento, que pode ocorrer em barragens de terra. A falha por *pinping* corresponde a erosão regressiva, ocorrendo à formação de tubo, originado do carreamento de partículas, de jusante para montante no maciço de terra compactado da barragem. Esse tubo tende a aumentar progressivamente seu diâmetro à medida que a água percola no solo compactado, conduzindo ao colapso estrutural (LADEIRA, 2007). Existem alguns fatores determinantes para a ocorrência do *pinping* tais

como: grau de compactação do solo, dimensionamento adequado do sistema de drenagem interna do maciço e monitoramento de parâmetros geotécnicos (LADEIRA, 2007).

Outro tipo de ruptura em barragem é Falha na Fundação, ocorre quando o terreno onde a barragem está localizada desliza devido ao efeito das acomodações geológicas, resultante do peso exercido da massa de água sobre no reservatório, ou saturação do material na fundação, por efeito de infiltração. Ocorre também quando as cheias extremas causam galgamento, quando a água passa sobre a barragem provocando a erosão na base estrutural oriundo do fluxo turbulento (COLLISCHONN, 1997).

As barragens também podem romper por efeitos sísmicos e terremotos, este último é mais comum em áreas de encontro das placas tectônicas. Contudo no primeiro enchimento de um grande reservatório pode provocar efeitos sísmicos, de ordens não naturais, muitas vezes imprevisíveis. Vários fatores podem contribuir para tais efeitos, quais sejam: o peso excessivo da água no reservatório, redução na resistência das tensões nas camadas rochosas em horizontes mais profundos, devido a pressões intersticiais. As pressões intersticiais quando intensificada levarão a reduzir o atrito, diminuindo as tensões normais nos planos de fratura. O efeito consequente, movimento provocado por esses fatores pode, em certos casos, induzir efeitos sísmicos não naturais, comprometendo a segurança da barragem ou provocando a ruptura (JANSEN, 1980; MASCARENHAS 1990).

Outro fator que pode provocar rompimento de barragem é: Falhas no projeto, na construção ou na operação. Dentre as causas de falha dessa natureza se destacam o projeto de vertedouro com capacidade inferior para eventos extremos do clima, falha no procedimento das sondagens, utilização de materiais com baixas qualidades e durabilidade, drenagem inadequada na sua concepção, ancoragens, compactação, limpeza e tratamento da fundação, não cumprimento das regras de manutenção ou interpretação equivocada das mesmas, descontinuidade e não manutenção planejada, mau uso ou falta de vertedouro, falha nas instalações e nos registros da instrumentação (ANDRIOLO, 2008).

Segundo Collischonn (1997) outro fator que pode provocar rompimento de uma barragem são as ações de guerra. As barragens são pontos estratégicos, devido ao seu significado econômico, bem como seu potencial destrutivo resultante de uma ruptura. Durante a

Segunda Guerra Mundial os países aliados desenvolveram armas especializadas para destruí barragens. As implosões mais famosas foram as das barragens de Moehne e de Eder, ambas localizadas na Alemanha. Portanto as barragens podem ser vistas como um instrumento de poder e dominação.

Wahl (1998) em conjunto com a U. S. *Bureau of Reclamation*, desenvolveu um modelo, baseado nas observações de rompimento em barragens de terra, considerando o tempo total em que inicia a formação da brecha, as condições de formação, a geometria, o tempo total de desenvolvimento e a forma final da brecha. Constataram que o fenômeno *piping* é mais comum, porém o *overtopping* deve ser levado em consideração. Esta observação levou a USBR juntamente com outras instituições a estudarem à possibilidade de melhor avaliar a estabilidade do “*riprap*”, da superfície coberta por grama dos taludes nas barragens, assim como, escoamento e a capacidade de transporte de sedimento, fornecendo subsídios para o desenvolvimento do modelo proposto.

Os parâmetros para formação de brecha variam de acordo com tipo de material que compõem o barramento. Para barragens de concreto em arco a brecha se forma rapidamente quase que instantâneo, porém este fenômeno não acontece com as barragens de concreto gravidade. Os modelos desenvolvidos de brecha se formam em determinado intervalo de tempo, assumindo tamanho final com a geometria trapezoidal, determinado pelos parâmetros  $b$  (largura de fundo). Sendo que a forma do trapézio depende do parâmetro  $z$ , (Figura 05) (FREAD & LEWIS, 1998).

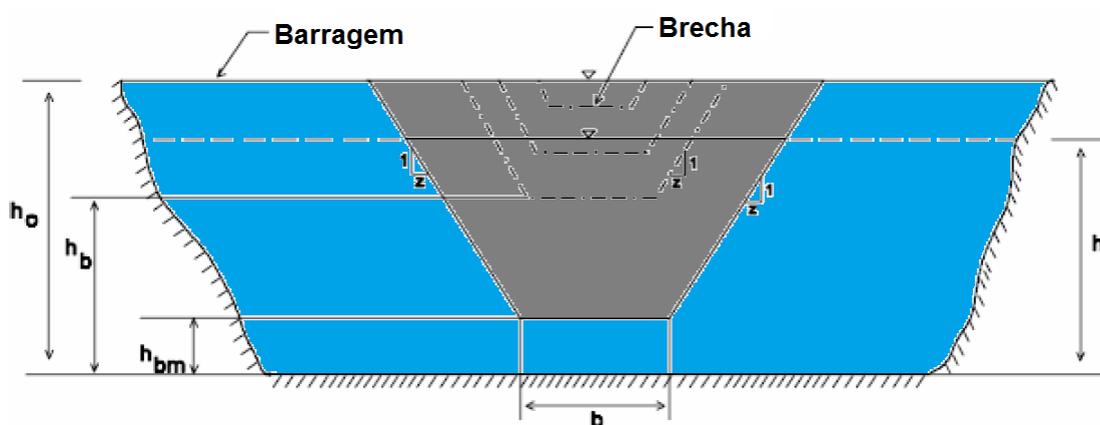


Figura 05. Vista frontal para a formação de uma brecha hipotética. Modelo adaptado de (FREAD & LEWIS, 1998).

Fonte: Fread & Lewis (1998).

Fread & Lewis, (1998) consideram que a brecha pode assumir formatos variáveis em função do parâmetro  $z$  que por sua vez está correlacionado à inclinação da forma da brecha. A largura final da brecha depende da largura média da brecha podendo ser expressa pela equação a seguir:

$$b = \bar{b} - zh_d \quad (01)$$

Onde:  $b$  é a largura final (do fundo),  $\bar{b}$  é a largura média da brecha,  $z$  corresponde à inclinação da forma da brecha  $h_d$  é a altura da água sobre o fundo da brecha.

Fread & Lewis, (1998) assumem que a largura final da brecha cresce linearmente ou não linear em função do tempo da falência até a largura final a ser atingida e o fundo da brecha se encontrar completamente erodido (parâmetro  $h_{bm}$ . A altura de fundo da brecha  $h_b$  é determinada em função do tempo  $\tau$ , de acordo com a equação a seguir:

$$h_b = h_d - (h_d - h_{bm}) \left(\frac{t_b}{\tau}\right)^{\rho_0} \text{ se, } 0 < t_b \leq \tau \quad (02)$$

Para  $h_{bm}$  altura final da largura de fundo da brecha;  $t_b$  tempo inicial de formação da brecha e o  $\rho_0$  corresponde ao parâmetro que especifica o grau de não linearidade do talude da brecha.

Para barragens de concreto gravidade, apresentam uma pequena ou parcial brecha durante a sua formação, permitindo o escoamento excedente. O tempo da formação de determinada brecha é apenas alguns minutos. Logo é difícil estimar a quantidade dos monólitos que podem se deslocar ou ruir. Para os barramentos de concreto em arco, a mesma tende a romper completamente com a formação da brecha em apenas alguns minutos. Em ambos os casos, o parâmetro da forma  $z$  (inclinação da forma da brecha) deve ser considerado com 0 (zero) (FREAD & LEWIS, 1998).

Para as barragens de terra Fred & Lewis, (1998) afirma que as mesmas não rompem por completo e nem instantaneamente, a brecha formada possui largura media variando entre  $0,5 < \bar{b} \leq 8h_d$  onde  $h_d$  corresponde a altura da barragem. O tempo de formação das brechas nas barragens de terra é o tempo entre o início da formação da brecha na face a montante até a completa formação. O tempo de ruptura para *overtopping* varia de acordo

com a altura, do tipo de material usado na construção, da medida de compactação dos grãos, da magnitude e duração do fenômeno de escoamento da água.

Os parâmetros  $\bar{b}$  e  $\tau$  podem ser determinado através da seguinte equação, oriundos das pesquisas desenvolvidas por Froelich, (1995) para 43 brechas formadas em barragens com alturas de 5 (cinco) a 90 (noventa) metros.

$$\bar{b} = 9,5 k_0 (V_r h_d)^{0,25} \quad (03)$$

$$\tau = 0,59 \frac{V_r^{0,47}}{h_d^{0,9}} \quad (04)$$

Sendo  $\bar{b}$  a largura média da brecha,  $\tau$  o tempo de falência da barragem,  $k_0 = 0,7$  para *piping* e  $k_0 = 1,0$  para *overtopping*,  $V_r$  é o volume do reservatório e  $h_d$  é a altura da água sobre o fundo da brecha.

Existem limitações e incerteza no processo de formação de brecha que afetam significativamente a definição da taxa de escoamento da água e o potencial de inundação a jusante Morris e Galland, 2000 *apud* (LAUREANO, 2009).

Contudo, de maneira simplificada pode-se utilizar uma formação de brecha a partir de casos históricos similares (Figura 06).

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

Onde:  
H - altura da barragem (m)  
L - Comprimento da crista da barragem (m)

Figura 06. Variações possíveis para diferentes características temporal e tamanho final da brecha.

Fonte: Gee & Brunner (2007)

### 4.3 Modelagem Ambiental

Segundo Christofolletti (1999) o conceito de modelo possui diversas nuances no seu significado, de modo geral pode ser compreendido como qualquer representação simplificada da realidade ou de um aspecto do mundo real que seja de interesse do pesquisador, possibilitando reconstruir a realidade, prever comportamento, transformação ou evolução. Modelo corresponde a uma estrutura simplificada da realidade que possivelmente apresenta de forma generalizada características ou relações importantes (HAGGETT, 1967; CHORLEY 1975). Os modelos são aproximações altamente subjetivas, por não incluírem a totalidade das observações ou medidas associadas, porém são poderosas ferramentas por obscurecer detalhes acidentais permitindo surgimento dos aspectos fundamentais da realidade (CHRISTOFOLETTI, 1999). Berry (1995a) completa considerando que o modelo é uma representação da realidade sob forma material, ou seja, representação tangível ou representação simbólica – representação abstrata.

Segundo Soares Filho (2000) modelar consiste na arte de decompor o mundo real em uma série de modelos simplificados (discretizar), com o intuito de chegar à visão sobre as características fundamentais de determinada aplicação. Para representar os modelos, são utilizados vários tipos de linguagem, que seja matemática, lógica, gráfica ou física (modelo reduzido). Nesse processo o mundo real é traduzido por uma série de modelos até que a solução gere um modelo físico que possa ser implementado (CORREIA & SÁ, 2009).

Para Smith & Smith (2007) modelar é aplicar soluções matemáticas a determinado problema, transformando um problema prático em modelo matemático, buscando soluções que possam ser aplicadas a situação original. O objetivo de todo e qualquer modelo é explicar o funcionamento de determinado sistema. A premissa básica de todo modelo, mais complexo que seja seu comportamento e estrutura, é que se trate de método limitado de representação da natureza.

As utilizações dos modelos estimulam a reflexão crítica sobre a criação, escolha, validação de uso desses; despertando o raciocínio e pesquisa, implicando na formulação de hipóteses e realização de observações. Em modelagem não existe modelo absoluto e definitivo, mas aproximação contínua do problema estudado. Destaca-se também que existem várias formas de produzir representações da realidade, vários tipos de representações, não somente de objetos diferentes, mas do mesmo objeto; sendo que a partir de determinado modelo se obtém imagem simplificada dos fatos; que o modelo pode ser aprimorado ou ser substituído por outro mais geral (BASTOS, 2010).

A modelagem do mundo real é uma atividade complexa, pois envolvem a discretização do espaço como parte integrante do processo de abstração, que visa obter representações adequadas dos fenômenos em especial fenômenos que se materializa no espaço geográfico (BORGES; DAVIS Jr. LEANDER, 2005). Segundo Lambin (1994) o modelamento de um fenômeno deve atender aos seguintes questionamentos: Quais variáveis culturais e ambientais contribuíram para explicar o evento, que é o processo ecológico, sociais e econômicos que regem o fenômeno; como ocorre a evolução do processo; localização espacial do processo. Pedrosa & Câmara (2003) aponta que estas perguntas-chave podem ser identificadas com os questionamentos clássicos “porquê, quando e Onde”. E quando o modelo é satisfatório o suficiente para responder a estas

indagações o mesmo é capaz de ser descrito quantitativamente prevendo a evolução, integrando suas escalas temporal e espacial.

O modelo deve ser constituído de pelo menos três elementos: variáveis, relacionamento e processos. A construção do modelo, depende do objetivo estudado, pode-se enfatizar um ou outro destes elementos. Nesta visão, os modelos são classificados em empíricos e de sistemas. Os modelos empíricos objetivam o relacionamento entre as variáveis do modelo, a partir da suposição de que os relacionamentos observados no passado continuarão no futuro. Modelos de sistemas são descrições matemática corresponde a complexidade da interação processual que se correlaciona, focalizando as interações entre todos os componentes do sistema (LABIN, 1994 PEDROSA & CÂMARA, 2003)

Para a ciência geográfica são utilizadas as seguintes categorias de modelo, de acordo com Brunet, Ferras e Théry (1993) Christofolleti, (1999). Modelos Matemáticos, que eventualmente são apresentados em forma de equações, como a da gravitação universal e da regressão. Modelo de sistemas, também conhecido como esquema lógico, que procuraram apresentar estrutura do sistema identificando os elementos de fluxo e retroalimentação. Modelos Preditivos que, construídos com imagem de sistemas, como matrizes de relações entre os elementos de um sistema especial, preveem a sua evolução quando se modificam alguns parâmetros. Isto são alguns inputs e valores de variáveis de seus elementos das relações. Modelo Gráfico também conhecido como corocromático, representam a estrutura de determinado espaço do campo geográfico. A coremática está relacionada com a análise e interpretação das estruturas espaciais por meio do reconhecimento e composição do Coremas.

#### **4.3.1 Modelo Hidrológico**

Simulações de eventos hidrológicos muitas vezes são prejudicados devido à ausência de dados. Para suprir esta deficiência, costuma-se utilizar modelo de síntese de simulação com o objetivo de gerar sequência de dados artificiais para aplicar racionalmente as análises das pesquisas (CHRISTOFOLETTI, 1999). Destacam-se neste sentido os modelos de simulação hidrológica para rompimento de barragem, pois o evento em si só ocorre hipoteticamente dentro de um modelo, muito embora haja o risco potencial.

A simulação pode ser entendida como descrição matemática da resposta em determinado fenômeno, do sistema hidrológico nos recursos hídricos, a uma série de eventos durante período de tempo determinado (CHRISTOFOLETTI, 1999). Como por exemplo, calcular a média diária, mensal ou sazonal dos escoamentos fluviais, utilizando como base os dados da precipitação, ou simular o rompimento de uma barragem a partir de dados de chuvas e cheias do reservatório.

Modelar em hidrologia tomam diferentes caminhos em função dos objetivos da pesquisa desenvolvida; dimensões escalares espaciais e temporais que envolvem o problema tratado; das condições de acessibilidade e representação dos dados de entrada do sistema hídrico que está sendo modelado; das possibilidades de representação matemática e das oportunidades de cálculos em ambiente digital. Modelos representam aspectos essenciais, complexo da realidade, mas não apresenta pontos de vista conclusivos como resultado, além do debate, uma diversidade de novos modelos que se desenvolve constantemente (WATT, 1996).

A construção da modelagem no âmbito da hidrologia desenvolveu-se visando melhorar a compreensão e representação do funcionamento da bacia hidrográfica, e a predição dos diferentes eventos relacionados. No entanto, os limites físicos oriundos das diversidades de bacias hidrográficas e seus processos envolvidos têm proporcionado à elaboração de elevado número de modelos que se diferenciam em função dos dados usados, da discretização e prioridades, representações dos processos e objetivos desenvolvidos na pesquisa (TUCCI, 1998).

Os diversos tipos de modelos e seus tipos foram amplamente debatidos no âmbito da hidrologia em (DOOGE, 1984; BEVEN, 1989; WATTS, 1996; BERGSTRÖM e GRAHAM, 1998; TUCCI, 1998; CHRISTOFOLETTI, 1999; MATEUS, 2006). Embora exista essa diversidade de estudos sobre os tipos de modelos e sua classificação há de se considerar que não existe um modelo melhor que os demais, pois cada um pode ser avaliado como superior em alguns aspectos e frágil em outros (WATTS, 1996). A utilização de determinado modelo depende principalmente do sistema a ser modelado do problema hídrico a ser tratado.

Para Tucci (1998) os modelos hidrológicos, são adotados em atividades de planejamento, e podem ser classificados em: modelos de funcionamento, cujo objetivo é descrever o funcionamento de um sistema com a possibilidade de simular situações preditivas para as mesmas; modelos de otimização, voltados para apontar as melhores soluções, em nível de projeto, e os modelos de planejamentos que utilizam outros dois tipos aplicados a diferentes áreas envolvidas além das informações hidrológicas e quantificações socioespacial buscando disciplinar ações e investimentos (TUCCI, 1998).

A utilização de modelos hidrológicos no planejamento ambiental é ampla, como por exemplo, dimensionamento, previsão em tempo real e avaliação do uso da terra; dimensionamento e previsão de cheias; cálculo do volume de reservatório, nível do lençol freático; interação rio-aquífero; simulação de alterações do sistema; efeitos do escoamento a jusante, impacto de afluente, eutrofização de reservatório, rede de abastecimento e tratamento de água; rede de irrigação, navegação fluvial (TUCCI, 1998).

Por isso a utilização de modelos hidrodinâmicos na geração do modelo de efluente para rompimento de barragens, torna-se essencial no que se refere ao mapeamento de áreas suscetíveis à inundação para um eventual rompimento. Desta forma é possível estimar o grau de periculosidade qual a população está exposta, além de otimizar o plano de emergência caso haja rompimento.

#### **5.3.1.1. Concepção teórica sobre escoamento permanente.**

O escoamento permanente baseia-se nas premissas da hidráulica, que diz respeito a pressão no conduto, podendo ser forçada ou livres (BAPTISTA & COELHO, 2002). Esta segunda premissa é perfeitamente aplicada a pesquisa desenvolvida na barragem de São José do Jacuípe pois, trata-se de canal aberto e pressão distribuída espacialmente.

Para efeito de modelamento e suas concepções teóricas assume as seguintes características para escoamento de canais abertos ou livres:

- Escoamento unidimensional;
- Distribuição de pressão hidrostática;
- Fluido incompressível com densidade constante

Os escoamentos podem ser classificados em permanentes e transitórios, como na barragem estudada trata-se das duas concepções, pois há o regime de escoamento permanente do rio, que segue seu leito menor e o escoamento transitório ou crítico que ocorrerá caso haja rompimento da barragem. Sendo assim faz necessário o modelamento matemático dos dois regimes de escoamento fluvial.

#### 5.3.1.1.1. Escoamento Permanente

Para efeito de cálculo do regime fluviométrico permanente deve ser observado as seguintes condições básicas. Sabendo que uma partícula de água em determinado escoamento possui peso específico  $\gamma$ , massa específica  $\rho$ , massa  $m$  e situada a uma cota  $z$  em relação a um *Datum* geodésico, considerando esta partícula submetida a determinado campo gravitacional, observando as energias cinéticas e potencial de posição e de pressão (MASCARENHAS *et. al.*, 2007).

Para Mascarenhas *et. al.*, (2007) a determinação do escoamento permanente e sua solução da equação de energia, atribuída a Bernoulli, pode ser formulada a seguir:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{a_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{a_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (05)$$

Onde os termos podem ser considerados a seguir (Figura 07):

$Y_1, Y_2$  – São a profundidade líquida na seção pontual;

$Z_1, Z_2$  – Cota do fundo do canal em relação a um *Datum* geodésico;

$V_1, V_2$  – Velocidade média na seção

$a_1 a_2$  – Coeficiente de Coriolis;

$g$  – Aceleração da gravidade;

$h_e$  – Perda de carga no trecho.

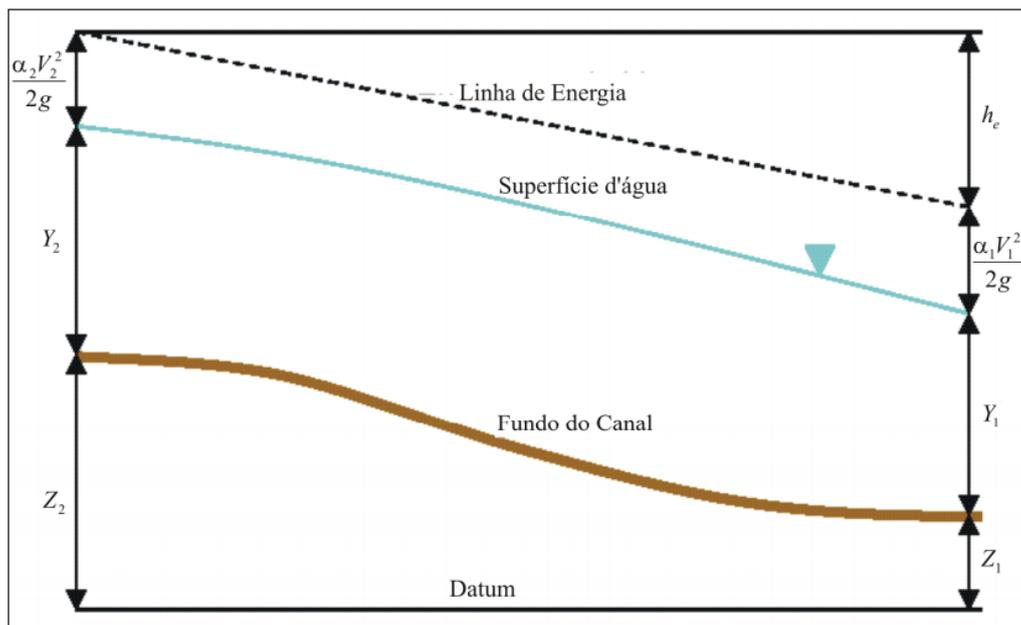


Figura 07. Demonstração dos termos da equação, perfil de linha de água e energia.  
 Fonte: MASCARENHAS, *et. al.* 2007

#### 4.3.1.1.2. Solução Numérica Para o escoamento Permanente

Segundo Chow (1959) o perfil de determinada superfície líquida podem ser calculadas de seção para a próxima seção pela resolução da equação de energia pelo processo iterativo determinado de Método Passo Padrão.

Sabe-se que escoamento de grande parte dos canais fluviais em condições normais, o perfil de determinado trecho de canais curtos se assemelha muito ao perfil para escoamento uniforme, porém, com mudanças sutis devido a irregularidade do canal (CAMPOS 2011). Sendo assim, escoamento aparentemente gradual, variados uma solução aproximada pode ser calculada por ambos métodos de integração direta ou Método do Passo Direto, presume-se um canal prismático possuindo média das características hidráulicas e geométricas de um canal natural (CAMPOS, 2011). Para resolução prática e precisa, o Método do Passo Padrão é recomendado (CHOW, 1959; CAMPOS, 2011)

Segundo Chow (1959); Campos (2011) este método possui vantagens inerentes aos canais fluviais. Quando uma velocidade da correnteza no talvegue é pequena, o método pode ser procedido, mesmo em direções erradas não resultado em grandes erros, porém, é aconselhável seguir a direção de montante se o escoamento tende a subcrítico para a

jusante se o escoamento é supercrítico. A elevação da superfície líquida em determinada seção inicial, onde o cálculo de perfil do escoamento deve se iniciar, pode não ser conhecido para um canal natural como de um rio; o uso do passo computacional nesta conexão fornece vantagem espacial. No entanto, quando o passo computacional é iniciado com uma elevação assumida e esta não está coerente para determinada descarga, o perfil do escoamento vai torna-se o mais similar ao correto a cada passo, uma vez que a direção esteja correta (CHOW, 1959; CAMPOS, 2011).

O cálculo da superfície líquida é feita pelas equações 01 e 02 em processo iterativo, sendo que em ambiente digital o processo é descrito a seguir:

- a) Calcula-se em determinada elevação da superfície da água,  $WS$ , na seção à montante (ou seção à jusante se um perfil supercrítico está sendo calculado);
- b) Com base na elevação de superfície da água será calculada determinando a condutância e velocidade correspondente;
- c) Com os valores do item anterior podem se calcular  $\bar{S}_f$  resolvendo a equação 06 para  $h_e$ ;
- d) Com os valores de b e c é possível calcular a equação 05 para  $WS_2$ ;
- e) Comparam-se os valores assumidos,  $WS_1$ , e calculado,  $WS_2$ , até o momento qual a diferença seja de aproximadamente 0,003, ou outro valor definido.

A perda de carga entre duas seções é devida às perdas por atrito e perdas por contração e expansão. A equação de perda de carga é descrita a seguir:

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{a_2 V_2^2}{2g} - \frac{a_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (06)$$

Os termos da equação podem ser definidos:

$L$  é o comprimento do trecho;

$\bar{S}_f$ : corresponde ao coeficiente de perda de carga representativo do trecho;

$C$  é o coeficiente representativo de perda da carga pelo processo de contração e expansão;

O coeficiente de trecho,  $L$ , pode ser calculada de acordo com a equação a seguir:

$$L = \frac{L_{lob}\bar{Q}_{lob} + L_{ch}\bar{Q}_{ch} + L_{rob}\bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}} \quad (07)$$

Onde;

$L_{lob}$ ,  $L_{ch}$ ,  $L_{rob}$  são os comprimentos do trecho para a seção especificadas em sua margem esquerda, canal principal e margem direita.

$\bar{Q}_{lob}$ ,  $\bar{Q}_{ch}$ ,  $\bar{Q}_{rob}$  Estes termos correspondem a média aritmética das vazões entre as seções especificadas na margem esquerda, leito do reio e margem direita.

Segundo Campos (2011) quando não é possível balancear a equação de energia em determinada seção, as causas mais corriqueiras é: número inadequado de seções transversais (seções muito espaçadas) ou dados inconsistentes nas seções.

#### **4.3.1.1.3. Escoamento Transitório**

Segundo Chaudhry (1993) a adoção das equações de Saint-Venant parte das seguintes premissa básicas:

- i. A distribuição da pressão no escoamento é considerada como hidrostática. Sendo assim essa premissa é válida quando a superfície líquida não possui curvatura acentuada.
- ii. A declividade do leito é pequena, o canal é considerado de leito fixo logo a profundidade medida normalmente ao canal e verticalmente são praticamente idênticas.

- iii. O escoamento é unidimensional, sendo assim a velocidade (u) do escoamento é uniforme em determinada seção.
- iv. O canal é prismático. A seção transversal pode variar em função da direção do escoamento, mas estas variações são consideradas pela restrição de vários pequenos seguimentos prismáticos.
- v. Os coeficientes de rugosidade atribuídos em equações do escoamento turbulentos e uniforme são aplicáveis ao escoamento não permanente para se calcular a perda de carga. Equações de Manning, conhecidas também como de Chézy podem ser utilizadas para descrever efeitos de rugosidade e perda de carga;
- vi. Para finalizar o fluido é classificado como incompressível e de densidade constante.

Segundo Chaudhry (1993) as três leis da conservação: massa, momento e energia, são usadas para descrever o escoamento em canais abertos. Duas variáveis do escoamento, profundidade e velocidade ou profundidade e vazão, são necessárias para descrever as condições do escoamento em determinada seção do canal. Porém, duas equações serão necessárias para analisar uma situação do escoamento (CAMPOS, 2011).

A equação reduzida da conservação da quantidade de movimento é apresentada em (TUCCI, 1998):

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} = g(S_o + S_f) \quad (08)$$

A conservação da massa pode ser calculada pela a seguinte equação (TUCCI, 1998):

$$B \frac{\partial y}{\partial t} + A \frac{\partial y}{\partial x} + vb \frac{\partial y}{\partial x} = 0 \quad (09)$$

As deduções das equações 08 e 09 foram desprezadas as variações da velocidade nas direções transversais e verticais, logo a velocidade média é representativa da variabilidade de velocidade na seção transversal sendo o processo tratado como predominantemente, longitudinal, na direção do escoamento fluvial ou de uma declividade principal (TUCCI, 1998).

Ressalta-se que em regiões onde a planície de inundação com larga seções, tendo sido ocupada pelas ações antrópicas instalados equipamentos urbanos e existindo várias ilhas devido ao processo de assoreamento, é possível observar a formação de vários trechos preferenciais de escoamento, bem como áreas de armazenamento, caracterizadas como equipamentos urbanos como quarteirões (CAMPOS, 2011).

#### **4.3.1.1.3.1.Solução Numérica Para o Escoamento Transitório**

As equações de Saint-Venant para escoamento distribuído são difíceis de resolvidas por soluções analíticas, exceto em casos especiais simplistas (CHOW *et. al.* 1988). Existem equações diferenciais parciais que, de maneira geral, são resolvidas utilizando métodos numéricos. Estes métodos são denominados Método Numérico Diretos ou Método Característicos. Para os Métodos diretos as equações das diferenças finitas são formuladas a partir das equações diferenciais parciais iniciadas da continuidade e momento. A solução para determinada taxa de escoamento e elevação da superfície líquida são obtidas para tempos e distâncias incrementais ao longo do canal fluvial (CAMPOS, 2011).

A resolução de equações parciais, por métodos numéricos, os cálculos são executados em malha localizada sobre o plano  $x-t$ . O plano  $x-t$  se constitui uma rede de pontos definidos por incrementos de distâncias de comprimento  $\Delta x$  sendo incrementada no tempo de duração  $\Delta t$  (CAMPOS, 2011).

A análise da (Figura 08), os pontos da distâncias são atribuídos pelo índice  $i$  e os pontos de tempo através do índice  $j$ . A linha do tempo corresponderia a uma linha paralela ao eixo  $x$  por todas as distâncias e para um valor de tempo concedido (CAMPOS, 2011).

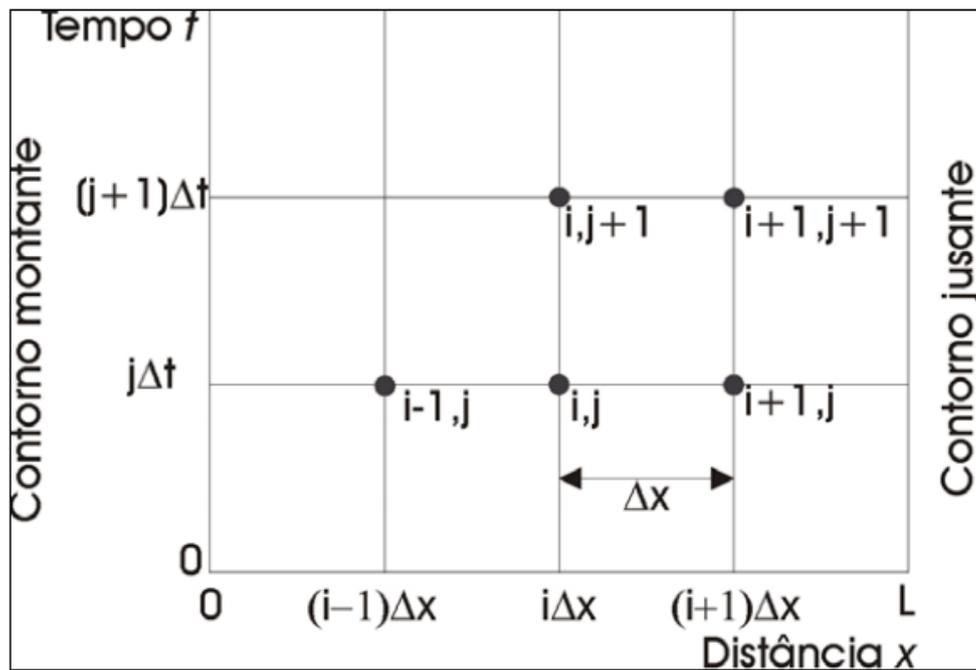


Figura 08. Corresponde a malha do plano x-t utilizadas para solução numérica das equações de Saint-Venant, pelo método das diferenças finitas.

Fonte: Campos (2011)

Segundo Campos (2011) as esquematizações numéricas transformam as equações diferenciais governantes em esquema de equações de diferenças finitas algébricas, que pode ser linear ou não linear. Além disso, as equações das diferenças finitas representam às derivadas espaciais e temporais em termos de variáveis desconhecidas em ambas as linhas do tempo,  $j+1$ , e sua linha precedente,  $j$ , onde todos os valores são conhecidos de um cálculo anterior (Figura 08). As soluções das equações de Saint-Venant avançam de uma linha do tempo para a próxima.

A aproximação para esquematização das diferenças finitas pode ser aproximada pela função  $u(x)$  de acordo com a Figura 09. Por um processo de expansão da série de Taylor de  $u(x)$  em determinado ponto  $x+\Delta x$  produz:

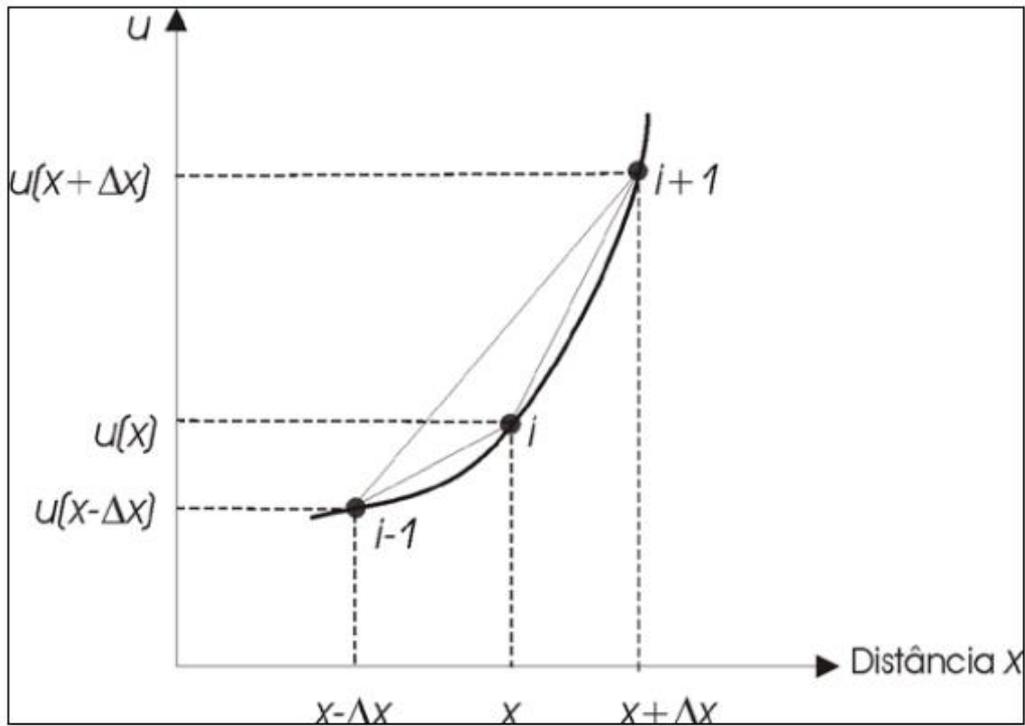


Figura 09. Apresenta uma aproximação por diferenças finitas para a função  $u(x)$ .  
Fonte: Chow *et. al.* (1988)

$$u(x + \Delta x) = u(x) + \Delta x u'(x) + \frac{1}{2} \Delta x^2 u''(x) + \frac{1}{6} \Delta x^3 u'''(x) + \dots \quad (10)$$

Onde  $u'(x) = \frac{\partial u}{\partial x}$ ,  $u''(x) = \partial^2 u / \partial x^2$ , daí em diante. A expansão da série de Taylor em  $x - \Delta x$  produz:

$$u(x - \Delta x) = u(x) - \Delta x u'(x) + \frac{1}{2} \Delta x^2 u''(x) - \frac{1}{6} \Delta x^3 u'''(x) \dots \quad (11)$$

Uma aproximação pela Diferença central utiliza a diferença subtraindo a equação 11 da equação 10 resultando:

$$u(x + \Delta x) - u(x - \Delta x) = 2\Delta x u'(x) + 0. (\Delta x^3) \quad (12)$$

Onde  $0. (\Delta x^3)$  representa um resíduo contendo os termos de terceira e maiores ordens.

Resolvendo para  $u'(x)$  e assumindo  $0. (\Delta x^3) \cong 0$  resulta em:

$$u'(x) \cong \frac{u(x+\Delta x) - u(x-\Delta x)}{2\Delta x} \quad (13)$$

Esta equação possui um erro de aproximação na ordem de  $\Delta x^2$ . Este erro ocorre devido a eliminação dos termos de ordem maior, é também denominado como erro truncado. A aproximação para a Diferença Progressiva é definida pela subtração da equação 10 de  $u(x)$ :

$$u(x + \Delta x) - u(x) = \Delta x u'(x) + 0(\Delta x^2) \quad (14)$$

Ao assumir que os termos de segunda e ordens maiores são negligenciáveis, solucionando  $u'(x)$  resultará:

$$u'(x) \cong \frac{u(x+\Delta x) - u(x)}{\Delta x} \quad (15)$$

Logo esta equação 11 apresentará erro de aproximação na ordem de  $\Delta x$ .

A aproximação para Diferença Regressiva é dada pela subtração de  $u(x)$  na equação 15:

$$u(x) - u(x - \Delta x) + \Delta x u'(x) + 0(\Delta x^2) \quad 16$$

Assumindo que os termo de segunda e ordem maiores são negligenciáveis, a solução para  $u'(x)$  será:

$$u'(x) \cong \frac{u(x) - u(x - \Delta x)}{\Delta x} \quad (17)$$

Segundo Campos (2011) o método das diferenças finitas pode utilizar o esquema implícito ou esquema explícito. A principal diferença entre ambas é que para a técnica explícita os valores desconhecidos são obtidos de forma sequencial ao longo do eixo do tempo de determinado ponto da distância para outro, todavia a técnica implícita os valores desconhecidos em uma linha do tempo são obtidos simultaneamente.

A forma explícita é mais simples, mas pode ser instável, o que significa os valores  $\Delta x$  e  $\Delta t$  pequenos são necessários para convergência numérica do procedimento. Na forma explícita é mais vantajoso devido ao fato dos resultados serem fornecidos em pontos de uma malha, assim pode-se tratar variações sutis do canal de uma seção para outra, porém,

a eficiência será reduzida em relação a forma implícita, para que possa adequar a simulação de vazão por longos períodos (CAMPOS, 2011)

Ainda segundo Campos (2011) a forma implícita é matematicamente mais complexa, mas em meio digital isso não se torna uma limitação. Além disso, este método é estável para longos períodos com baixa redução de precisão, assim trabalha com maior rapidez que o método explícito. Outro fator não menos importante é que este método pode suportar as variações significativas entre as seções que descrevem os canais naturais.

O HEC-RAS 4.1, software adotado nesta tese, possui seus algoritmos na forma implícita de quatro pontos para resolução do método das diferenças finitas, denominados como esquema caixa (USACE a, 2008; CAMPOS, 2011). Os esquemas implícitos utilizam aproximações por diferenças finitas para ambas as derivações temporal e espacial em termos variáveis dependentes de linha do tempo desconhecida. Como um exemplo simples as derivadas do tempo, espaço podem ser escritas em um ponto desconhecido  $(i+1, j+1)$  como:

$$\frac{\partial u_{i+1}^{j+1}}{\partial x} = \frac{u_{i+1}^{j+1} - u_i^{j+1}}{\Delta x} \quad (18)$$

$$\frac{\partial u_{i+1}^{j+1}}{\partial t} = \frac{u_{i+1}^{j+1} - u_{i+1}^j}{\Delta t} \quad (19)$$

#### 4.4. O Modelo HEC-RAS.

O HEC-RAS é um modelo hidráulico desenvolvido pela *Hydrologic Engineering Center* (HEC) do *U. S. Army Corps of Engineers* (USACE 2002). A primeira versão deste software foi produzida em 1990 sedo que o primeiro modelo para simulação do escoamento permanente, denominado de HEC-2, foi apresentado em 1966 (USACE, 2002). Como o desenvolvimento dos meios digitais o HEC-2 foi convertido para ambiente Windows, produzindo algoritmos mais robustos para modelagem hidráulica, além disso a interface gráfica mais amigável.

O software HEC-RAS permite simulação de escoamento unidimensional em regime permanente, propagação unidimensional em regime transitórios, simulações de transporte

de sedimentos deposição cálculos de fundo móvel além de modelagem da temperatura da água (CAMPOS, 2011).

Com a possibilidade de modelamento do escoamento permanente e não permanente, a opção do escoamento transitório é feita a partir do algoritmo UNET (*Unsteady NETWORK Model*) do software sendo que este algoritmo só é encontrado nas versões do HEC-RAS a partir do ano 2000 modelo 3.0 (CAMPOS, 2011; LAURIANO *et. al.* 2008).

O HEC-GeoRAS, trata-se de um plug-in acoplado ao ArcGIS, onde é possível trabalhar a modelagem hidrológica em conjunto com as ferramentas de geoprocessamento, onde os resultados do modelo hidráulico são lidos e apresentado em Modelo Digital de Terreno (MDT). Com essa integração é possível a geração de mapas de inundação, mapas de risco ambiental como rompimento de barragem.

Segundo Rubis (2006) no modelo HEC-RAS é possível calcular o regime subcrítico, subcrítico e misto, podendo ocorrer mudanças do regime supercrítico para subcrítico, ou o inverso. Para tanto, é necessário a aplicação da técnica LPI (Inercia Parcial Local), possibilitando ao modelo reduzir instabilidade numérica devido a descontinuidade do fluxo, à custa da perda de precisão dos resultados verificado.

#### **4.4.1. Limitações do Modelo HEC-RAS.**

Assim como qualquer processo de modelagem ambiental, o HEC-RAS também está sujeito limitações, sendo que estas limitações não impedem que o modelo seja representativo no que se destina. Para o HEC-RAS podemos dividir nos seguintes grupos:

- Aproximações realizadas durante as concepções teóricas;
- Erros devido as aproximações dos métodos matemáticos utilizados;
- Erros relacionados aos dados de entradas como: levantamento topográficos e batimétricos, leitura linimétricas, limitações e constantes dos aparelhos utilizados para obtenção dos dados, ausência de calibração dos aparelhos e erros humanos.

Além dos erros elencados anteriormente advindo das aproximações, existem também as limitações para cálculo da superfície líquida (USACE a, 2008);

- Quando o regime é variado (excetuando algumas singularidades, e regime bruscamente variado, onde as equações do momento ou soluções empíricas são utilizadas);
- A vazão é considerada em determinada unidade dimensional (velocidade e outras direções, que não a direção do escoamento, não são levado em contas no cálculo);
- O cálculo é realizado para canais com declividades inferiores a 10%;

Esta última limitação possui menor implicação no resultado final, pois trata-se de estudo aplicado onde a declividade, são menores que 10%. Todavia, segundo Campos (2011) entre as diversas aproximações a que possui maior destaque é a técnica do Passo Padrão utilizado no HEC-RAS 4.1, software utilizado nessa pesquisa, é subdivisão da seção para os cálculos da condutividade em faixa cujo valores do coeficiente de Manning ( $n$ ) é aplicado de acordo com a figura 10.

Essa divisão por seções onde a velocidade é uniforme, para calcular a condutividade total, em determinada seção, é uma aproximação recorrida pelo HEC-RAS, onde se utiliza os pontos de  $n$  para as margens, os quais delimitam as planícies de indução, ou em pontos predeterminados, que limitam as faixas com características semelhantes (CAMPOS, 2011).

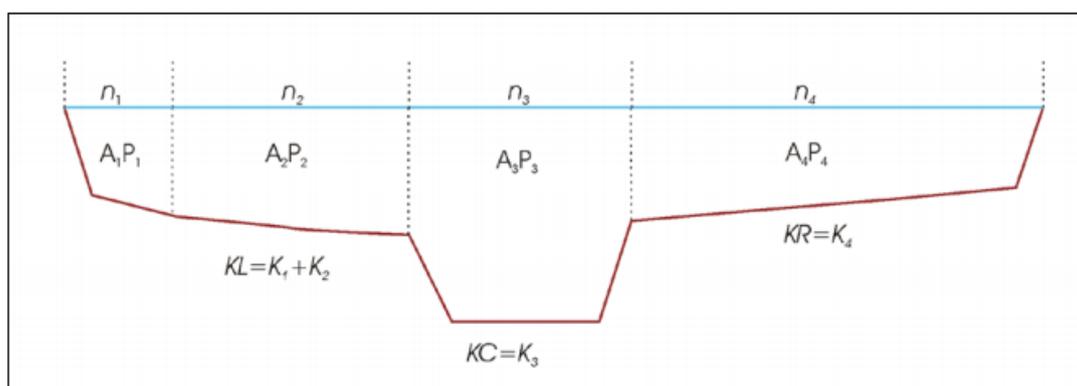


Figura 10. Representação das faixas de domínio utilizado pelo HEC-RAS  
Fonte: Campos (2011)

Segundo Campos (2011) A condutividade é calculada em cada subdivisão a partir da fórmula de Manning a partir das seguintes equações

$$Q = KS_f^{1/2} \quad (20)$$

$$K = \frac{AR_f^{2/3}}{n} \quad (21)$$

Sendo  $Q$  a vazão em ( $m^3/s$ );

$K$  a condutância para cada subdivisão ( $m^3/s$ )

$S_f$  corresponde a declividade do canal fluvial ( $m/m$ );

$A$  é a área de escoamento para cada subdivisão ( $m^2$ );

$R_h$  é o raio hidráulico para cada subdivisão ( $m$ );

$n$  é o coeficiente de Manning para cada subdivisão.

O HEC-RAS realiza a somatória das condutâncias incrementais, das planícies direita e esquerda, para obter a condutância para os lados direito e esquerdo da planície de inundação (CAMPOS, 2011). No entanto, a condutância do canal é normalmente atribuída como valor único de condutância, mas a condutância da secção transversal é obtida através do somatório da condutância direita, esquerda e do canal principal (CAMPOS, 2011). Há uma alternativa disponível no software que é calcular a condutância entre todos os pontos de coordenadas da planície de inundação, as quais estão delimitados pelos valores do coeficiente de Manning associados, em seguida os valores são somados obtendo dessa forma a condutividade total (CAMPOS, 2011). Ressalta-se que os dois casos produzirão resultado distintos quando as planícies de inundação possuir declividade muito acentuada.

Segundo Campos (2011) a vazão do canal principal não sofre divisões, entretanto quando ocorre mudanças do coeficiente de rugosidade esta regra não é aplicável, o HEC-RAS

testa a aplicabilidade do coeficiente de Manning na porção do canal principal, e se não for aplicável, o software ira calcular um valor único para todo canal principal seguindo este critério:

Se a declividade das margens for mais inclinada que 5H:1V e o canal principal tiver mais de um valor de coeficiente de Manning, um valor de Manning composto será calculado (CAMPOS, 2011). As condições de controle do somatório de  $n$  são controladas pelo HEC-RAS e devem ser checadas nos resultados para verificar a razoabilidade da convergência (CAMPOS, 2011).

Segundo Campos (2011) a representação da velocidade pode ser demonstrada de acordo com a (Figura 11) onde ocorre seções típicas, no entanto as condutâncias reais são calculadas são bastantes diferentes, uma vez que não há representação das velocidades concêntricas.

#### 4.4.1.1. Limitações do HEC-RAS aplicada ao rompimento de Barragem.

Além das limitações inerentes ao modelo de propagação de onda para inundações normais existem limitações para se aplicar o HEC-RAS para rompimento de barragem, segundo FREAD & LEWIS (2008) LAURIANO (2008) podemos identificar 5 limitações possíveis na aplicação do HEC-RAS para rompimento de barragem são eles:

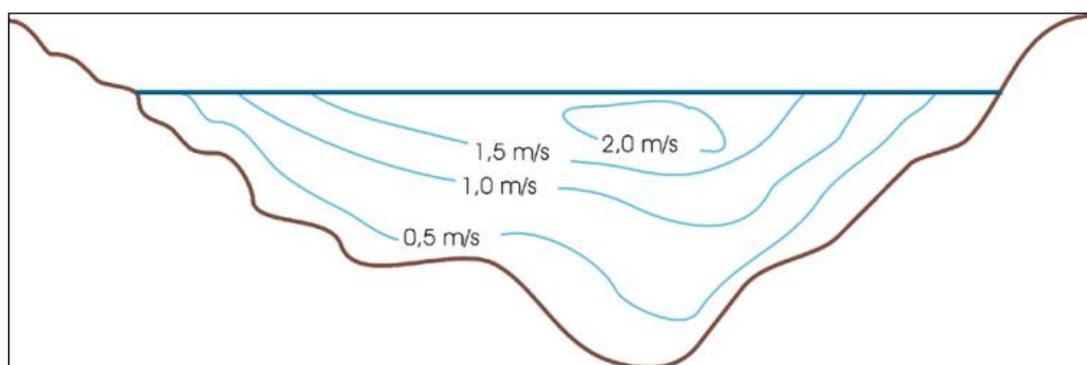


Figura 11. Distribuição de velocidade em seções típicas nos canais fluviais  
Fonte: CAMPOS (2011) apud CHOW (1959)

- i. As equações adotadas pelo HEC-RAS, para cálculo de hidrograma (fluxo não permanente) trata-se de equações unidimensionais de Saint-Venant. Todavia pode existir locais onde o fluxo possui características bidimensionais, isto é, a

velocidade de fluxo e a elevação do nível da água variam também na direção perpendicular à direção do eixo x. omitir a natureza bidimensional do fluxo implica em limitar a representação onde o escoamento expande e achata na planície de inundação.

- ii. Existe incerteza associada às perdas devido a infiltração e ao armazenamento que podem ocorrer no perímetro simulado. Embora possam ser consideradas significativas, são usualmente negligenciadas.
- iii. Os parâmetros da formação da brecha causam variações no perfil da elevação do pico de cheia e seu tempo de propagação. Nessas inundações, há o transporte elevados de sedimentos e escombros, que podem obstruir ou contrair uma seção transversal. Em seções como pontes, esses materiais podem restringir parcialmente o completamente o fluxo da água.
- iv. A incerteza quanto aos valores de Manning pode ser significativo para inundações advinda de ruptura do barramento devido à grande magnitude da onda de cheia, que atinge partes da planície que podem ter sido inundada alguma vez, em cheias históricas. Ressalta-se que os valores do coeficiente de Manning também pode ser alterado como o transporte e deposição de escombros.
- v. O fluxo turbulento associado a ruptura do barramento podem causar significativas erosões no canal fluvial., alterando os valores de Manning.

#### **4.5. Calibração do Modelo**

Para efeito de cálculo e representação de ondas de enchente provocada por rompimento de barragem em meios urbanos é necessário que utilize representação topológica dos elementos que constitui este espaço diversos, como: quarteirões, pontes, bueiros, ou seja toda estrutura provocada pela urbanização que possa interferir no regime de escoamento. O HEC-RAS, em integração com os Sistemas de Informação Geográfica, em especial o ArcMap 10.3, possui todas as características necessárias para a construção do modelo de inundação resultante pelo rompimento da barragem. Isso ocorre devido aos algoritmos

integrados ao HEC-RAS que simulam escoamentos permanente e transitórios unidimensionalmente.

A simulação do escoamento originado pelo rompimento da barragem requer representação detalhada dos equipamentos urbanos com o sistema de drenagem para assim descrever os padrões do escoamento. Os equipamentos urbanos, como: casas, prédios, garagens, etc. ou qualquer estrutura antrópica que possa interferir na vazão, seja por armazenamento, seja pelo acréscimo da rugosidade deve ser integrada ao modelo através da rotina de cálculo que mais próximo do funcionamento hidráulico (SCHIMITT, *et. al.* 2004). Além disso é aconselhável que os arruamentos urbanos sejam inclusos com precisão através do MDT no modelo, pois essas funções urbanas agem como drenos para enchentes superficiais (MARK, *et. al.* 2004).

A cidade de São José do Jacuípe trata-se de uma pequena cidade do interior, não possuindo grandes estruturas urbanas como: grandes prédios, esgotamento sanitário ou drenagem definida nos arruamentos bem como asfaltamento na área da planície de inundação do Rio Jacuípe. Portanto na barragem estudada o modelo de inclusão a jusante do barramento levou em conta as ruas, bem como pequenas construções urbanas, logo o cálculo do coeficiente de Manning levou em conta estas considerações.

#### **4.6. Coeficiente de Manning.**

Quando ocorre um escoamento de determinado fluido o mesmo está submetido a uma força aceleradora. Uma vez aplicada esta força, na região de contato entre fluido e o perímetro molhado do canal fluvial, surge uma força de resistência que se opõem ao movimento, sendo esta força o principal motivo de perda de carga em escoamentos uniformes e gradualmente variados. Esta última força é uma função da viscosidade do fluido e da rugosidade do canal (PORTO, 2006). O coeficiente de Manning é utilizado para descrever a resistência ao fluxo devido a rugosidade do canal fluvial. Este coeficiente pode ser específico para cada seção transversal ou para cada trecho fluvial.

Segundo Chow (1959) o fator associado a rugosidade mais utilizados nos problemas práticos de hidrologia principalmente de condutos livres é o coeficiente de Manning. Este valor é afetado por diversos fatores, como: rugosidade do perímetro molhado;

irregularidade e alinhamento do canal, deposição de partículas de sedimentos sólidos, variação da temperatura. A determinação destes fatores significa estimar a resistência ao escoamento do canal fluvial. Destarte, não é tão simples pois não existe método exato para determinar esse valor, de modo que uma tentativa de estreitar os intervalos em que o coeficiente pode ser encontrado, foram desenvolvidas algumas técnicas destinada a estimar os fatores de atrito, podendo destacar: determinação direta, estimativa a partir da granulometria, estimativa a partir da incrementação e estimativa através de tabelas (BATISTA; COELHO, 2002).

A formulação matemática do coeficiente de Manning possui bases empíricas, quando utilizado cuidadosamente fornece boas estimativas para a velocidade média para seção transversa do fluxo turbulento (TINKLER, 1997). As principais críticas a utilização do coeficiente de Manning é a incapacidade de se prever exatamente os valores de Manning que possui alto valores de sedimentos com partículas de tamanhos variados. Outra crítica que se faz é que a equação, para alguns conjuntos de dados, produz estimativas que implicam em valores superior a 1 (um) para ondas supercrítica (JARRETT, 1985, TINKLER, 1997)

Segundo Tinkler (1997) a equação de Manning (em unidades métricas) pode ser definida em determinada secções transversais de transmissão é:

$$v = n^{-1} s^{0,5} R^{0,667} \quad (21)$$

Onde:

$v$ ; é a velocidade média,

$s$ ; declividade, grandeza adimensional;

$R$ ; raio hidráulico.

É possível substituir a profundidade,  $d$ , para  $R$ , raio hidráulico, isto quando o interesse é estimar a velocidade em particular num perfil vertical (largura, e sentido do fluxo), de determinada secção transversal (TINKLER, 1997).

No entanto, neste trabalho foi utilizado os valores do coeficiente (Tabela 01) de Manning de acordo com o proposto por (DE JONG *et. al.* 2003; CAMPOS, 2011), no entanto as classes encontradas na área de estudo foi: Construções residências, Jardins, pavimentos, margens, depósito de área, pasto, plantações, terras devolutas e água.

Tabela 01: Valores do coeficiente de Manning adotado neste trabalho.

Uso de Solo	Valor do Coeficiente	Fonte
Construção Residencial	0,200	Chow (1959)
Jardins públicos e privados	0,100	
Gramados em áreas construídas	0,259	
Pavimentos / Áreas urbanas	0,050	
Margens	0,050	De Roo (1999)
Depósitos de areia	0,120	Chow (1959)
Estradas	0,013	Chow (1959)
Revestimento primário	0,033	Chow (1959)
Área industrial	0,200	De Roo (1999)
Pasto	0,259	De Roo (1999)
Plantações	0,127	Beasley e Huggins (1982)
Plantações de mudas	0,200	De Roo (1999)
Terras devolutas	0,120	Chow (1959)
Vegetação Natural	0,100	Beasley e Huggins (1982)
Florestas	0,200	Beasley e Huggins (1982)
Florestas mistas	0,200	Beasley e Huggins (1982)
Água	0,030	Chow (1959)

Fonte: De Jong *et. al.* (2003) Campos (2011)

#### 4.7. Determinação da Vazão de Pico e Hidrograma de ruptura

##### 4.7.1. Vazão de Pico

Rompimento de barragem é um evento catastrófico com características próprias quanto sua fundamentação matemática. O hidrograma da vazão média do rio é completamente alterado gerando um novo hidrograma. Isso acontece pois com o rompimento o mesmo gerar uma onda de cheia a jusante do barramento. Ressalta-se que a propagação da onda

a jusante do hidrograma de ruptura depende das características geoambientais do leito do rio.

Considerando que o volume hídrico represado pelo barramento são muito alto, espera-se que o hidrograma gerado seja superior, no tempo, a qualquer hidrograma de afluente ao reservatório estudando, mesmo que a liberação seja instantânea. Estudos anteriores comprovaram que o hidrograma produzido pelo rompimento de uma barragem é superior que cheias excepcionais com diferentes tempos de retorno (VEROL, 20011). O hidrograma de ruptura possui algumas características peculiares: rápida ascensão até uma elevada descarga hídrica em seguida lentamente ocorre a redução dos valores de vazão. Para Mascarenhas (1990a).

Trabalhos feitos por Brasil (2005) reuniu expressões matemáticas que relacionam a máxima vazão de descarga e características de barragem estas equações são apresentadas na tabela 02 a seguir.

Tabela 02 – Equações empíricas para cálculo do hidrograma de pico no rompimento da barragem.

Lou (1981) apud Mascarenhas	$Q_p = 7,683H_d^{1,909}$	Equação baseada na análise de 19 rupturas diferentes de natureza diversa.
Hagen (1982)	$Q_p = 1,205(H_d V)^{0,48}$	Equação baseada em diversos valores relativos a casos de ruptura
Saint-Venant (-) apud USACE (1997)	$Q_p = \frac{8}{27} B_d \sqrt{g Y^{\frac{3}{2}}}$	Equação desenvolvida por Saint Venant para caso de remoção instantânea e total da barragem. Pior cenário possível.
Schoklistch (1917) apud ICOLD (1998)	$Q_p = \frac{8}{27} \left( \frac{B_d}{B_b} \right)^{1/2} B_d \sqrt{g Y^{\frac{3}{2}}}$	Equação considerando a situação em que a ruptura ocorre em parte da crista de uma barragem
USBR (1982) apud USBR (1987)	$Q_p = 19H_d^{1,85}$	Equação baseada em dados coletado de vazões de pico históricas e da profundidade da lâmina de água no reservatório no momento da ruptura.
Singh (1996)	$Q_p = 1,7B_d H_b^{\frac{3}{2}}$	Para Singh (1996), o escoamento que passa pela brecha pode ser assumido

		como análogo ao escoamento que passa por um vertedouro retangular de soleira espessa.
Wetmore e Fread (1981) apud French (1985)	$Q_p = 1,7B_b \left\{ \frac{1,94 \frac{A_s}{B_b}}{T_p + \left[ \frac{1,94A_s}{B_b \sqrt{H_d}} \right]} \right\}^3$	Equação considerando a formação de uma brecha retangular desenvolvendo-se em um intervalo de tempo (t)

Onde:  $Q_p$  corresponde a descarga máxima defluente da barragem em ruptura ( $m^3/s$ );  $V$  o volume do reservatório para o NA máximo ( $m^3$ );  $A_s$  área do reservatório no NA máximo ( $m^2$ );  $B_b$  largura da barragem (m)  $H_d$  altura da barragem (m);  $B_b$  largura final da brecha (m)  $H_b$  altura final da brecha (m)  $Y$  profundidade media no reservatório no instante da ruptura (m)  $T_p$  tempo para o desenvolvimento da brecha (s);  $g$  aceleração da gravidade, igual a  $9.81 m/s^2$ .

Os valores obtidos nas equações anteriores levam em conta uma estimativa, uma modelagem matemática, o fenômeno, no entanto, pode não decorrer da maneira apresentada quanto aos seus valores, tratando-se de aproximação matemática. A escolha da equação a ser utilizada no trabalho deve obedecer a critérios de objetivos do trabalho e critérios de segurança. Partindo desta premissa adota-se neste trabalho a equação de Saint-Venant apud USACE (1997) a escolha desta equação dar-se por representar o cenário mais catastrófico e o objetivo do trabalho é produção de mapas de risco ambiental, logo o cenário mais conservador deve ser adotado.

#### 4.7.2. Determinação do Hidrograma de ruptura

Mascarenhas (1990a) apresentou, em seu trabalho, alguns hidrograma de ruptura estes hidrograma apresentam o tempo de esvaziamento dos reservatórios de forma que a onda de pico se normalize volte a vazão normal.

Existem diversos cenários possível quanto a modelação matemática determinante para geração do hidrograma de ruptura, Menescal (1990a) fez um estudo apresentando diversos hidrograma possíveis, no entanto este trabalho por tratar de cenários catastrófico do ponto de vista de risco ambiental, logo a utilização do hidrograma que melhor se adequa ao objetivo do trabalho é o de ruptura instantânea e gradual.

##### 4.7.2.1. Hidrograma Simplificado Para Ruptura Instantânea.

Em caso de ruptura instantânea, o hidrograma simplificado de ruptura assume forma triangular, conforme a figura 12 a seguir.

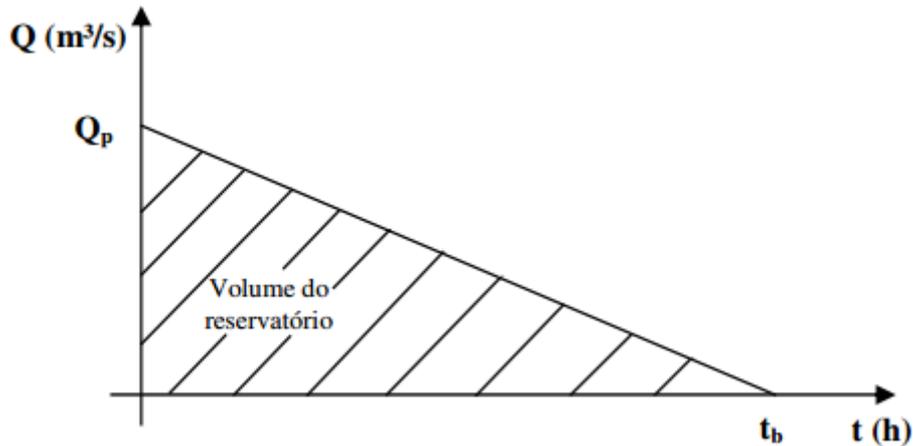


Figura 12. Hidrograma triangular simplificado.  
Fonte: Vérol (2010)

De acordo com este hidrograma a área do hidrograma iguala o volume de água armazenada pelo reservatório da barragem, e o tempo base  $T_b$  é fornecido pela relação a seguir.

$$t_b = \frac{2V}{Q_p}, \text{ para } t_p = 0 \quad (22)$$

No entanto a remoção total e instantânea de barragem do tipo terra-enrocamento é fisicamente improvável, pois o mesmo sempre deixa resíduos do barramento, logo faz-se necessário adoção do hidrograma genérico de ruptura gradual. A utilização deste hidrograma, fundamenta-se por tratar o rompimento quase que instantâneo logo apresentando cenário crítico de catástrofe, porém mais próximo da realidade dos parâmetros físicos da barragem. Com o objetivo de tornar o modelo mais próximo da realidade adotou-se o hidrograma da figura 13 a seguir.

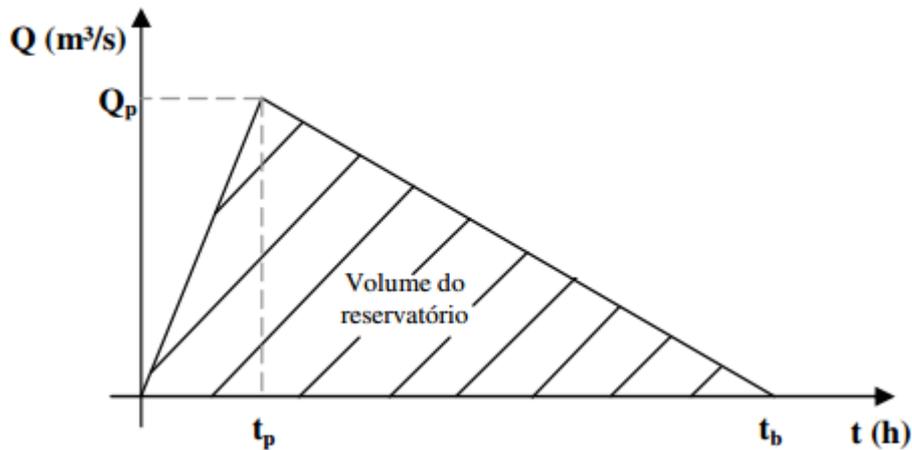


Figura 13. Hidrograma triangular simplificado para rompimento gradual hipotético de barragem.

Fonte: Vérol (2010)

$$Q_t = Q_p + Q_p \left( \frac{t-t_p}{t_b-t_p} \right) \text{ Para tempo } (t_p) \neq 0 \quad (23)$$

#### 4.7.2.2. Fundamentação Matemática da onda de ruptura.

A propagação do hidrograma de ruptura é realizada de acordo com a metodologia de propagação de enchentes naturais. Todavia, existem diferenças significativas entre os dois eventos, mecanismos físicos envolvidos necessitam ser levado em conta em um fenômeno muito brusco como é o caso da ruptura da barragem (VÉROL, 2010).

A frente da onda formada pelo rompimento pode ser mais ou menos abrupta, variando em função da brecha formada, morfometria do modelado superficial e o volume de armazenamento do reservatório. Segundo Vérol (2010) na área da onda abrupta, há descontinuidade de inúmeras propriedades físicas e matemática. Sendo neste ponto a superfície da linha d'água possui declividade acentuada a qual, no limite, acarreta na formação de superfície denominada "parede vertical", duplicando dessa forma a energia potencial e cinética, associadas às duas alturas e duas velocidades distintas em uma mesma seção transversal de escoamento (VÉROL, 2010 MASCARENHAS, 1990a).

De acordo com as condições em que ocorre o fenômeno, a onda de ruptura tende a se tornar mais brusca, rompendo-se formando o ressalto móvel, denominado "onda de choque" (figura 14) apresenta a ilustração de um ressalto hidráulico estacionário em

regime permanente sobre o leito horizontal, sendo possível identificar a região da ocorrência de descontinuidade.

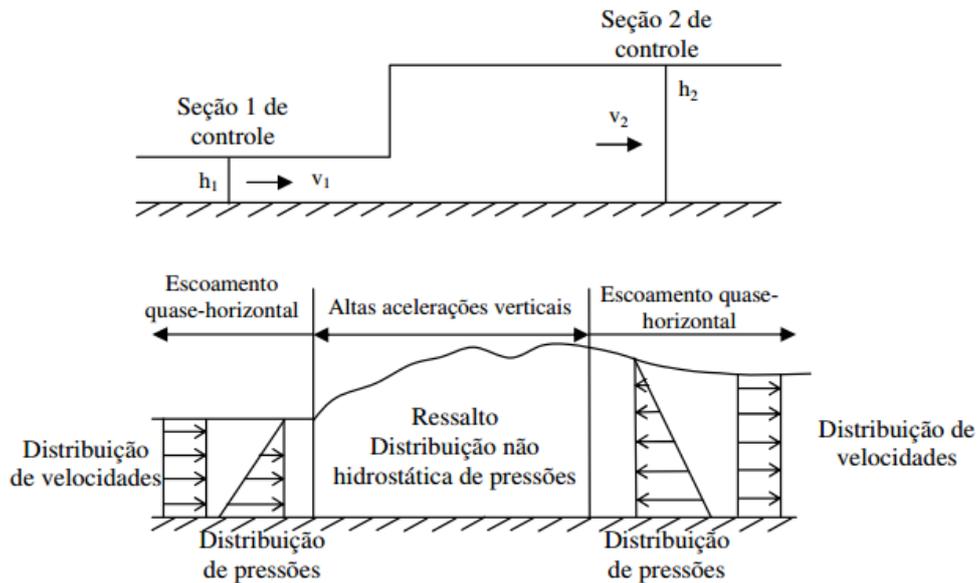


Figura 14. Modelo esquemático referente a um ressalto hidráulico.  
Fonte: Vérol (2010)

Para tratamento matemático da propagação da onda de choque provocada com o advento da ruptura da barragem, podem ser utilizados os métodos a seguir.

**Método da pseudoviscosidade:** cria um artifício numérico introduzindo um termo dissipativo para apresentar a perda de energia provocada pelo choque;

**Método baseado nas soluções fracas das equações de Saint-Venant:** considera o sistema fluido baseado em leis conservativas utilizando esquemas números difuso e;

**Método do ajuste do choque (shock fitting)** a onda de choque é tratada a partir da aplicação das equações de Hugoniot-Rankine, as quais apresentam uma condição de contorno interna que unem os trechos, onde são validas as equações de Saint-Venant.

A figura 15 a seguir demonstra a propagação de ondas com formação de choque de acordo com Vieira da Silva e Mascarenhas (1987) e Lauriano (2009), a adoção dos princípios de conservação na seção do choque conduz as equações de Hugoniot-Rankie.

$$\dot{\varepsilon} = \frac{A_1 v_1 - A_2 v_2}{A_1 - A_2} = \frac{dX_s}{dt} \quad (24)$$

$$v_1 = v_2 - (A_1 - A_2) \sqrt{\left[ \frac{g}{A_1 - A_2} \left( \frac{A_1 \bar{h}_1 - A_2 \bar{h}_2}{A_1 - A_2} \right) \right]} \quad (25)$$

Onde:  $\epsilon$  é a velocidade de propagação da frente de onda;  $X_s$  abscissa da seção onde ocorre o choque;  $A_1, A_2$  correspondem a área molha nas seções 1 e 2;  $v_1$  e  $v_2$  é a velocidade das áreas molhada nas seções 1 e 2.

Segundo Fread e Lewis (1998) Laureano (2009), as equações de Saint-venant, na sua forma conservativa, com a adição dos termos para efeitos de expansão/contração, sinuosidade do canal e fluido não Newtoninaos, podem ser expressas por meio da equação da conservação de massa:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial S_{co}(A+A_0)}{\partial t} - q = 0 \quad (26)$$

E da equação da conservação de momento:

$$\frac{\partial(S_m Q)}{\partial t} + \frac{\partial(\frac{\beta Q^2}{A})}{\partial x} + gA \left( \frac{\partial h}{\partial x} + S_f + S_e + S_i \right) + L + W_f B = 0 \quad (27)$$

Onde  $Q$  é a vazão ( $m^3/s$ )  $S_{co}$  e  $S_m$  é o coeficiente de sinuosidade que variam com  $h$ ;  $A$  área ativa de escoamento do canal ( $m^2$ )  $A_0$  corresponde a área inativa de escoamento no canal (área de armazenamento onde a velocidade é desprezível) ( $m^2$ );  $t$  variável independente relativa ao tempo  $x$  é a variável independente relativa a direção longitudinal do escoamento (m)  $q$  é a vazão especifica lateral ( $m^3/s.m$ ).  $\beta$  corresponde ao coeficiente que corrige a distribuição não-uniforme da velocidade;  $h$  é a elevação da superfície livre na calha fluvial (m);  $g$  é a aceleração da gravidade, igual a  $9.81m/s^2$ ;  $S_f$  é a declividade na linha de energia (m/m), que equivale ao termo de perda de energia unitária por atrito;  $S_c$  é o coeficiente de perda de carga localizada por extensão ou contração;  $S_i$  é o coeficiente de perda de carga associado à dissipação de viscosidade interna de fluido não Newtonianos;  $L$  é a contribuição de momento da vazão lateral ( $m^3/s^2$ ) e por fim  $B$  correspondendo a largura superficial ativa na seção transversal (m)

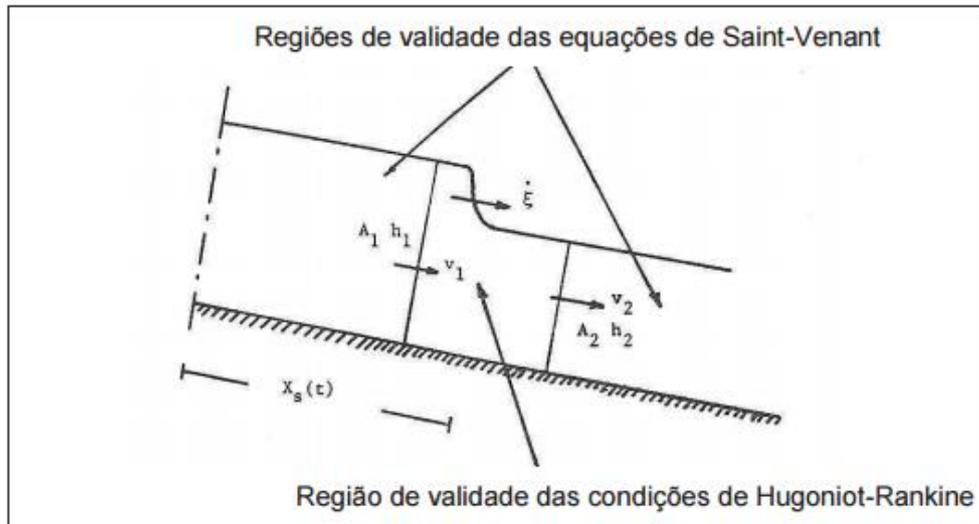


Figura 15. Modelo esquemático para onda de choque.  
 Fonte: Vieira da Silva e Mascarenhas (1987) apud Laureano (2009)

As equações de Saint-Venant (equações **pp** e **hj**) constituem um sistema não linear de equações diferenciais parciais com duas variáveis independentes  $x$  e  $t$ , e duas variáveis dependentes,  $h$  e  $Q$ ; os termos restantes são funções de  $x$ ,  $t$ ,  $h$  e  $Q$  ou são constantes (Laureano, 2009). Essas equações não apresentam soluções analítica, exceto nos casos em que a geometria do canal e as condições de contorno não são complexas, e suas propriedade não lineares são consideradas ou não são linearizadas (CUNGE *et al.* 1980 LAUREANO, 2009).

As **equações** 26 e 27 podem ser resolvidas tanto por técnicas explícitas e implícitas de diferenças finitas. Os métodos explícitos, tem aplicação simples, porém são restritos pela estabilidade numérica, devido a admissão de pequenos valores para intervalos de tempo de cálculo computacional (LAUREANO, 2009). Técnicas implícitas de diferenças finitas, não possuem restrição no tamanho do intervalo de tempo, devido à estabilidade numérica. Segundo Lee e Froehlich (1987) *apud* Laureano (2009), a vantagem principal do método dos elementos finitos é a possibilidade de modelar problemas que apresentam regiões irregulares ou que não possuem formas bem definidas. A sua dedução já foi discutida no item sobre modelagem matemática do escoamento não permanente.

#### 4.8. Condições de contorno e condições iniciais.

Para se obter a solução das equações unidimensionais de Saint-Venant é preciso especificar as condições de contorno de montante e jusante. A condição de montante, pode ser especificado tanto pelo hidrograma quanto a cota de entrada. No entanto, a jusante, sua condição de contorno depende das características da respectiva seção (figura 16).

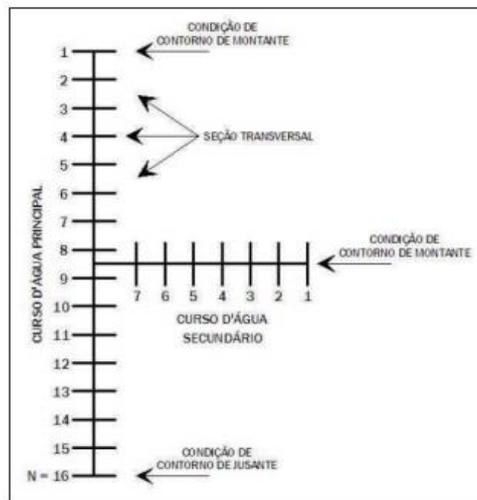


Figura 16. Esquema das condições de contorno para o uso da água de acordo com Fread & Lewis, (1998)

Fonte: Laureano (2009)

As condições de contorno no modelo HEC-RAS, são quatro condições de contorno de jusante que podem ser especificadas, quais sejam (USACE, 2002);

1 - Série temporal de elevação do nível de água; 2 – série temporal de vazões (quando os dados registrados são disponibilizados e o modelo que está sendo calibrado para um evento de inundação específico); 3 – curva chave do escoamento permanente; 4 – Curva chave de escoamento permanente obtida com o uso da equação de Manning, onde o valor da variável S é especificado como a declividade do talvegue na proximidade da seção transversal de ordem N. Para Laureano (2009) as condições iniciais para as variáveis Q e h devem ser conhecidas para o tempo  $t = 0$ , em todas as seções transversais ( $i = 1, 2, 3, \dots N$ )

#### 4.9. Fluxo Misto no HEC-RAS.

O HEC-RAS utiliza modelo de cálculo para fluxo misto generalizado, que podem ser aplicados tanto para regimes subcrítico, supercrítico ou misto. O fluxo misto pode alterar livremente no tempo e no espaço ao longo do canal, de subcrítico para supercrítico para uma onda de cheia induzida pela ruptura da barragem, tratando-se de um fenômeno comum. Para situações onde o fluxo misto possa existir são necessárias três técnicas pré-selecionadas (FREAD e LEWIS, 1998 LAUREANO, 2009).

**1 - Técnica de inércia Parcial Local (LPI).** A técnica LPI é aplicada em transições de regime de escoamento, de subcrítico para supercrítico, que ocorre para mudanças bruscas de declividade e restrições hidráulicas (ponte). Quando fluxo não-permanente são modelados, a solução das equações completas de Saint-Venant, utilizando o esquema numérico implícito, tende a ser numericamente mais instável para fluxo misto próximo do número de Froude crítico ( $Fr = 1$ ) (LAUREANO, 2009).

Segundo Laurenao (2009) a aplicação da técnica de escoamento difuso elimina os dois termos inerciais da equação de momento (os dois primeiros termos), gerando estabilidade numérica na solução para fluxo nos quais o escoamento é considerado crítico ( $Fr = 1$ ). A LPI utiliza-se acréscimo do filtro numérico ( $\sigma$ ), para modificar a extensão da contribuição dos termos inerciais na equação da conservação da quantidade de movimento, como também por considerar a variação das propriedades de onda dinâmica para difusa (LAUREANO, 2009).

A equação da quantidade de movimento modificada e apresentada a seguir:

$$\sigma \left[ \frac{\partial(S_m Q)}{\partial t} + \frac{\partial(\beta Q^2/A)}{\partial x} \right] + gA \left( \frac{\partial h}{\partial x} + S_f + S_e + S_i \right) + L + W_f B = 0 \quad (28)$$

O filtro numérico utilizado é expresso por:

$$\sigma \left\{ \begin{array}{ll} 1,0 - Fr^m & (Fr \leq 1,0 \rightarrow m \geq 1) \\ 0 & (Fr \geq 1,0) \end{array} \right\} \quad (29)$$

Onde  $m =$  constante especificada, que não muda a forma, essa constante pode variar entre 1 e 128. Os valores adotados pelo HEC-RAS é 10 (USACE, 2002).

**2 – Algoritmo de Fluxo misto** o segundo método utilizado o procedimento algorítmico que subdivide automaticamente os trechos de cálculo em sub-trechos, nos quais ocorrem somente fluxo subcríticos ou supercrítico. Segundo Laureano (2009) os locais de transição (onde o fluxo muda de subcrítico para supercrítico) são tratados como condição de contorno, evitando a aplicação das equações de Saint-Venant nos trechos com fluxo de transição. Este algoritmo consiste em duas componentes, uma para obter as condições iniciais de vazão e elevação do nível de água em  $t = 0$  e a outra que funciona durante a solução do fluxo não-permanente, aumentando o tempo de cálculo digital em 20%. No entanto, pequenos valores de incrementos espaciais ( $\Delta x_i$ ) são necessários nas proximidades dos trechos de transição, entre fluxo subcrítico e supercrítico, permitindo localizar melhor a área de ocorrência de ressalto hidráulico. Essa particularidade é necessária tanto a montante quanto a jusante da seção de fluxo crítico, para evitar dificuldades numéricas.

#### 4.10. Características baseada no cálculo explícito de montante.

Segundo Laureano (2009) para os primeiros incrementos temporais, no esquema implícito de quatro pontos, com o uso da técnica de fluxo misto descrito no item anterior, algumas dificuldades podem ser encontradas nas soluções de Saint-Venant, pois o rompimento de um barramento induz as ondas de cheias as se moverem em fluxo misto de supercrítico a subcrítico. Para a construção do esquema explícito, as equações de Saint-Venant são transformadas na forma conservativa de massa e quantidade de movimento, de acordo com a expressão:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial S_{co}(A+A_0)}{\partial t} - q = 0 \quad (30)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left( \frac{Q^2}{A} + P_1 \right)}{\partial x} + gA(S_f + S_e) - P_2 + L + W_f B = 0 \quad (31)$$

$$\text{Onde } P_1 = g \int_{h_x}^h A(x, \xi) d\xi \quad (32)$$

$$P_2 = g \int_{h_x}^h \frac{\partial A(x,\xi)}{\partial x} d\xi \quad (33)$$

Sendo  $h_x$  a elevação do fundo do canal na localização  $x$ ; e  $\xi$  a variável utilizada na integração.

O princípio de um esquema explícito de montante é utilizar, unilateralmente, as aproximações de diferenças finitas nas derivadas espaciais, de acordo com as velocidades locais características em função do tempo (LAUREANO, 2009). Contudo, os esquemas explícitos são restringidos pela condição de estabilidade de Courant-Friedrich-Lewy (CFL). Para os esquemas de montante apresentados, as condições CFL podem ser escritas na forma:

$$\Delta t \leq C_n \min \left( \frac{\Delta x}{v+c} \right)_i \quad (C_n \leq 1,0) \quad (34)$$

Onde:

$\left( \frac{\Delta x}{v+c} \right)_i$  Representa os valores mínimos dessa relação para todos os incrementos espaciais ( $\Delta x_i$ ). Para canais prismáticos devem ser adotados grandes valores para  $C_n$  (0,9 – 1,0) e para canais de geometria irregular o valor  $C_n$  tem que ser reduzido a valores que variam de 0,5 a 0,8.

Para a estabilidade numérica necessária, os esquemas explícitos limitam o intervalo de tempo para a condição de Courant, que é estável. Todavia, a adoção de intervalos menores causa um incremento do tempo de processamento computacional na simulação.

#### **4.11. Sistema de Informação Geográfica- SIG**

O Sistema de Informação Geográfica pode ser entendido como sistemas automatizados utilizados para armazenar, analisar e manipular dados espaciais, transformando em informações, dados que representam fenômenos em que a localização espacial é uma característica inerente a informação produzida, sendo indispensável para a correta análise (ARONOFF, 1989; BULL, 1994; CAMARA, 1997).

O Sistema de Informação Geográfica (SIG) é utilizado para realizar tratamento em meio digital dos dados espaciais (geográficos) e recuperam informações não apenas com base em suas características alfanuméricas, mas também através de localização espacial; oferecendo ao administrador (geógrafo, urbanista, engenheiro) uma visão inédita do seu ambiente de trabalho, onde todas as informações encontram-se disponível, sobre determinado assunto, estão a sua disposição possibilitando prover a inter-relação com base no que lhes é fundamentalmente comum, a localização espacial. Para que isto seja possível, a geometria dos atributos dos dados do SIG devem ser georreferenciados, isto é localizados na superfície terrestre e representados numa projeção cartográfica, surgindo, portanto a importância da cartografia dentro do SIG (CÂMARA & QUEIROZ, 2007).

Segundo Câmara & Queiroz (2007) o requisito de armazenamento da geometria dos objetos geográficos e seus atributos representam uma dualidade básica do SIGs para cada objeto geográfico, associados. Devido a sua ampla gama de aplicações, que inclui temas que se materializam no espaço como: agricultura, floresta, cartografia, cadastro multifinalitário, redes de concessão e modelagem ambiental. Existindo, portanto (ainda segundo os autores) três grandes maneiras de utilizar o SIG. Como ferramenta para produção de mapas; como suporte para análise espacial dos fenômenos; como um banco de dados geográficos, com funções de armazenamento e recuperação de informações espaciais.

De forma geral o SIG possui três componentes básicos: interface com o usuário; Entrada e manipulação de dados, Função de processamento, visualização, armazenamento e recuperação de dados (ARONOFF, 1989). Cada sistema, varia em função dos seus objetivos e necessidade, implementando esses componentes de acordo com as necessidades de cada SIG, relacionando-se de acordo com a (figura 17).

Figura 17. Estrutura geral do SIG, de acordo com Câmara & Queiroz, 2007. Nota-se a intensa inter-relação de seus atributos.

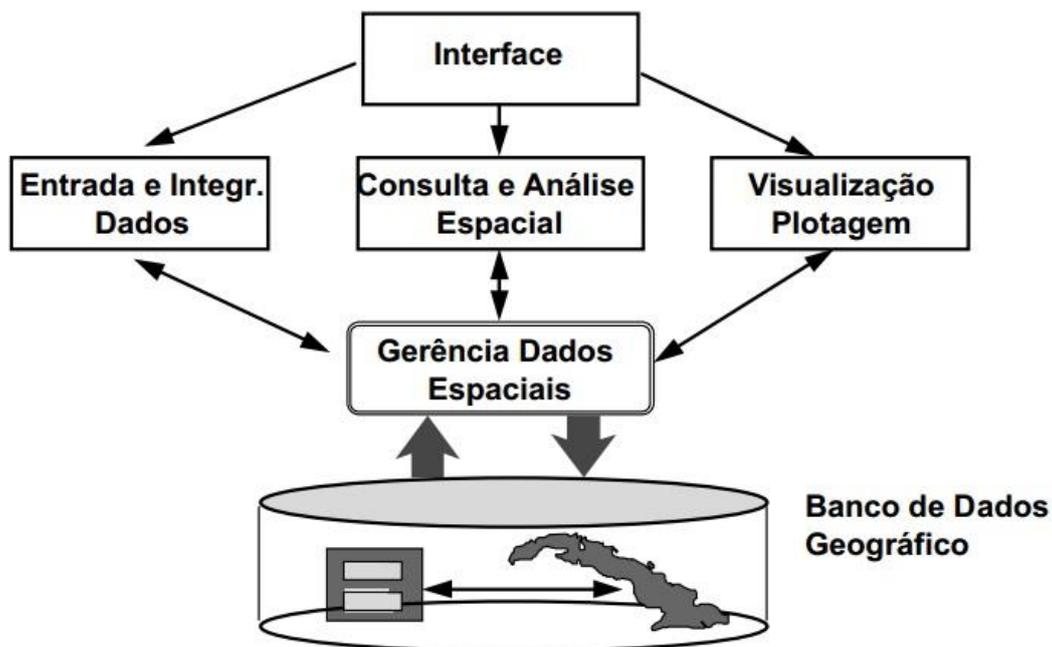


Figura 17. Estrutura geral do SIG, de acordo com Câmara & Queiroz, 2007. Nota-se a intensa inter-relação de seus atributos.

Fonte: Câmara & Queiroz (2007)

Para compreender o processo de armazenamento dos dados é preciso caracterizar os dados geográficos a partir de três pilares fundamentais (ARONOFF, 1989; DANGERMOUND, 1990): Características não espaciais, que descrevem o fenômeno estudado; Características espaciais, que informam a localização espacial do fenômeno através de propriedades geométricas e topológicas e características temporais, identificando o tempo para o qual os dados são analisados.

Modelar dados geográficos apresenta características quem envolvem questões de representações segundo norma cartográficas e fatores técnicos. Sendo assim é possível afirmar que existem diferentes representações do mesmo objeto (CHRISMAN, 1993). Inicialmente, é preciso definir o nível de abstração do modelo de dados que são segundo (CÂMARA *et. al.* 1997): nível do mundo real – apresenta os elementos da realidade geográfica a serem modelados; nível conceitual – comporta as ferramentas de modelagem dos dados, determinando quais classes serão criadas no SGBD – Sistema Geográficos de Banco de Dados; nível de representação – associa os dados geográficos identificados no nível conceitual às classes de representações, que variam em função da escala, projeção e data de aquisição dos dados; nível de implementação – define os padrões, formas de armazenamentos e estruturas de dados para implementar as diferentes representações.

Partindo desses princípios dos níveis de abstrações, os dados geográficos são apresentados em classes de dados geográficos, tais como mapas temáticos, mapas cadastrais, rede, Modelos Numéricos de Terreno e imagens.

#### **4.11.1. Elementos do SIG**

Mapas temáticos correspondem determinada região geográfica segmentada em polígonos que por sua vez possuem valores relativos ao tema em análise. Já mapas cadastrais, representam objeto identificáveis, utilizando-se uma representação topológica. Para Câmara *et. al.* (1997) esses dados são armazenados usando representações topológicas em que arestas determinam os limites entre regiões, além disso, a topologia construída é do tipo aresta-vértice-face, em que as arestas se conectam entre si através de vértices e arestas circundam uma área definem sua face.

Essa dicotomia no modelo reflete-se no nível de representação, chamado de *Raster* e *Vector* (COUCLELIS, 1999). A representação em *Raster* estrutura-se em forma matricial, ou seja, os valores dos elementos são unidades poligonais regulares no espaço células, onde cada célula corresponde a um valor do dado espacial ali representado. Destaca-se neste modelo de dados às imagens de satélite, onde cada célula representa um o valo do seu nível de cinza.

O objeto espacial no formato vetor é representado por pontos, linhas e polígonos. As linhas são formadas por uma sequência continua de pontos, já o polígono corresponde a uma sequência de linhas conectadas entre si. As relações topológicas permitem armazenamento associado à localização espacial dos objetos geográficos, informações sobre relacionamentos de contiguidade e vizinhança dos elementos do banco de dados (SMITH, *et. al.* 1987).

Goodchild *et. al.* (1992) informa que para a ciência da geoinformação Rede pode ser compreendido com serviços de utilização pública, como água, luz, telefone, drenagem de bacias hidrográficas, rodovias. Sendo que as informações são armazenadas em forma de grafos que fluem entre as localizações espaciais distintas, utilizando a tipologia de arco-nós, levando em consideração que os arcos possuem sentido de fluxo e os nós representam as conexões.

Dentro do SIG o MNT – Modelo Numérico de Terreno é utilizado para representar fenômenos que varia continuamente no espaço, sendo comumente associada à altimetria e declividade do terreno. Mas o MNT por ser um modelo tridimensional pode representar vários fenômenos espaciais que possuem valores contínuos ou não, com modelo de coluna d'água, modelo volumétrico de solo entre outros. Burrough, (1986) aponta os principais usos do Modelo Numérico de Terreno como: análise de variáveis geofísicas e geoquímicas; armazenamento de dados topográficos; apresentação tridimensional, combinadas com outras variáveis.

Para McDonnell & Burrough (1998) existem duas importantes formas de armazenamento de dado em MNT: grades regulares e grades irregulares também chamadas de grade triangular. As grades regulares podem ser compreendidas como matrizes de elementos com espaçamento fixo, em que todos os pontos geográficos são associados a um valor numérico. As grades irregulares triangulares (TIN – Triangular Irregular Network) correspondem à estrutura topológica vetoriais do tipo arco-nó, os nós quando interconectados formam triângulos que se sobrepõem cobrindo a área em análise (ARONOFF, 1995). Uma grade triangular é formada pela conexão entre amostras, com distribuição espacial irregular, utilizando o método de triangulação, como o Delaunay (TSAY, 1993).

Grades triangulares são normalmente melhores para representar as variações do terreno, pois melhor detalha a escala de complexidade das variações na superfície geomorfológicas sem a necessidade de grandes quantidades de dados redundantes (TSAY, 1993). Em contrapartida, as grades regulares possuem enorme redundância de dados em terrenos uniformes e dificuldade para adaptar as variações do relevo de natureza distinta, isto devido à inflexibilidade das amostras (BURROUGH & McDONNEL, 1998).

Com esses princípios básicos do SIG é possível realizar várias tarefas de análise espacial. Destacando-se no cenário nacional e internacional a utilização de Sistema de Informação Geográfica para geração de modelos ambientais. O SIG destaca-se neste quesito pela possibilidade de integrar diferentes *layes* de análise na forma digital, gerando um melhor processamento dos dados e representando em dentro do sistema de coordenadas específico as informações e fenômenos espaciais.

#### **4.11.2. SIG e Modelagem Ambiental**

Os avanços no campo da computação vêm subsidiando cada vez mais os procedimentos para simulação nos vários campos do conhecimento socioambiental. Isso possibilitou o tratamento complexo dos dados integrando as diferentes áreas de conhecimento como finanças, transportes, geologia, solos, hidrologia etc. Sendo assim, o sistema de armazenamento, manipulação e apresentação de dados espaciais, conhecido como Sistema de Informação Geográfica, estão sendo desenvolvidos cada vez mais, nas ciências ambientais. Modelos matemáticos, aritméticos, físicos e lógicos, são desenvolvidos e implementados dentro do SIG com o objetivo de representar simplificada os processos que se materializa no meio natural, com a função de facilitar estudo e compreensão, para que se possa atuar sobre a natureza de forma responsável e cooperativa (FELGUEIRAS, 2001).

O grande diferencial do SIG é a capacidade de realizar análises complexas a partir da integração, em única base dos dados, de representações espaciais. Ressaltando que o dado espacial é caracterizado por sua posição espaço-temporal, (x, y, z, t), e por atributos a ele associados (FELGUEIRAS, 2001).

Para analisar espacialmente de forma integrada dentro do SIG é necessária a criação de modelos ambientais, que representem adequadamente o fenômeno natural em estudo. Assim, modelagem ambiental, no contexto estudando nessa pesquisa consiste na criação de modelos físico-matemáticos, determinísticos ou estocásticos, que relacionam os atributos ambientais com a perspectiva de representar o comportamento de um fenômeno possível de ocorrer na natureza. Logo os modelos ambientais são transformados em modelos computacionais para serem processados em SIG.

Para Steyaert (1993) os processos ambientais no mundo real, são tridimensionais, dependentes do tempo com alto grau de complexidade. Esse comportamento não linear inclui componentes estocásticos e realimentações em várias escalas de tempo e espaço. A natureza espaço temporal dos fenômenos ambientais, devido a sua importância para compreensão do fenômeno a ser estudado, coloca algumas questões para a modelagem ambiental. Esses questionamentos se referem à criação de modelos matemáticos e computacionais como representações, uma vez que o fenômeno deve ser apresentado.

A modelagem deve considerar em escala de complexidade os processos da natureza que resultam nas interações espaço-temporais entre as diversas variáveis que a compõem. No modelo matemático de um processo, as propriedades ambientais são tratadas como variáveis do modelo em quanto suas inter-relações são apresentadas por operações matemáticas. As representações digitais envolvem procedimento de discretização e quantização, nos domínios do espaço-tempo e do atributo, para obter uma estrutura computacional manipulável. Essas estruturas representam digitalmente o comportamento do atributo no espaço-tempo sendo usados diretamente pelos modelos computacionais (FELGUEIRAS, 2001).

Modelos ambientais de simulação fornece diagnósticos e saídas preditivas que podem ser combinadas com dados socioeconômicos possibilitando a avaliação dos riscos ambientais regionais e locais ou decisões relacionadas com o gerenciamento dos recursos naturais (STEYAERT, 1993). Já o modelo computacional implementado dentro de um SIG corresponde a um modelo matemático, que representa um fenômeno natural, no contexto de um Sistema de informação Geográfica. Para Heuvelink (1998), os modelos espaciais podem ser classificados em: lógico, empíricos e conceituais.

Os modelos lógicos apresentam um atributo de saída, resultante do processo de modelagem, pela aplicação de regras lógicas simples sobre os atributos de entrada. Os modelos empíricos baseiam-se em experiências ou em conhecimentos obtidos por percepção dos fenômenos ambientais. Geralmente são adquiridos pela regressão cujos coeficientes são definidos experimentalmente, normalmente se aplicam somente as áreas usadas para gerar a derivada. Já os modelos conceituais, são também conhecidos como modelos físicos, obtidos a partir do entendimento dos processos físicos e fenômeno em que se quer modelar. Suas aplicações são mais generalistas e seus coeficientes referem-se às variáveis físicas, já estudadas e amplamente aceitas. Entretanto, muitos modelos usados nas ciências ambientais contêm componentes empíricos e conceituais (HEUVELINK, 1998).

O SIG é capaz de executar modelos computacionais simples através de operações básicas, lógicas e aritméticas, contidas no módulo de análise ou de álgebra de dados espaciais. No entanto, modelos com maior grau de complexidade são, na maioria das vezes, realizados fora do ambiente SIG, por sistemas de modelagem específicos. Nesta perspectiva os SIGs são usados como base de armazenamento dos dados espaciais e também como

ferramentas de visualização para os dados de entrada e de saída dos modelos (FELGUEIRAS, 2001). A vantagem da utilização do SIG quando estudados fenômenos que se propagam do espaço é a possibilidade dos dados de saída sejam um mapa temático.

#### **4.12. Conceção teórica sobre Risco Ambiental**

Riscos e perigos na literatura são considerados sinônimos (AUGUSTO FILHO, 2001). Na literatura científica internacional em especial a inglesa “*risk*” “*hazard*” e “*danger*”, assim como na escola francesa “*risques*” e “*danger*”, sofrem os mesmos fenômenos semânticos (CASTRO, PEIXOTO, RIO, 2005). Na literatura nacional o risco é definido como a possibilidade de um acidente (CERRI & AMARAL, 1998), já acidente é definido como um “fato já ocorrido, onde foram registradas consequências sociais e econômicas (perdas e danos)” (CASTRO, PEIXOTO, RIO, 2005, CERRI & AMARAL, 1998). Sendo assim, a definição de risco esta associada à determinada situação de perigo ou dano, aos homens e as suas propriedades, em função da possibilidade de ocorrência de processos geológicos, (ZUQUETTE & NAKAZAWA, 1998; CASTRO, PEIXOTO, RIO, 2005).

Romero-Lankao *et. al.* (2014) aponta que dentro de uma abordagem integradas o risco pode ser definido como a possibilidade de perda, danos e outros resultados decorrentes entre a combinação de perigos e vulnerabilidades ou capacidades de adaptação das populações expostas, incorpora a compreensão dos processos sociais e ambientais mais amplas que moldam a experiência de risco.

Augusto Filho (2001) Castro Peixoto e Rio (2005) apontam as diferenças entre os termos correlacionando com os mesmo da língua inglesa: perigo (*hazard*) é considerado como ameaça potencial a pessoas ou bens, (*risk*) representa o perigo em termos de danos em determinado período de tempo, geralmente em unidades monetárias completam. *Danguer* é considerado, para Augusto Filho (2001) como processo perigoso.

Para Cutter (2001) e Castro Peixoto e Rio (2005) ampliam a definição de *hazard*, considerando como ameaças as pessoas e as coisas que elas valorizam. Neste aspecto surge a interação entre os sistemas social, natural e tecnológico sendo descrito frequentemente, em função de sua origem (perigos ou “azares” naturais: escorregamento, inundações, acidentes químicos etc.). Já risco (*risk*) de acordo com Cutter (2001) e Castro

Peixoto e Rio (2005) representa a probabilidade de ocorrência de determinado evento, uma ameaça acontecer, ressaltam que as análises de risco enfatizam a estimativa e a representação estatística de ocorrência, determinando, dessa forma, níveis apropriados de aceitabilidades.

Sintetizado, de acordo com Hewitt (1997), Cerri & Amaral (1998) Cutter (2001) e Castro Peixoto e Rio (2005), é possível determinar que a noção de perigo possua estreita relação com o processo e evento a ocorrer, todavia o risco será definido a partir da escala ou hierarquia probabilística e de graus e níveis de aceitabilidade de ocorrência dos eventos perigosos, com a finalidade de classificar áreas com níveis de risco (perdas, prejuízos e danos) maiores e menores.

Castro Peixoto e Rio (2005) finalizam afirmando que o processo perigoso é um componente do risco, pois não inclui obrigatoriamente a quantificação ou qualificação de prejuízos a sociedades. No entanto a análise de risco, por sua vez, obrigatoriamente compreende a identificação de perigos pressupondo que a quantificação e qualificação dos seus efeitos para o coletivo em termos de prejuízo materiais. Neste trabalho adotaremos a noção de perigo e risco desenvolvida por Castro Peixoto e Rio (2005), para facilitar esse entendimento pode-se analisar o quadro a seguir (Figura 18) apresentado por Augusto Filho (2001) Castro Peixoto e Rio (2005) abordando os principais conceitos a respeito do tema.

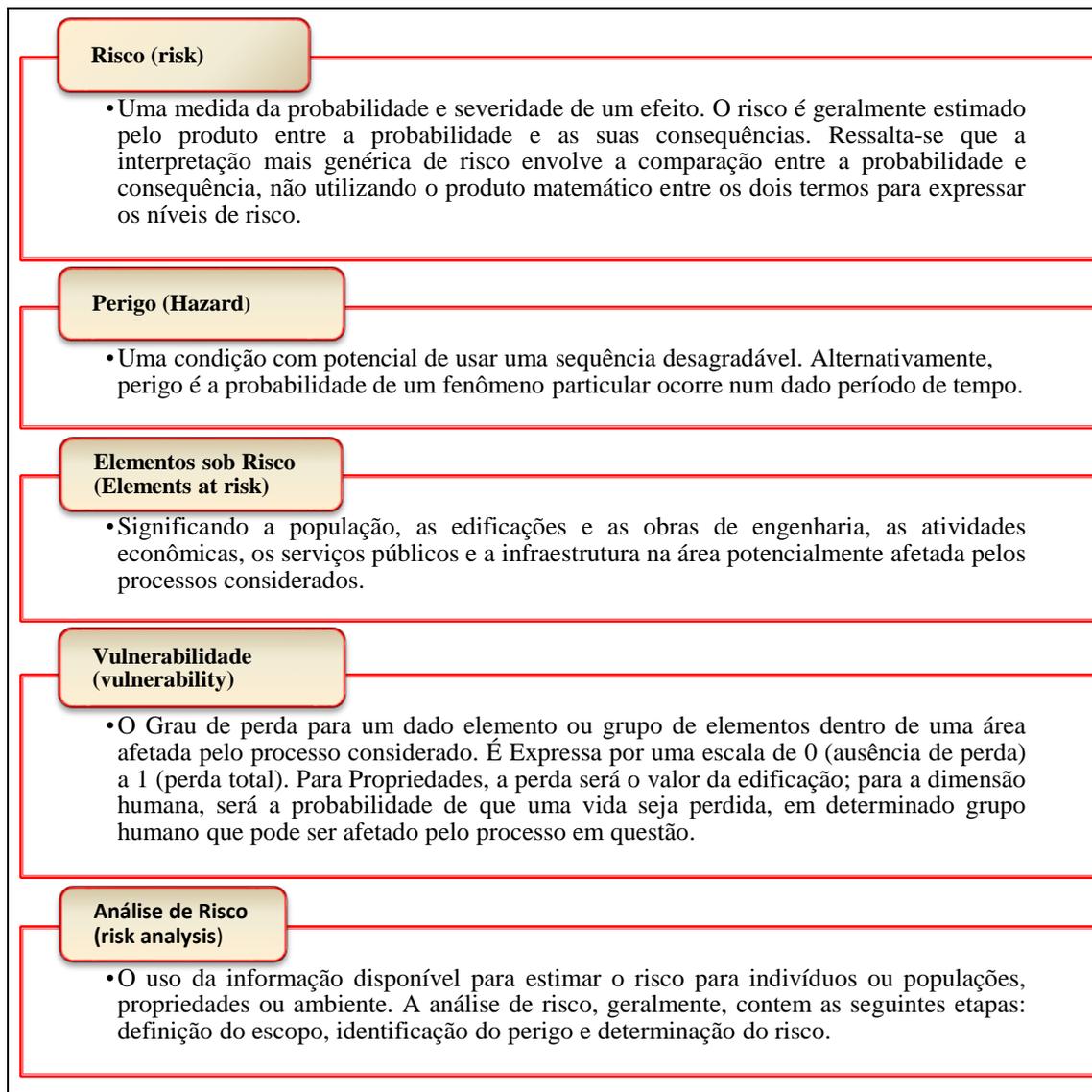


Figura 18. Principais conceitos utilizados na análise de riscos conforme Augusto Filho (2001) Castro Peixoto e Rio (2005).

Fonte: Alarcon Matos

#### 4.12.1. Avaliação e estimativa de Risco

Uma vez definido o conceito de riscos e suas nuances, faz-se necessário caracterizar o método de avaliação para estimativa de risco. O método mais empregado para avaliação de risco é a medida indireta, tomando como referência os resultados (ocorrências) de acidentes (CASTRO PEIXOTO e RIO, 2005).

Castro Peixoto e Rio (2005), Hewitt (1997) e Adam (1995) apontam que os programas de mitigação e prevenção de risco em relação à segurança pública e desastres naturais normalmente utilizam o “perfil” de risco baseado em histórico sobre o número de

ocorrência adversa, na probabilidade de dano a edificações e pessoas. Hewitt (1997), no entanto, distingue a visão de risco intrinsecamente quantitativa e técnica e outra cultural e social. No primeiro caso está diretamente ligado ao cálculo de probabilidade de ocorrência de eventos adverso com o objetivo de prever as frequências de mortes, prejuízo econômico, perdas materiais na escala de complexidade espacial. Contudo, nos casos em que envolve segurança pública e o ambiente, devem ser consideradas outras saídas que não seja unicamente técnica (CASTRO PEIXOTO e RIO, 2005; HEWITT, 1997).

Nas Geociências têm-se como aplicação direta a correlação de dois parâmetros: a frequência ou probabilidade de um determinado fenômeno ocorrer, e a magnitude das consequências sociais e econômicas (CASTRO PEIXOTO e RIO, 2005). Portanto é possível expressar o risco pela equação  $R=PC$ , onde  $P$  corresponde a probabilidade e ocorrência do processo em questão, e  $C$  é as consequências sociais e econômica associadas (CASTRO PEIXOTO e RIO, 2005).

Cerri & Amaral, (1998) Castro Peixoto e Rio (2005) determinam a equação para análise de risco  $R_t = E.R_s$ . Onde  $R_t$  é considerado como risco total (expectativa de perda de vidas humanas, pessoas afetada, danos a propriedades, interrupção de atividades)  $E$  corresponde aos elementos sob risco (sociedade, propriedades, atividades econômicas);  $R_s$  representa o risco específicos, ou seja, o produto do risco natural e da vulnerabilidade dos elementos sob risco exposto ao risco natural.

Para Westen *et al.* (2006) Hora e Gomes (2009) conceituam risco como número previsto de vidas perdidas, pessoas feridas e alteração nas atividades econômicas, devido a um determinado fenômeno ocorrido em uma área ou período. Sendo assim Westen (2006) informa que o risco pode ser expresso matematicamente pela seguinte equação.

$$Risco = \sum(H \sum(VA)) \quad (35)$$

Onde ( $H$ ) representa o perigo expresso em função da probabilidade da ocorrência dentro de um período de frequência; ( $V$ ) representa a vulnerabilidade física dos elementos expostos ao risco, sendo comum variar (0 a 1) para cada elemento; ( $A$ ) significa os danos causados aos elementos que estão em risco.

Considerando que os métodos quantitativos são insuficientes para avaliar os riscos, Deyle *et al.* (1998) aponta que há três níveis para avaliação do risco: identificação dos perigos; avaliação da vulnerabilidade e análise de risco. No primeiro estágio de análise, (identificação de perigo) corresponde ao processo de estimar a extensão geográfica do perigo, sua magnitude e intensidade e a probabilidade de ameaça aos interesses humanos. A intensidade se refere ao dano gerado pelos perigos natural avaliado; a probabilidade é calculada pelo intervalo de recorrência do evento (CASTRO PEIXOTO e RIO, 2005). Neste aspecto os mapas de perigo (*hazards maps*) correspondem à forma mais recorrente de identificação de perigo (DEYLE *et al.*, 1998).

O segundo nível de investigação, a avaliação de vulnerabilidade combina às informações obtidas na fase de identificação dos riscos com o inventário de propriedades, infraestrutura e pessoas exposta ao perigo, estimando danos e causas que resultarão das diferentes intensidades dos perigos avaliados (CASTRO PEIXOTO e RIO, 2005 DEYLE *et al.*, 1998).

Esta análise de risco pela perspectiva qualitativa apontam para avaliação em diferentes escalas de análise contribuindo para definição dos níveis de gestão das intervenções necessárias pelos diversos atores envolvidos na mitigação destes riscos (CASTRO PEIXOTO e RIO, 2005). Sendo assim as avaliações de risco devem incluir a compreensão quantitativa e qualitativa detalhada do risco, seus elementos físicos, socioeconômicos e ambientais e obviamente as suas consequências (HORA e GOMES, 2009).

#### **4.12.2. Risco Ambiental e Barragens**

Barragens trata-se de risco permanente para a população que vive a jusante, isso se levar em conta apenas a perda de vida humanas. Porém existe o risco material também associado. Levando em conta essas afirmações faz-se necessário classificar a barragens em função do seu risco associado.

No processo de inspeção das barragens é preciso avaliar não somente a altura dos reservatórios, mas fatores igualmente condicionantes do potencial de risco associado ao barramento e reservatório tais como (MENESCAL, *et al.* 2001; 2005 CBGB 1983): Idade; distancia da barragem ao principal centro urbano ou propriedade situada à jusante;

diferença de elevação entre a superfície do reservatório e o núcleo urbano à jusante; além disso, Almeida (1999) Gehring (1987) You *et. al.* (2012) completam sugerindo os seguintes critérios: sismicidade; Probabilidade de escorregamento de talude; probabilidade de cheias superiores ao previsto no projeto; tipo de gestão do reservatório (usos múltiplos entre outros); existências de condições extremas (clima, água etc.); critérios utilizados para dimensionamento estrutural; qualidade das fundações; confiabilidade dos órgãos de segurança; qualidade da manutenção no aproveitamento hidráulico; volume do reservatório; tipo da barragem; documentação existente referente ao projeto e à construção da barragem; existência de instrumentação e existência de erosões localizadas.

De acordo com o CDSA, (1995), a segurança de uma barragem hipotética pode ser enfatizada através de melhoria na segurança para correção de qualquer deficiência; operação segura continuada de manutenção e observação; preparação adequada para emergências. Cyganiewicz & Smart (2000) completa informando que à análise de risco tem vários benefícios como: Comunicação do risco; melhoria do entendimento de como se comporta a barragem; identificação das informações necessárias; desenvolvimento de alternativas das ações para eventual correção e alocações dos recursos, muitas vezes finitos como pessoal, equipamento, investimentos e tempo.

Os manuais de segurança de barragens apresentam requisitos para a classificação das barragens, quanto às consequências que a mesma pode trazer no vale a jusante em caso de ruptura. Os Estados Unidos, Portugal e Espanha adotam a classificação descrita a seguir, quanto aos níveis de risco (Tabela 03) (BRASIL, 2005).

Tabela 03 -Classificação de risco a jusante da barragem em caso de rompimento, adaptado de (Brasil 2005)

	<b>Estados Unidos – USBR (1988)</b>	<b>Portugal (1990)</b>	<b>Espanha (1996)</b>
<b>Risco Baixo (Classe C)</b>	Em caso de rompimento as perdas econômicas são mínimas, sem risco a vida humana.	Pequenos danos materiais e nenhuma perda de vida humana.	Danos moderados ao ambiente e a propriedade; podendo ocasionar a perda de poucas vidas humanas.

<b>Risco Significativo (Classe B)</b>	Perdas econômicas apreciáveis com menos de 6 vidas em risco.	Danos materiais moderado e poucas perdas humanas.	Danos importantes ao ambiente e a propriedade, podendo afetar a um numero reduzido de habitações.
<b>Risco Elevado (Classe A)</b>	Perdas econômicas Excessivas com mais de 6 (seis) vidas humanas em risco.	Severos danos matérias e um grande número de perdas de vidas humanas.	Severos danos à áreas urbanas ou serviços essenciais, ao meio ambiente e a propriedade.

No Brasil, a Comissão Regional de Segurança de Barragens núcleo de São Paulo publicou o Guia Básico de Segurança de Barragens iniciando o conceito da classificação de determinado empreendimento hidráulico quanto ao risco potencial. Foram considerados os seguintes aspectos: população a jusante; dano material; dano ao meio ambiente e dano a infraestrutura (CBDB, 1999). Este guia deve ser usado para barragens que se enquadram nos itens a seguir: Tenham altura igual ou superior a 15 metros, do ponto mais baixo da fundação à crista; tenham altura entre 10 e 15 metros, do ponto mais baixo da fundação à crista, em caso de preenchimento pelo menos uma das seguintes condições deve ser adequada, (A crista tenha, no mínimo, 500 metros de comprimento; a capacidade total de acumulação do reservatório seja igual ou maior que 1 Hm<sup>3</sup>); apresentar potencial de provocar danos em caso de ruptura ou acidentes.

No Manual de Segurança e Inspeção de Barragens (MI, 2002) é apresentando uma classificação em função da consequência dos danos causados em caso de ruptura de barragem nas áreas a jusante (Tabela 04).

Tabela 04 – Classificação da consequência de ruptura de barragens nas áreas a jusante de acordo com (MI, 2002).

<b>Consequência da Ruptura</b>	<b>Perda de vidas</b>	<b>Danos Econômicos, Sociais e ambientais.</b>
Muito Alta	Significativa	Excessivos
Alta	Alguma	Substanciais
Baixa	Nenhuma	Moderados
Muito Baixa	Nenhuma	Mínimos

O manual ainda propõe uma classificação alternativa baseado numa matriz de potencial de risco, que leva em consideração a segurança e estruturação da barragem, a importância estratégica e riscos para a população a jusante.

Menescal *et. al.* (2001) Menescal *et. al.* (2005) Estudando um conjunto de 35 barragens no Ceará, desenvolveu uma técnica que permite classificar barragens quanto ao seu grau de risco e vulnerabilidade ambiental. Para tanto os pesquisadores basearam-se na legislação brasileira e nas Normas Técnicas Brasileiras. Menescal *et. al.* (2001) propôs um conjunto de parâmetros e características técnicas para modelar o grau de periculosidade de uma barragem, este modelo pode ser descrito de acordo com a (tabela 05) a seguir:

Tabela 05. Grau de periculosidade segundo Menescal, *et. al.* (2001).

<b>Dimensão da Barragem</b>	<b>Volume Total do Reservatório</b>	<b>Tipo de Barragem</b>	<b>Tipo de Fundação</b>	<b>Vazão de Projeto</b>
Altura < 10m Comprimento < 200m (1)	Pequeno < 20 hm <sup>3</sup> (3)	Concreto (4)	Rocha (1)	Decamlenar (1)
Altura 10 a 20m Comprimento < 200m (3)	Médio até 200 hm <sup>3</sup> (5)	Alvenaria de pedra/Concreto rolado (6)	Rocha alterada/Saprolito (4)	Milenar (2)
Altura 20 a 50m Comprimento 200m a 3000m (6)	Regular 200 a 800 km <sup>3</sup> (7)	Terra/Enrocamento (8)	Solo Residual / Aluvião até 4m (5)	500 anos (4)
Altura > 50m Comprimento > 500m (10)	Muito grande > 800 hm <sup>3</sup> (10)	Terra (10)	Aluvião arenoso Expresso / Solo orgânico (10)	Inferior a 500 anos ou Desconhecido (10)

Para a obtenção da periculosidade (P) em determinada barragem basta somar cada parâmetro, de acordo com a equação:

$$P = \sum_1^5 p_i \quad (36)$$

Sendo  $P > 30$  tem-se a periculosidade elevada, se  $20 < P < 30$  a periculosidade é considerada significativa;  $10 < P < 20$  tem-se a periculosidade de baixa à moderada.

Menescal, (2001) aponta um conjunto de aspectos relacionados com o estado atual da barragem, com a sua história e operacionalização, facilidade de manutenção e sua estrutura hidráulica, permitindo avaliar o grau de vulnerabilidade (V) (Tabela 06).

Tabela 06 – Grau de vulnerabilidade (V) segundo Menescal, *et. al.* (2001).

<b>Tempo de operação</b>	<b>Existência de Projeto (As Built)</b>	<b>Confiabilidade das estruturas Vertedoras</b>	<b>Tomada de Água</b>	<b>Percolação</b>	<b>Deformações/afundamentos Assentamentos</b>	<b>Deterioração dos Taludes/parâmetros</b>
>30 anos (0)	Existem projetos “as built” e avaliação do desempenho (1)	Muito Satisfatória (2)	Satisfatória a controle montante (1)	Totalmente Controlada pelo sistema de drenagem (1)	Inexistente (0)	Inexistente (1)
10 a 30 anos (1)	Projeto “as built” (3)	Satisfatória (3)	Controle a Jusante (2)	Sinais de umedecimento nas áreas de jusante, talude ou ombreiras.	Pequenos abatimentos da crista (2)	Falhas no rip-rap e na proteção de jusante (3)
5 a 10 anos (2)	Só projeto Básico (5)	Suficiente (6)	Aceitável (3)	Zonas úmidas em talude de jusante, ombreiras, áreas alagada a jusante devido ao fluxo. (6)	Ondulações pronunciadas, fissuras. (6)	Falha nas proteções; drenagens insuficientes e sulcos nos taludes. (7)
<5 anos. (3)	Não existe projeto. (7)	Não Satisfatório (10)	Deficiente (5)	Surgência de Água em taludes, ombreiras e áreas de jusante. (10)	Depressão na crista – afundamento nos taludes, ou na fundação/trincas. (10).	Depressão no rip-rap Escorregamentos; sulcos profundos de erosão, vegetação. (10)

Para obter o grau de vulnerabilidade (V) basta realizar o somatório dos parâmetros encontrado na barragem de acordo com a equação:

$$V = \sum_1^5 vi \quad (37)$$

Sendo  $V > 35$  a vulnerabilidade é considerada Elevada; se  $20 > V < 35$  a vulnerabilidade pode ser considerada variante de moderada a elevada; se  $5 < V < 20$  a vulnerabilidade é classificada como moderada e se  $V < 5$  vulnerabilidade é muito baixa.

O terceiro conjunto estratégico, apontado por Menescal *et. al.* (2001) para avaliação do potencial de risco de rompimento de barragens, reúne parâmetros que, pela sua magnitude, confere valor estratégico associável. Estes aspectos são: volume do reservatório, população situada à jusante sujeita ao risco para eventual ruptura e custo atualizado da barragem. A pontuação para os aspectos de importância estratégica, denominado por Menescal, *et. al.* (2001) por (I) é obtido pela média aritmética da pontuação dos três parâmetros envolvidos: Volume Útil (A), População a Jusante (B) e Custo da Barragem (C), conforme a (tabela 07) a seguir.

Tabela 07 – Apresenta os valores referentes à importância estratégica (I), Segundo Menescal *et. al.* (2001) de uma barragem hipotética.

Volume Útil (hm <sup>3</sup> ) (A)	População a Jusante (B)	Custo da Barragem ©
Grande > 800 (2)	Grande (2,5)	Elevado (1,5)
Médio 200 a 800 (1,5)	Média (2,0)	Médio (1,2)
Baixo < 200 (1,0)	Pequena (1,0)	Pequeno (1,0)

Sendo:

$$I = \frac{A+B+C}{3} \quad (38)$$

Em que A é o Volume Útil; B corresponde à existência da população a jusante e C o Custo da Barragem. Aplicando os valores dos três aspectos (P, V, I) na equação **BR**, obtém-se Potencial de Risco (PR) para cada barragem em estudo.

$$PR = \frac{(P+B)}{2} I \quad (39)$$

De posse dessas informações, é possível inferir que o Potencial de Risco é obtido de forma qualitativa, apesar da sua representação numérica, pois não foi calculado utilizando

procedimentos estatísticos. A classificação das barragens de acordo com as classes de potencial de risco (Tabela 08) permite definir a frequência de inspeções para quaisquer barragens antecipando ações, possibilitando evitar falhas e rupturas (MENESCAL, *et. al.* 2001).

Tabela 08 – Classes de potencial de Risco, Segundo Menescal *et. al.* (2001).

<b>Classe</b>	<b>Potencial de Risco - PR</b>
A	> 65 – alto
B	40 a 65 – médio
C	25 a 40 – normal
D	15 a 25 – baixo
E	< 15 – muito baixo

Menescal *et. al.* (2001) Sempre que  $PR > 50$  e/ou  $I \geq 1,5$  a barragem deve dispor de sistema de alerta, facilitando o plano de emergência.

Esse sistema de classificação é pioneiro, por tratar qualitativamente e classificar a barragem quanto ao seu grau de risco. Contudo as outras metodologias existentes são incompletas, pois classifica o grau de risco apenas em função do volume de reservatório, ou a altura da barragem e a existência ou não de população a jusante, ou seja, sem critérios mais aprofundados.

## 5. Materiais e Métodos

### 5.1. Materiais

Assim como a maioria das pesquisas, este trabalho necessita de um conjunto de procedimentos técnicos para se deduzir os resultados e assim confirmar ou refutar determinada hipótese. No entanto, os procedimentos técnicos utilizarão variados elementos materiais que variam desde papéis comuns de escritório até robustos softwares específicos de modelo hidrológico. Estes materiais são citados a seguir:

- Carta da curva de nível da Barragem de São José do Jacuípe em escala 1:5000;
- Mapa Digital 1: 100 000 da base cartográfica do IBGE – SEI BA;
- Imagens Landsat, Sensores TM e ETM<sup>+</sup>;
- Imagens SRTM, com MDE de resolução 30m;
- *Scanner* com resolução de 720 DPI;
- Computador com processador *Core 7* 8GB de Memória ram e 1 TB de disco rígido,
- *Software* SPRING 5.2;
- *Software* Editor de imagem;
- *Software* Hec-Ras.

Cada um destes materiais se encaixa nas variadas etapas do procedimento técnico, sendo necessário a aplicação dos mesmo em ordem correta para a construção do Banco de Dados Geográficos BDG.

### 5.2. Métodos

Esse trabalho utilizará o método científico hipotético-dedutivo, que pode ser caracterizado como método que se inicia da percepção de uma lacuna nos conhecimentos pré-existentes, onde posteriormente serão formuladas hipóteses e, pelo processo de inferência dedutiva, testa a predição de ocorrência dos fenômenos abrangidos pela hipótese (LOPES, 2006, PRODANOV & FREITAS, 2013 BONAT, 2009, LAKATO, MARCONI, 2004). Este método foi criado por Karl Popper (1902-1994), físico,

matemático e filósofo da ciência britânica, buscou criticar a verificabilidade propondo como possibilidade única para o saber científico o critério da não refutabilidade ou da falseabilidade.

O método hipotético-dedutivo se inicia diante de um problema ou lacuna no conhecimento científico, passando pela formulação de hipóteses e pelo processo de inferências dedutivas, o qual testa a predição da ocorrência dos fenômenos abrangidos pela hipótese (PRODANOV & FREITAS, 2013). Sendo assim é possível inferir que o método hipotético dedutivo é responsável por identificar os problemas existentes entre as expectativas e as possíveis teorias onde serão testadas para encontrar e testar as soluções mais justas e plausíveis da realidade.

As pesquisas desenvolvidas na ciência, com abordagem hipotético-dedutivo, têm início com a formulação de um problema descrito claro e precisamente, com o intuito de obter um modelo simplificado e identificação de outros conhecimentos e instrumentos, relevantes ao problema, que auxiliarão o cientista em seu trabalho (PRODANOV & FREITAS, 2013). Após esta etapa preparatória, o pesquisador passa para a observação, também chamada de teste do modelo simplificado, iniciam-se estes testes até se obter uma nova teoria. A fase posterior é a formulação de hipóteses, ou descrição-tentativa, consistentes com o que foi observado. Essas hipóteses são utilizadas com objetivo de produzir prognósticos, os quais serão comprovados ou não pelos testes, experimentos ou observações detalhada. Essas hipóteses podem sofrer alteração em função dos testes realizados iniciando um novo ciclo esgotando-se todas as possibilidades até não restar discordância entre a teoria (ou modelo) e os experimentos e/ou observações estas etapas podem ser observada na (figura 19) a seguir (PRODANOV & FREITAS, 2013).

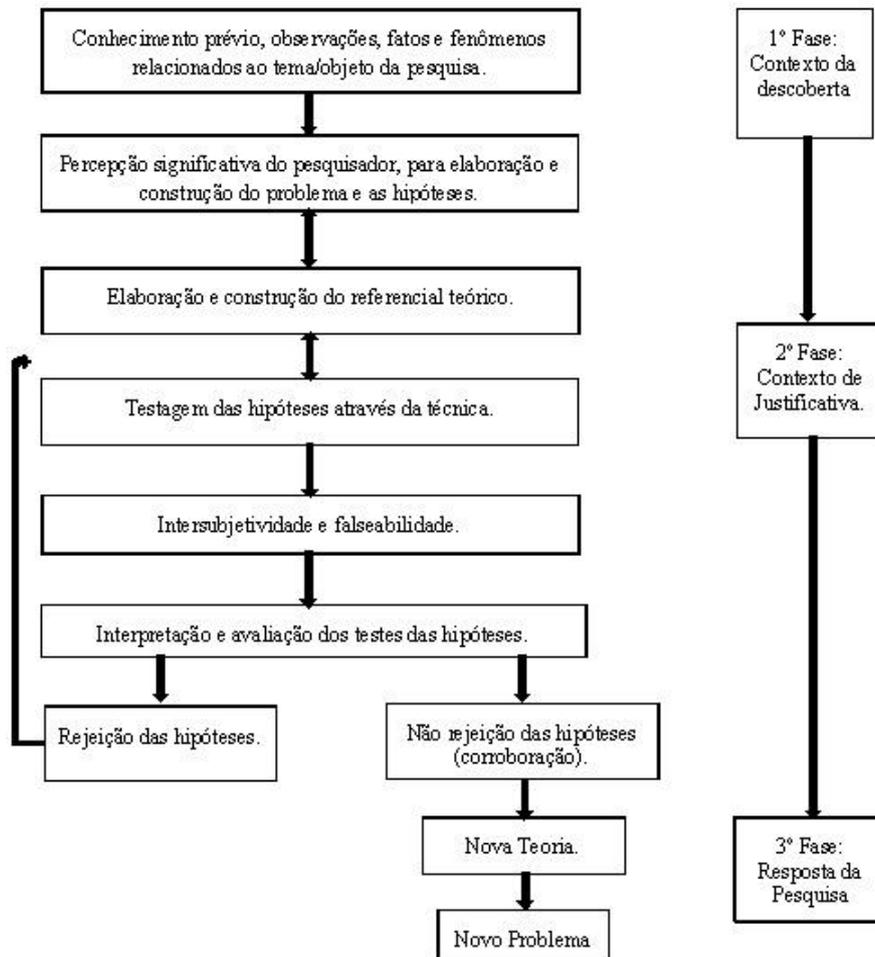


Figura 19. Fluxograma do método científico modificado a partir de Lakatos e Marconi (2007).

Logo podemos concluir que o método científico hipotético-dedutivo consiste em identificar o problema detectado através dos conflitos existentes entre as perspectivas e as teorias. A tentativa de solucionar-la é necessária oferecer uma proposta sugerida, denominado de conjeturas, ou seja, novas teorias, porém as conjeturas somente terão valor se forem testadas para constatar sua falsidade ou veracidade através da conexão descende.

## 6. Procedimentos Técnicos

A construção de modelo para inundação por rompimento de barragem necessita de diversos procedimentos técnicos que deve se subdividir em várias etapas. Ressalta-se que é impossível atingir uma etapa posterior sem passar por uma anterior, logo a conclusão do modelo, ou seja, o resultado final é o próprio trabalho em si. Portanto, gerar o modelo de rompimento de barragem de São José do Jacuípe, passa por diversas etapas de construção, o seu resultado final é o próprio trabalho em si.

Com base no exposto anteriormente é possível dividir esta pesquisa em três etapas fundamentais: Pré-processamento, processamento e pós-processamento (Figura 20). A primeira etapa é a mais trabalhosa e fundamental para se evitar o erro sistemático, a segunda etapa praticamente se confunde com a terceira etapa, pois a mesma ocorre quase que simultaneamente.

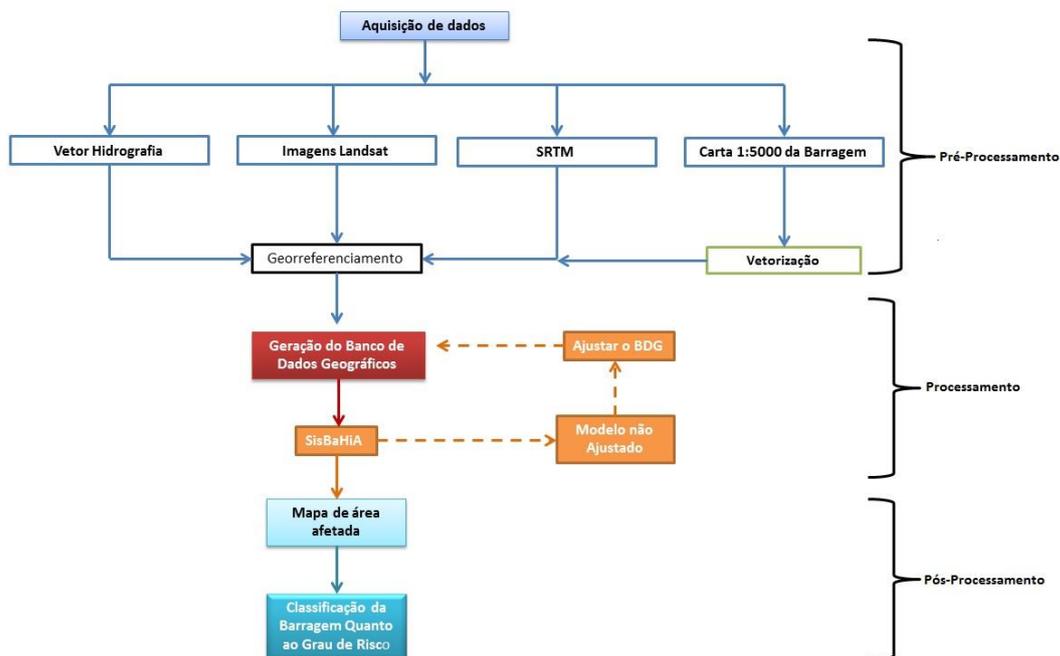


Figura 20. Apresenta o fluxograma das diversas etapas o qual este trabalho será submetido para a geração do modelo de inundação em caso de rompimento da barragem de São José do Jacuípe. É possível perceber sua divisão em três etapas que por sua vez se subdivide em diversas outras etapas.

Fonte: Alarcon Matos

A primeira etapa, aqui denominada de Pré-processamento corresponde à etapa fundamental onde qualquer erro implicará no *Erro Sistemático* invalidando todo o

modelo. Sendo assim esta etapa é a mais demorada que necessitando maior atenção, para facilitar o entendimento, é possível dividi-la em duas etapas que são: Aquisição dos dados e processamentos dos mesmos.

Nem sempre é possível encontrar os dados já processado, o que facilitaria o andamento da pesquisa. É preciso adquirir os dados que vêm em variados formatos como: Analógicos e digitais, quando na forma digital o mesmo vem com formato de extensão de arquivo diferente, às vezes *.shape, jpg, .dxf .tif* etc. Quando na mesma extensão de arquivo os dados podem vir em formato *raster* e vetor quando o Banco de Dados Geográficos – BDG necessita de vetor. Ou quando vem no mesmo formato, como vetor/vetor o mesmo não se encontra no mesmo sistema geográfico de referência.

Estes são alguns problemas encontrados nessa pesquisa, para superar todos estes contratempos a aquisição dos dados e processamento dos mesmos foi realizada da seguinte forma.

*Carta da Barragem de São José do Jacuípe*: esta carta foi adquirida junto a CERB – Companhia de Engenharia Ambiental e Recursos Hídricos da Bahia tratam-se da carta das curvas de níveis da região do reservatório em escala 1: 5000 com curvas de nível de 5m (Figura 21). A carta disponibilizada em analógico em formato do papel A0 o que obrigou tratamento especial de digitalização. A digitalização foi realizada através de empresa terceirizada, pois era necessário um scanner que comportasse formato de papel A0 além da alta qualidade na resolução do scanner, a imagem foi *escaneada* com resolução 720 dpi, após este processo a imagem foi salva em formato *.tif* a escolha deste formato é devido a sua compatibilidade com diversos softwares de geoprocessamento em especial o SPRING 4.3 onde está sendo montado todo o banco de dados geográficos. A importação desta imagem para o *software* obedeceu alguns critérios cartográficos: foi criado um projeto dentro do SPRING 4.3 adotando o sistema de coordenada WGS 84 com fuso de referência 24 no retângulo envolvente de (359000 000000E e 391000 000000E 8716000 000000S e 8737000 000000S) ressalta-se que foi adicionada ao SPRING 4.3 como modelo de dados imagem. No entanto, a imagem na forma digital de *raster* não interessa ao andamento da pesquisa sendo necessário a sua vetorização que consiste em transformar cada curva de nível da imagem em polígono do vetor modificando também o modelo de dados de Imagem para Modelo Numérico de Terreno – MNT.

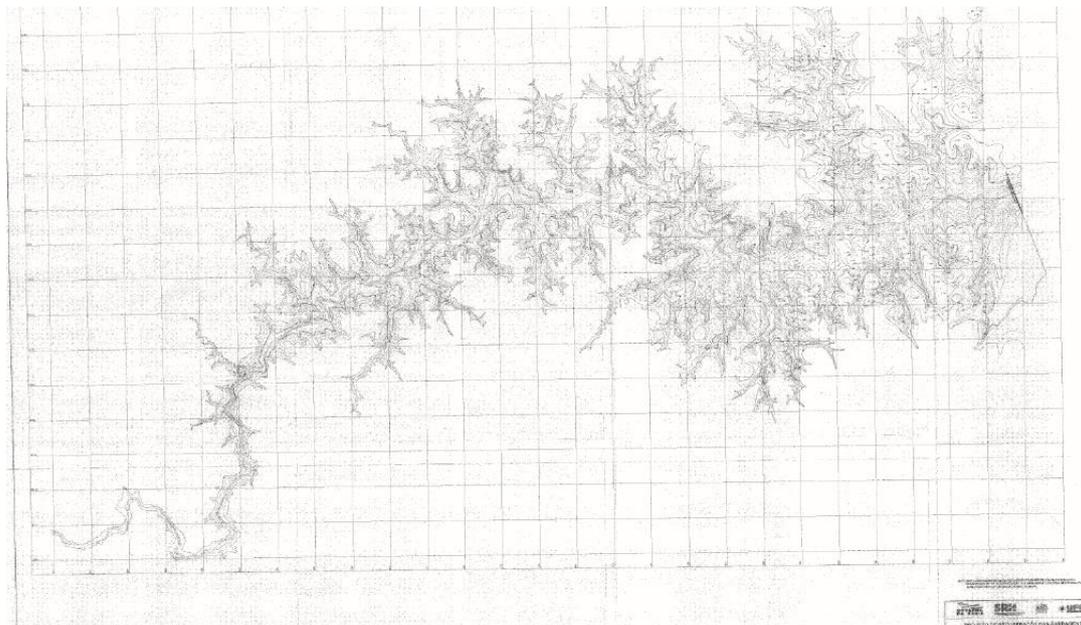


Figura 21. Apresenta a carta do reservatório da barragem de São José do Jacuípe com curvas de níveis de 5 m. Nesta imagem encontra-se muito desfocada, pois para apresentá-la foi necessário transformá-la em *JPG*, formato diferente ao utilizado no SPRING 4.3 neste formato aqui apresentado, há uma grande perda de informação, porém esta figura é apenas para fins ilustrativos.

Fonte: CERB

A vetorização (Figura 22) está sendo realizada no do SPRING, trata-se de uma etapa extremamente trabalhosa, pois a vetorização é manual uma vez que não existe nenhum algoritmo que realize esse tipo de vetorização sem que haja perda de dados.

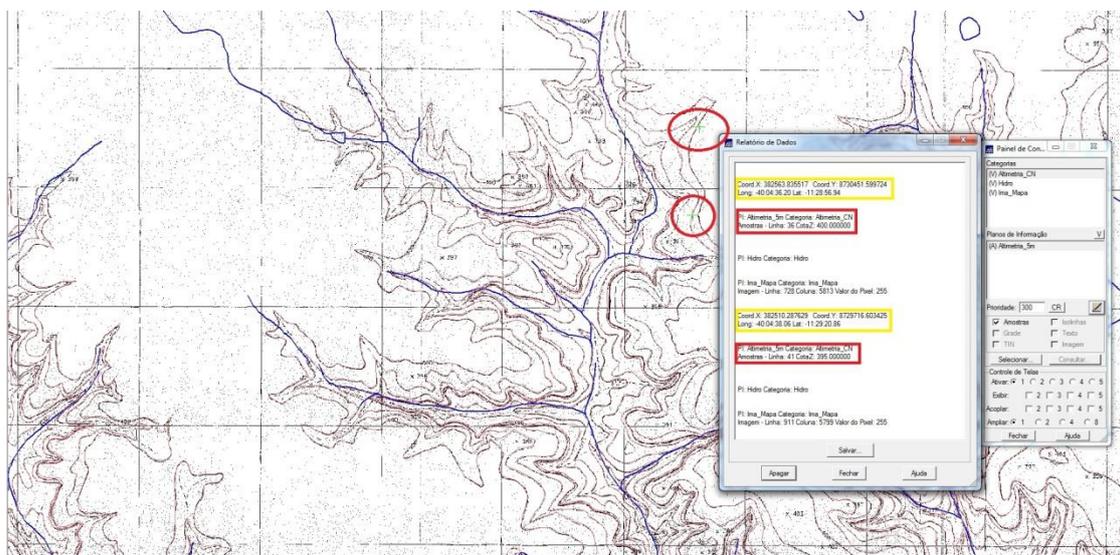


Figura 22. Apresenta uma das sub-bacias contribuinte da barragem de São José do Jacuípe que está sendo vetorizado, em destaque vermelho tem-se a amostra do valor altimétricos da curva de nível. Em destaque em amarelo têm-se as coordenadas geográficas em Lat./Log.

Fonte: Alarcon Matos

A drenagem foi obtida do SIG – Bahia que é um banco de dados geográficos de toda Bahia em escala de 1:100 000 contendo várias informações relevantes como: topografia, hidrografia, limites municipais, sedes municipais, estradas, solos, geologia, geomorfologia e demografia, ressalta-se que em algumas regiões não se dispõem de todos os dados. Foram (**Figura 23**) utilizadas as seguintes cartas topográficas: carta de Santa Luz, Mundo Novo, Caldeirão Grande e Gavião, isso porque a área de interesse, a barragem de São José do Jacuípe, está situada no limite destas quatro cartas, sendo impossível a extração da drenagem sem a junção em mosaico da mesma.

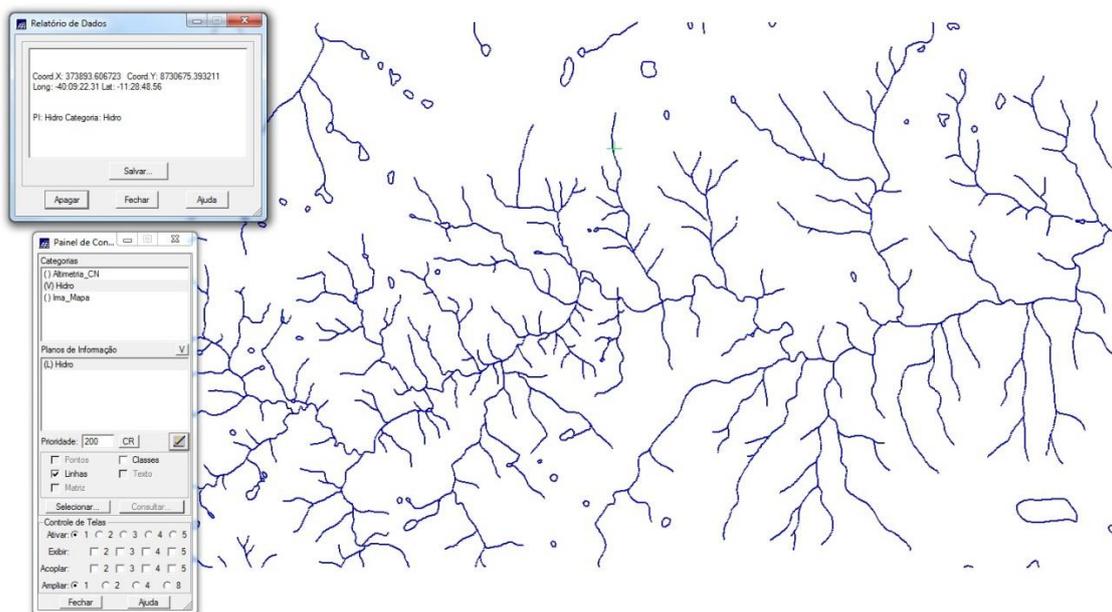


Figura 23. Apresenta a hidrografia na região da barragem de São José do Jacuípe. É possível identificar dois tipos de drenagem, segundo a classificação de Christofolletti, drenagem dendrítica nas áreas mais afastada do barramento e paralela na região próxima ao barramento. Fonte: Alarcon Matos

No entanto o vetor disponibilizado se encontra no sistema de coordenadas SAD 69 em Lat./Long. e extensão de arquivo .st comum a vetores utilizados pelo software ArcView, foi necessário convertê-lo em arquivo *shape* para importá-lo ao SPRING 4.3. Além disso, o vetor se encontra adimensional quanto a sua altitude sendo necessário integrá-lo ao MDE para gerar altitude da drenagem.

Outro dado de entrada utilizado neste trabalho foi às imagens *SRTM – Shuttle Radar Topography* trata-se de um projeto internacional liderado pela Agência Nacional de Inteligência Geoespacial e pela NASA, dos Estados Unidos. Foi executada pelo ônibus espacial *Edeavour* durante 11 dias de fevereiro do ano 2000, teve como objetivo obter a

mais completa base de dados topográficos no formato digital de alta resolução da Terra. A missão utilizou o instrumento de imageamento por radar o *imaging Radar –C/X-Band Synthetic Aperture Radar (SIR-C/X-SAR)*, seu arranjo permitiu coletar os dados tridimensionalmente da superfície terrestre através da interferometria. Para isso, o ônibus espacial foi munido de um mastro com 60m, onde foram instaladas, na extremidade, as antenas para banda C e X. A cobertura feita pela missão foi de aproximadamente 80% da área terrestre do planeta, entre latitude 60°N e 56°S. A imagem utilizada neste trabalho foi obtida com 90m de resolução (figura 24) em formato *.tif*. Ressalta-se que a imagem utilizada já se encontrava no sistema de coordenadas UTM com o *datum* WGS84 sendo sua localização no retângulo envolvente 173399 9999E e 503641 8701E e 8617570 0001S 8826400 0001S.

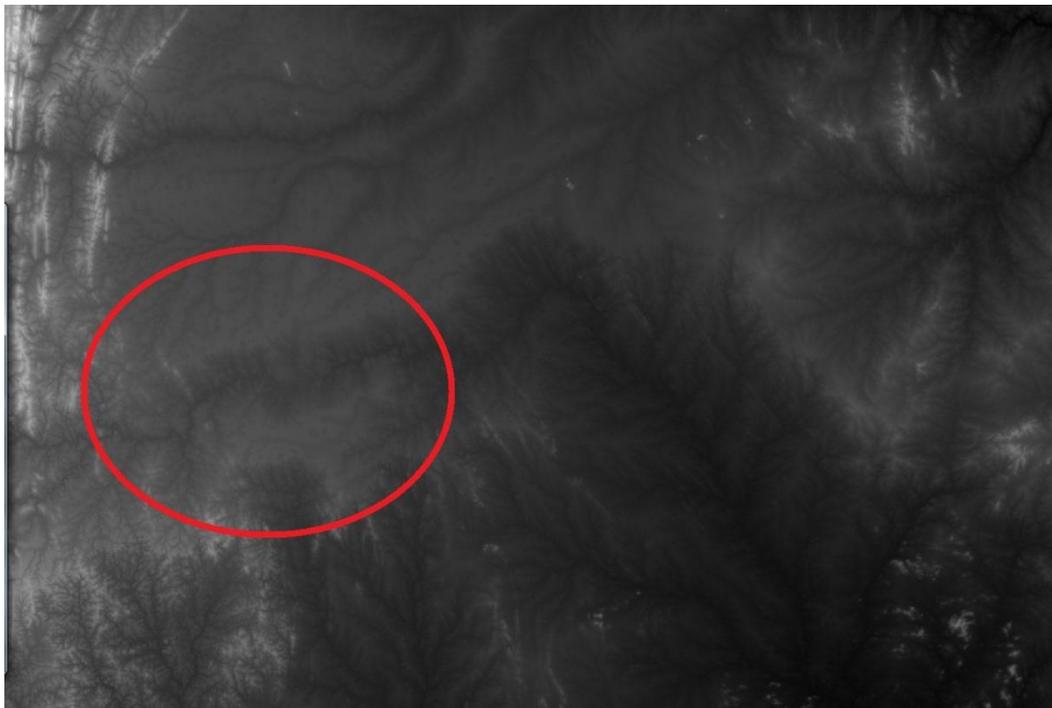


Figura 24. Apresenta a cena da imagem SRTM onde se encontra a barragem de São José do Jacuípe no destaque na elipse vermelha. A posição desta imagem no sistema de coordenadas UTM é SC-24-Y. Logo se percebe que é muito grande em relação ao tamanho da barragem.  
Fonte: Alarcon Matos

Foi preciso recortar a imagem, pois a área de interesse é apenas a região da Barragem de São José do Jacuípe (Figura 25), aplicou-se, no mesmo sistema de coordenadas, o seguinte retângulo envolvente 359000 000000E e 391000 000000E 8716000 000000S e 8737000 000000S, este retângulo corresponde a mesma região geográfica adotada nas imagens *escnneada* da planta da barragem. Este recorte faz-se necessário, pois uma cena

muito grande existe muitas informações que não serão utilizadas no processo de modelagem a inclusão da mesma implicaria em maior tempo, desnecessário, de processamento dos dados, pois sobrecarregaria o processador.

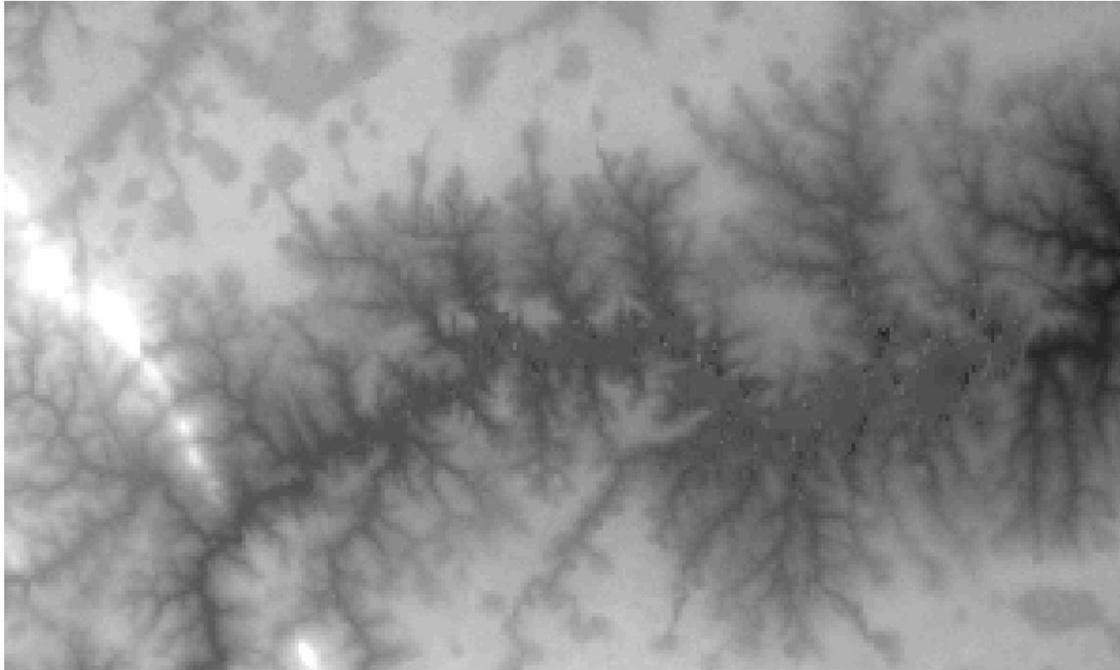


Figura 25. Apresenta a região da barragem de São José do Jacuípe, nesta figura foi aplicado um contraste por *stress* da imagem, isso com o objetivo de melhorar a sua visualização. Observa-se que a região mais escura possui menor altitude sendo que essa depressão no terreno é melhor observada a jusante da barragem.

Fonte: Alarcon Matos

As imagens SRTM tratam-se de uma grade numérica onde os valores corresponde a altitude, portanto trata-se de imagens altimétrica isso possibilita a sua visualização em 3D (figura 26).

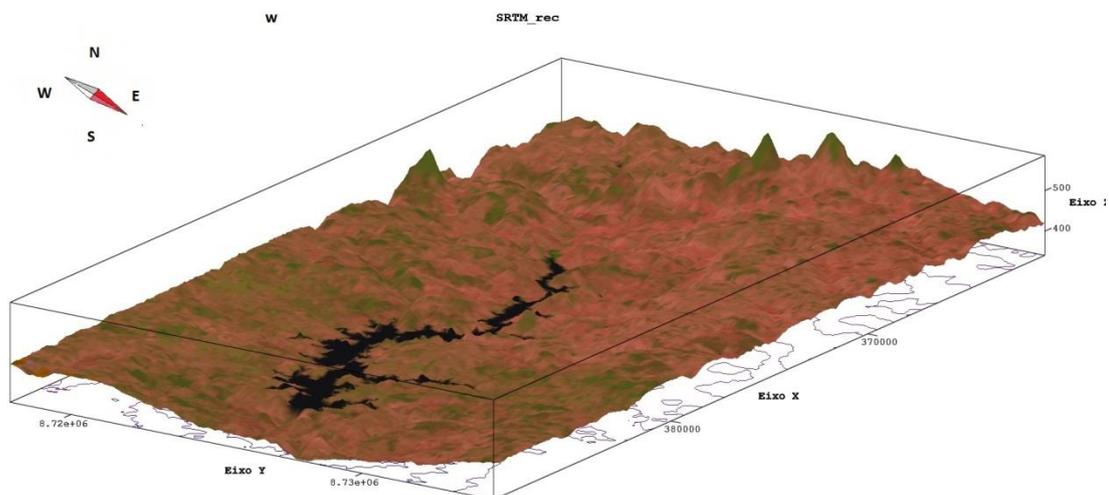


Figura 26. Modelo digital de Elevação em 3D com exagero vertical de .3 da barragem de São José do Jacuípe. Na base do modelo é possível visualizar as isolinhas que corresponde curvas de níveis. A textura do modelo foi utilizado a imagem Landsat 8 composição colorida 654 – RGB sintética.

Fonte: Alarcon Matos

A imagem altimétrica possibilita traçar o perfil topográfico do rio, tanto longitudinal como transversal. Na (figura 27) observa-se que o relevo onde está situada a barragem não existe grande diferença altimétrica, característica marcante do Pediplano Sertanejo onde a sua geomorfologia é caracterizada por ser bastante aplainada. Para rompimento de barragem onde a onda de efluente tende a seguir o canal principal do rio, para relevo com essa característica tende a extravasar para além da planície de inundação com maior facilidade que vales mais encaixado.



Figura 27. Apresenta o perfil topográfico tanto longitudinal (perfil 01) como transversal demais perfil. Observa-se que a maior altitude encontrada é de aproximadamente 480m. Na distancia de 29000m observa-se uma redução acentuada da altitude, nessa área é onde se localiza o barramento.

Fonte: Alarcon Matos

As imagens Landsat constitui uma poderosa ferramenta na produção de informações espaciais, seja na produção de mapa de uso e cobertura do solo seja na geração de modelos ambientais. De posse dessas informações, este trabalho, que busca mapear áreas suscetíveis à inundação por rompimento de barragem se utilizará destas imagens. A imagem Landsat que integra o Banco de Dados Geográficos é do satélite Landsat 8 em formato *geotif*. Foram utilizadas as bandas 02, 03, 04, 05, 06, 07, 08 não integraram as bandas 01 e 09, a primeira banda destina-se a análise de aerossóis suspensos na atmosfera e a banda 09 destina-se a análise do acúmulo de água nas nuvens (Tabela 09). Com exceção da oitava banda que tem resolução espacial de 15m as outras bandas possuem resolução de 30m.

Tabela 08 – Apresenta as características técnicas das imagens Landsat 08

Banda Espectral	Comprimento de Onda	Resolução
Banda 01 – Costa/aerossol	0.433 - 0.453 $\mu\text{m}$	30m
Banda 02 – Azul	0.450 - 0.515 $\mu\text{m}$	30m
Banda 03 – Verde	0.525 - 0.600 $\mu\text{m}$	30m
Banda 04 – Vermelho	0.630 - 0.680 $\mu\text{m}$	30m
Banda 05 – Infravermelho próximo	0.845 - 0.885 $\mu\text{m}$	30m
Banda 06 – Infravermelho	1.560 - 1.660 $\mu\text{m}$	30m
Banda 07 – Infravermelho Longo	2.100 - 2.300 $\mu\text{m}$	30m
Banda 08 – Pancromática	0.500 - 0.680 $\mu\text{m}$	15m
Banda 09 – Cirrus	1.360 - 1.390 $\mu\text{m}$	30m

A cena da imagem Landsat é de aproximadamente de 185 x 185 km gerando 15725m<sup>2</sup>, ou seja, uma área muito grande, sendo que a região estudada é muito menor que a cena original (figura 28). Nesta imagem encontra-se nas seguintes coordenadas: Latitude Sul 10.51802 e 12.61856 Longitude 40.28214E e 40.29174E, a projeção em que as imagens foram adquiridas é WGS84, a data do imageamento foi 15/09/2014 as 12h.

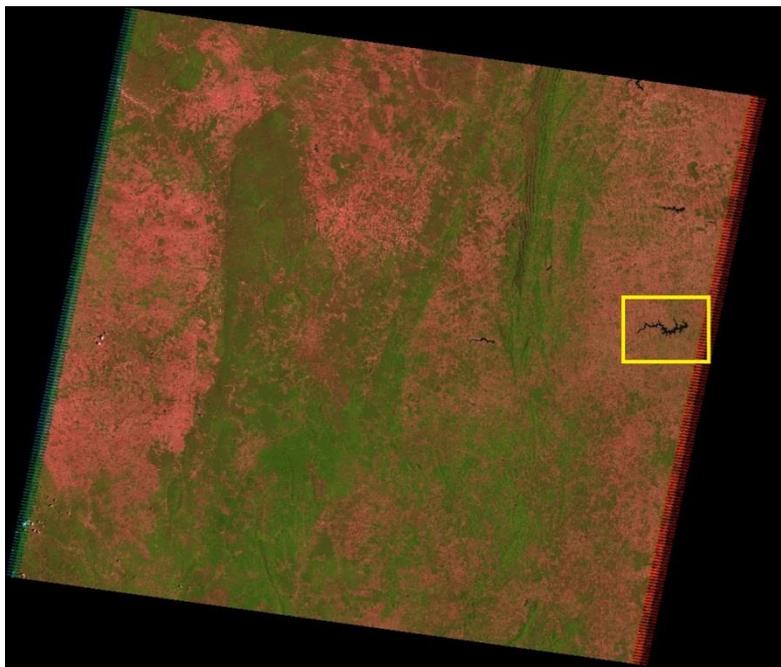


Figura 28. Cena da imagem Landsat 08 na composição colorida sintética RGB – 654. No destaque em amarelo tem-se a região da barragem de São José do Jacuípe, a diferença entre a área estudada e a cena original é muito grande sendo indispensável o seu recorte.  
Fonte: Alarcon Matos

Para reduzir o tamanho da imagem foi preciso recorta-la, utilizou-se o seguinte retângulo envolvente: 359000 000000E e 391000 000000E 8716000 000000S e 8737000 000000S no mesmo sistema de coordenadas UTM – WGS84 (Figura 29).



Figura 29. Apresenta à área da Barragem São José do Jacuípe, na imagem Landsat 08 composição colorida RGB – 654. Vale ressaltar que a imagem é apenas ilustrativa composição colorida da imagem foi transformada em *JPG* para fins meramente ilustrativos.

Com isso foi possível adequar a cena da imagem Landsat 08 aos demais dados utilizados no BDG, além disso, reduziu-se drasticamente o tempo do processamento dos dados na geração do modelo além de aumentar consideravelmente a precisão do processamento.

### **6.1.Dados de Entrada para o HEC-RAS.**

Para a construção de modelo de inundação, gerado pelo rompimento de barragem, utilizando o HEC-HAS e HEC-GeoRAS é necessário uma série de procedimentos técnicos que pode ser dividido em Pré-Processamento e Processamento. No primeiro momento é necessário a geração das curvas de níveis com isolinhas de espaçamento satisfatórias (curvas com regularidade de 10m), geração do modelo digital de terreno com o TIN – *Triangulated Irregular Network*. Após a geração destes dados de entradas foi produzido a geometria do canal fluvial do Rio Jacuípe, essa geometria (Modelo Digital de Elevação – MDE) será utilizada como base cartográfica para a geração do modelo de inundação.

### 6.1.1. Criação das curvas de níveis.

Entende-se por curvas de níveis (*isoípsas*) linhas que ligam pontos na superfície terrestre com o mesmo valor de cota, ou seja, altitude referente a determinado sistema de projeção horizontal e vertical. As curvas de níveis possuem a característica principal de conter isolinhas, ou seja, linhas de iguais valor (CASACA, MATOS DIAS, 2011). Em sentido mais amplo curvas de níveis ou isolinhas, podem ser compreendidos como curvas fechadas formada a partir da interseção de vários planos horizontais com superfície do terreno. Cada uma dessas linha, pertencendo ao mesmo plano horizontal tem, evidentemente, todos os seus pontos situados na mesma cota altimétrica, ou seja, todos os pontos no mesmo nível.

A geração das curvas de níveis foi através das imagens de SRTM de 30 metros de resolução. A imagem importada foi do tipo *.tif* com o sistema de projeção UTM WGS-84 fuso 24 sul (Figura 30). A utilização do SRTM como fonte de dados topográficos para gerar curvas de nível ainda é tímida isso pois, as primeiras imagens disponibilizadas pela NASA possuíam resolução espacial de 90 metros, sendo preciso reamostrá-la dividido em 3 arc. segundos. Contudo, alguns trabalhos avaliativos que comparavam as referências de nível com as curvas de níveis geradas pelas imagens de SRTM demonstraram que as mesmas tinham boa qualidade (precisão vertical e horizontal) errando em poucos metros, ressalta-se que estes trabalhos avaliaram as isolinhas geradas pela imagem com 90 metros de resolução espacial. Portanto uma fonte de dados confiáveis e bastante útil em áreas cuja a disponibilidade cartográfica é insatisfatória (BARROS *et.al.*, 2005; BARROS, 2006 LEMOS, SOUZA & ROCHA, 2004) como ocorre na região da Barragem de São José do Jacuípe.

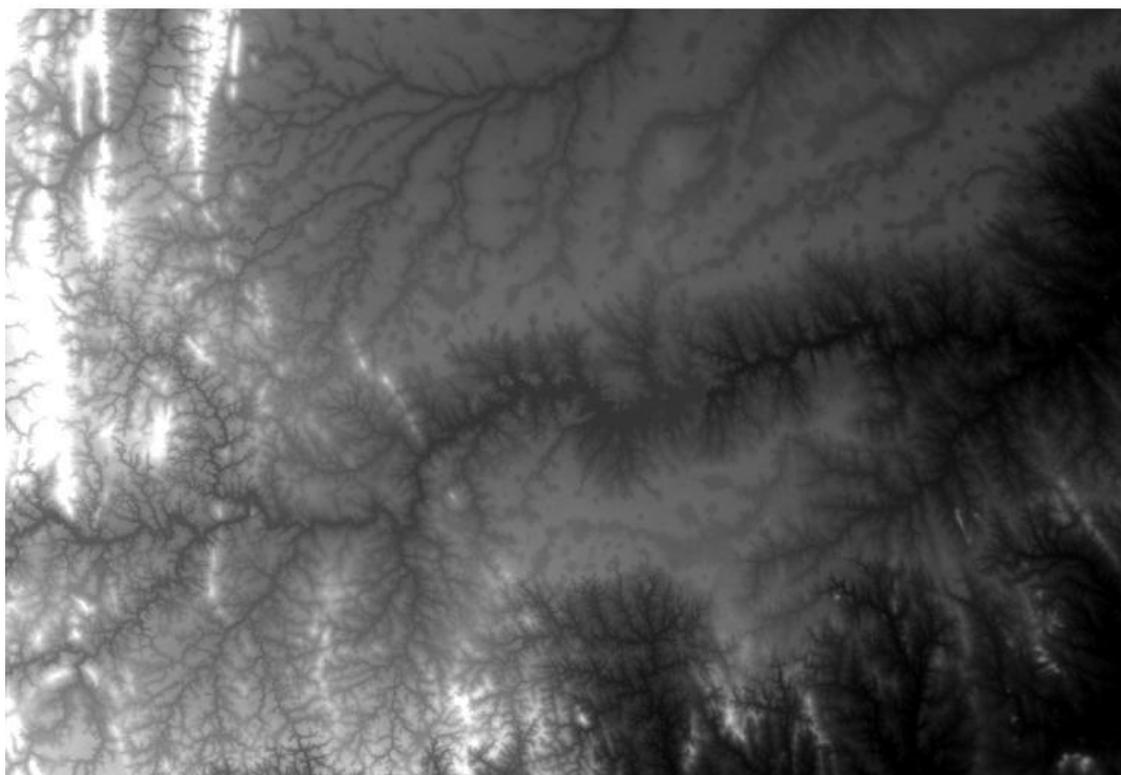


Figura 30. Imagem SRTM do tipo *tif* área da barragem de São José do Jacuípe  
Fonte: Alarcon Matos.

As curvas (Figura 31) de níveis geradas através do SRTM são isolinhas de 10m sendo que a menor cota foi de 310 metros e a maior cota foi de 590, com uma amplitude do relevo de 280 metros, ressalta-se que a características do relevo desta região é de ser pouco movimentado. O software utilizado na confecção das curvas de níveis foi o QGIS 8.0, o algoritmo gerou a tabela de atributos com duas colunas e 1603 linhas, sendo que as colunas são referentes ao geocodificador e valores altimétrico, todavia as linhas da tabela de atributos são referentes as cotas altimétrica dos valores de cada isolinhas.

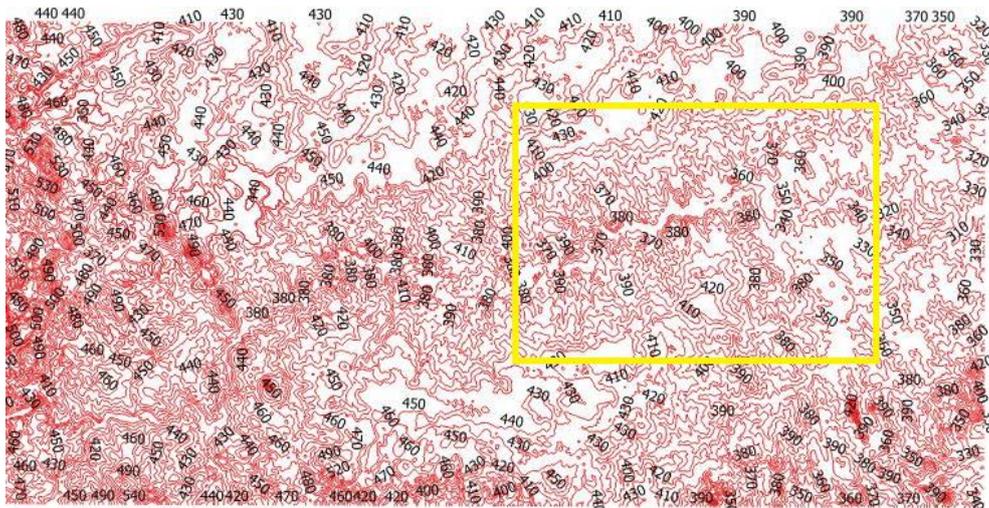


Figura 31. Curvas de nível com seus valores altimétrico, em destaque a área a jusante da barragem.

Fonte: Alarcon Matos

No entanto as curvas é uma etapa preliminar para geração do TIN. A *Triangulated Irregular Network*, constitui elemento principal na geração da geometria do rio exigida pela HEC-RAS. A geração do TIN é descrita a seguir.

### 6.1.2. Criação da TIN.

Segundo Casaca, Matos, Dias (2011) TIN – *Triangulated Irregular Network* se constitui em malhas de triângulos com dimensões variáveis, definidas sobre determinada amostra de pontos especializadas de forma irregular, associadas a um algoritmo de interpolação espacial. Miranda (2005) completa informado que o TIN utiliza pontos da elevação irregularmente espaçados (amostras espaciais) para forma uma rede de facetas de triângulos formando uma grade pela junção de vários triângulos, os vértices desses triângulos são geralmente só pontos amostrados da superfície. Este tipo de representação espacial das arestas dos triângulos, permite que informações morfológicas importantes com as discontinuidades representadas por feições lineares de relevo (cristas) e drenagem (vales), seja considerada durante a geração da grade triangular, o que permite modelar a superfície do terreno preservando as feições geomorfológica (FELGUEIRAS & CÂMARA, 2001). Portanto a utilização deste modelo de representação morfométrica torna-se fundamental na geração dos perfis de inundação em caso de rompimento da barragem estudada.

A imagem formada possui a peculiaridade, onde ocorre mudanças mais acentuadas no terreno recebe mais pontos que áreas planas, as conexões de quaisquer três pontos de elevação formam um triângulo (MIRANDA, 2005). O algoritmo se utiliza dos cálculos trigonométricos gerados pelos triângulos para formar a superfície (MIRANDA, 2005).

Para Casaca (2011) quando à amostra de pontos do terreno tem declividade espacial irregular a triangulação dos pontos amostrais se constitui um dos primeiros pontos a ser solucionado, um conjunto  $n$  de pontos pode ser definido por:

$$m = C_3^n = \frac{n!}{3!(n-3)!} \quad (40)$$

Triângulos distintos, entre os mesmos deve ser escolhido um subconjunto de triângulos cujo os lados não ocorrem interceptação e comprimentos com tamanho o mais semelhante possível (CASACA, 2011). Dentre diversas técnicas de geração de malha triangular neste trabalho foi adotado a triangulação de Delauney. A triangulação irregular de Delauney é bastante utilizada em trabalhos de representação espacial devido a simplicidade e geração de arquivos pequenos (CASACA, 2011; MIRANDA, 2005; FELGUEIRAS & CÂMARA, 2001)

O algoritmo de Delaunay é um processo de geração de malhas de elementos finitos que tem a capacidade de subdividir o domínio geométrico de forma consistente em complexo, aumentando a escala de complexidade (SAKAMOTO, 2007). Para a interpolação de altitudes o algoritmo baseia-se nos triângulos espaciais definidos pelas coordenadas dos vértices do triângulo da malha (CASACA, 2011):

$$(M_i, P_i, H_i), (M_j, P_j, H_j), (M_k, P_k, H_k)$$

Ainda segundo Casaca (2011) a resolução dos sistemas constituídos por três equações lineares permite obter os coeficientes (a, b, c) da equação do plano definido pelos três vértices do triângulo

$$\begin{cases} aM_j + bP_j + C = H_i \\ aM_j + bP_j + C = H_j \\ aM_k + bP_k + C = H_k \end{cases} \quad (41)$$

$$aM + bP + C = H$$

Uma vez determinado os coeficientes ( $a$ ,  $b$ ,  $c$ ) é possível estipular, por interpolação, a altitude  $H$  do ponto de coordenada ( $M$ ,  $P$ ) situado no interior do triangulo (CASACA, 2011 GEORGE; HEMELINE, 1992)

O TIN produzido neste trabalho (Figura 32) foi criado através do software ArcMap 10.3 pelo método de conformidade Delaunay, foram gerados 10632 nós, total de 2 111 440 triângulos com valor altimétrico de 310 metros de altitudes nos menores valores e 590 metros de altitude para os valores cujo o relevo é mais elevado. Ressaltando-se que o sistema de projeção continuou o WGS 84 24S e o fator de escala é de 0.99960 metros. As cores geradas nesta imagem (Figura 32) são composição de falsa cor, (Figura 33), onde se escolhe uma rampa de cores em degrade fornecidas pelo software.

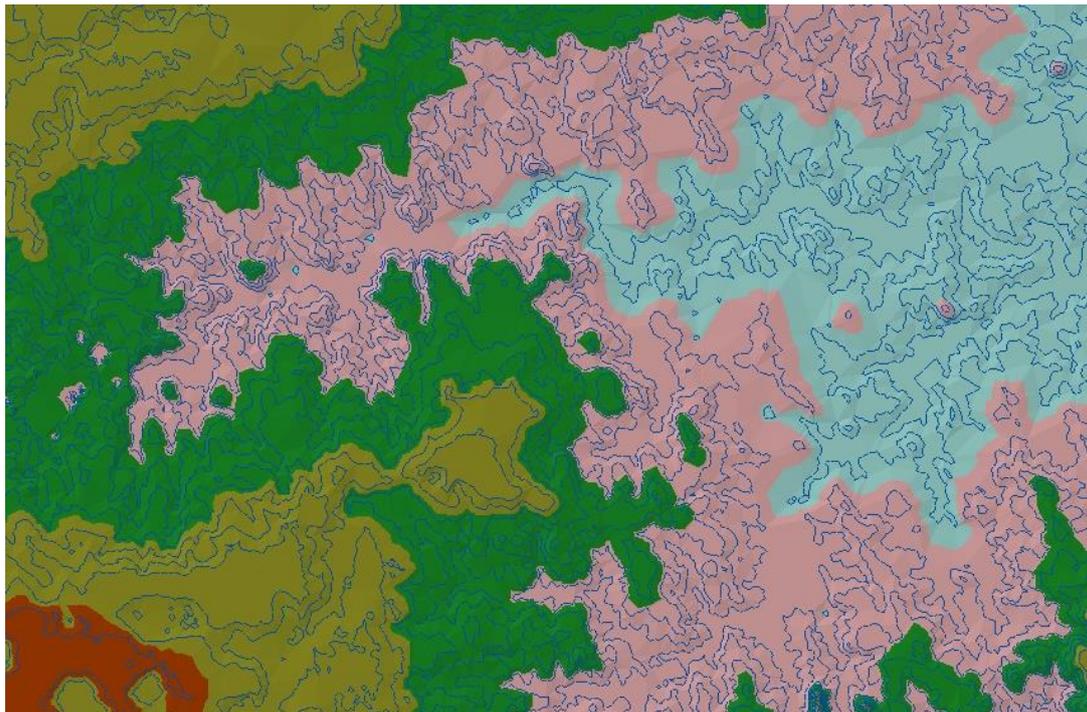


Figura 32. TIN da área referente a barragem de São José do Jacuípe, as áreas em azul possuem menor altimetria

Fonte: Alarcon Matos

Foram gerados 9 (nove) classes de cores para cada faixa e altitude, sendo que os tons mais avermelhados, ou seja, cores mais fortes representavam áreas do topo da vertente regiões mais altas, em quanto tons mais claros, próximo do azul representava áreas mais baixa da geomorfologia local. É necessário chamar à atenção que o reservatório da barragem não

aparece como área rebaixada devido ao fato da água comportar-se como nivelador, logo ela aparece na imagem em tons esverdeado. Além disso na rampa de cores escolhida as altitudes maiores que 558 metros estão apresentados em branco, isso não reduz a precisão do trabalho pois estas regiões são os topos das pequenas montanhas da região e além disso elas estão a montante da barragem não aparecendo na área onde se desenvolverá o modelo de inundação.

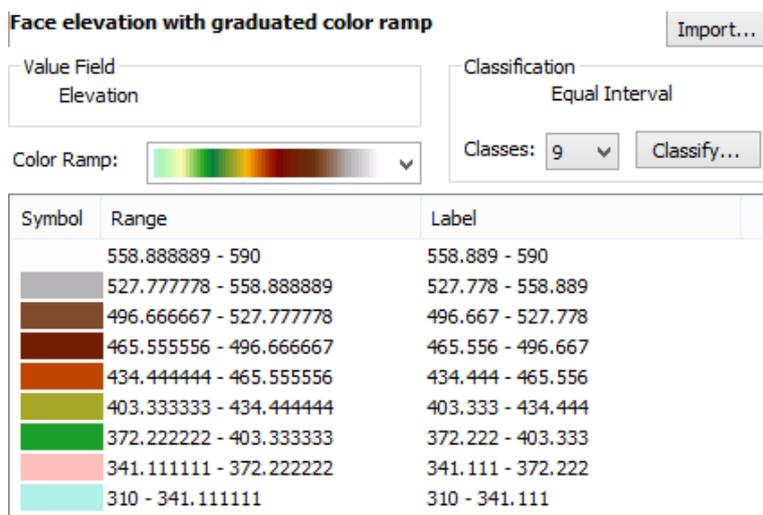


Figura 33. Rampa de Cores geradas a partir do TIN da região da Barragem de São José do Jacuípe.

Fonte: Alarcon Matos

No entanto, o desenvolvimento do TIN é uma etapa preparatória para produção da geometria do canal fluvial a jusante do barramento, pois em caso de rompimento é a jusante onde a onda de cheia percorrerá seu caminho. É preciso ressaltar que o TIN serviu como base para o processo de delimitação e criação do arquivo tipo vetorial, de topologia linha, das margens do rio, talvegue e secções transversais, este processo será detalhado no próximo capítulo.

### 6.1.3. Edição geográfica no HEC-GeoHAS

Após a criação do TIN, facilitou a visualização, identificação do canal fluvial bem como, todos os demais elementos morfométricos da geomorfologia fluvial a jusante do barramento, sendo à aplicação dos procedimentos de vetorização das variáveis geométricas necessárias na geração do modelo de inundação em caso do rompimento da barragem, ou seja, a construção da geometria fluvial adotada pelo HAC-RAS (Figura 34).

Na construção da geometria fluvial, foi gerado os seguintes elementos: Banks, Flowpaths, River, XSCutLine, River3D e XSCutLine3D. Os três primeiros elementos são necessários para trabalhar com imagens em 2D e indispensáveis para a geração dos dois últimos que trabalho na perspectiva 3D.

Os vetores Bank são utilizados na distinção do canal principal das planícies de inundação. As informações referentes aos locais do Bank são usadas para atribuir propriedades diferente às seções transversais, como por exemplo, o coeficiente de *Mannig* apresenta maior aspereza causada pela vegetação que a área do talvegue. O processo de digitalização dessas linhas e sua conectividade não há problema em vetoriza-lá no sentido do fluxo ou contrário ao mesmo, além disso a linha pode ser continua quebrada. Neste trabalho adotou-se linha continua desenhada no sentido do fluxo do rio (Figura 35). Foi gerado três linhas sendo visualmente aparecem duas linhas uma na margem direita outra na margem esquerda isso pois, uma das linhas foi conectada gerando apenas uma linha, contudo a tabela de atributo gerada apresenta um *shape* de três variáveis polyline.

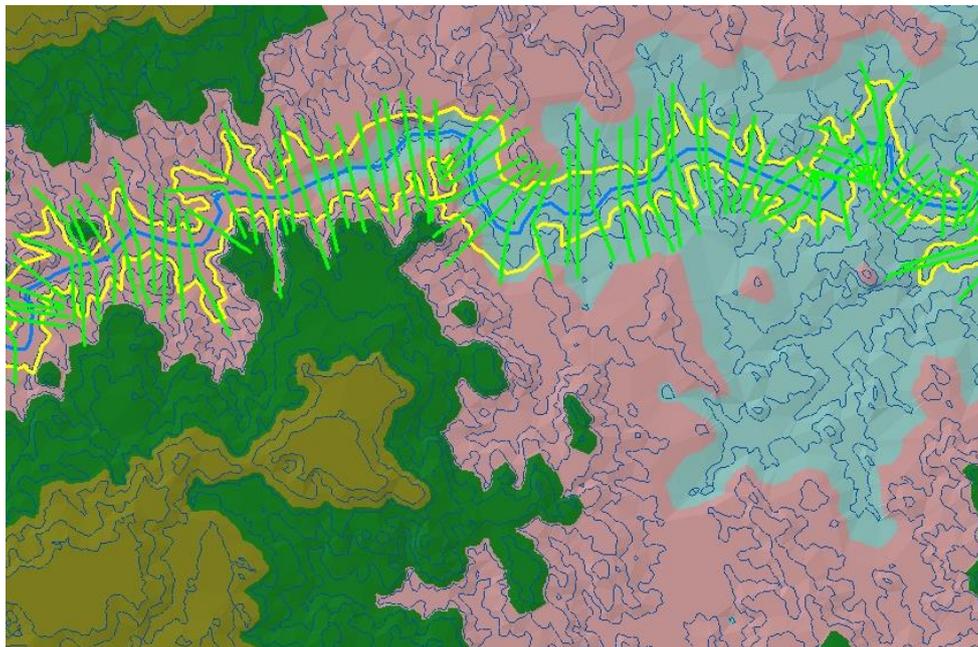


Figura 34. Geometria do rio sobreposta ao TIN  
Fonte: Alarcon Matos

O vetor gerado, tipo linha para o *layer Bank* tiveram tamanhos (Figura 36) variáveis isso deve-se ao fato das margens não possuir o mesmo comprimento, mas valores aproximados. Logo o comprimento da margem direita foi aproximadamente 53032

metros (formado por duas *polyline*), a margem esquerda o vetor teve comprimento de 58369 metros, ressalta-se que o fluxo do rio (Figura 34) é da esquerda para a direita.

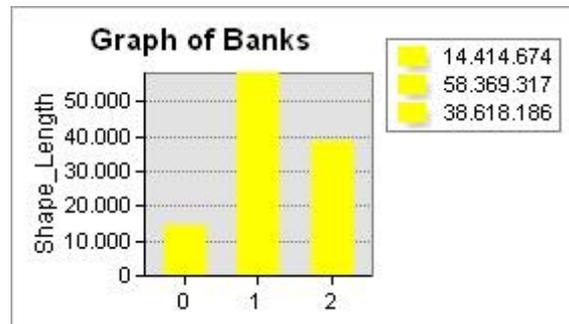


Figura 35. Tamanho das margens do Bank zero e dois são das margens direita e um corresponde a margem esquerda.

Fonte: Alarcon Matos

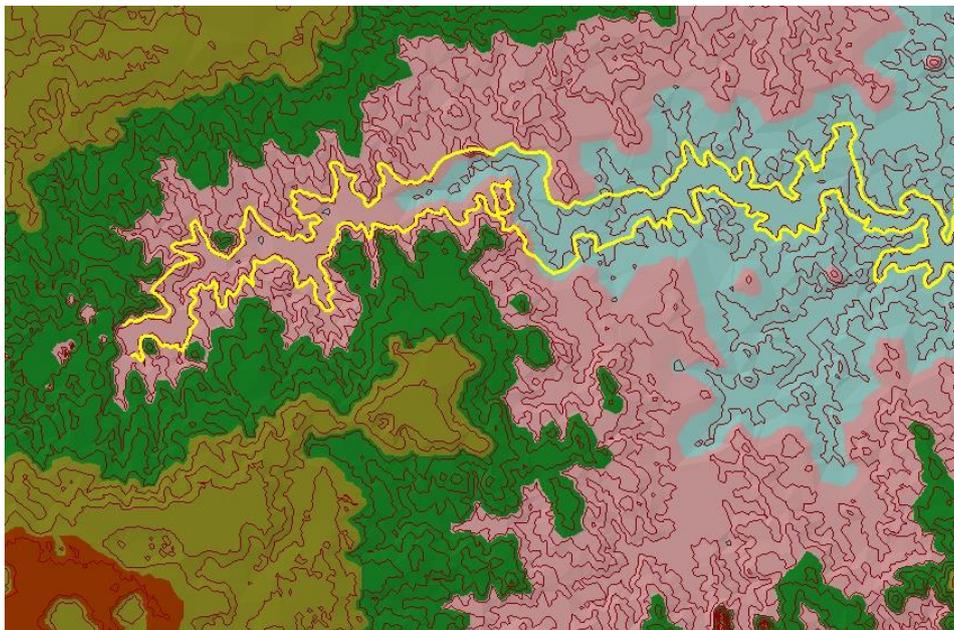


Figura 36 Sobreposição do *layer Bank* (em amarelo) sobre o TIN. Destacando a planície de inundação do rio.

Fonte: Alarcon Matos

*Criação do Layer Flowpath* – estas camadas contem três vetores principais (Figura 39) da geometria do rio são eles: Linha central correspondente o canal fluvial, em especial o talvegue do rio estudado; margem superior, ou seja, a margem esquerda do rio; margem inferior ou margem direita. Estas margens são os limites extremos da planície de inundação adotada no HEC-GeoHAS, além disso a direção do fluxo é informada ao software no momento que é gerada estas camadas vetorial. O *Flowpath* também possui atribuição de calcular secções transversais tornando estes resultados mais consistente, de

modo que a digitalização desse vetor não deve extrapolar a planície de inundação, por isso o conhecimento sobre geomorfologia fluvial se torna indispensável no momento da interpretação do TIN, e geração do vetor *Flowpath*. Um profissional que desconhece a formação geomorfológica de canais fluviais tende a ser induzido ao erro, além disso, identificação da planície de inundação em rios localizados na região semiárida baiana é necessária maior atenção do pesquisador, uma vez que a formação geomorfológica, Pediplano Sertanejo, tem como característica principal áreas bastante erodidas e dissecadas por intensa atividades intempericas geradas pela radiação solar, além das demais atividades do modelamento geomorfológicas que a superfície está sujeita. Sucessivas retomadas de erosão, sofridas por eras geológicas resultando em relevo bastante aplainados, com baixa amplitude de sua morfometria, dificultando o trabalho de identificação realizado pelo pesquisador.

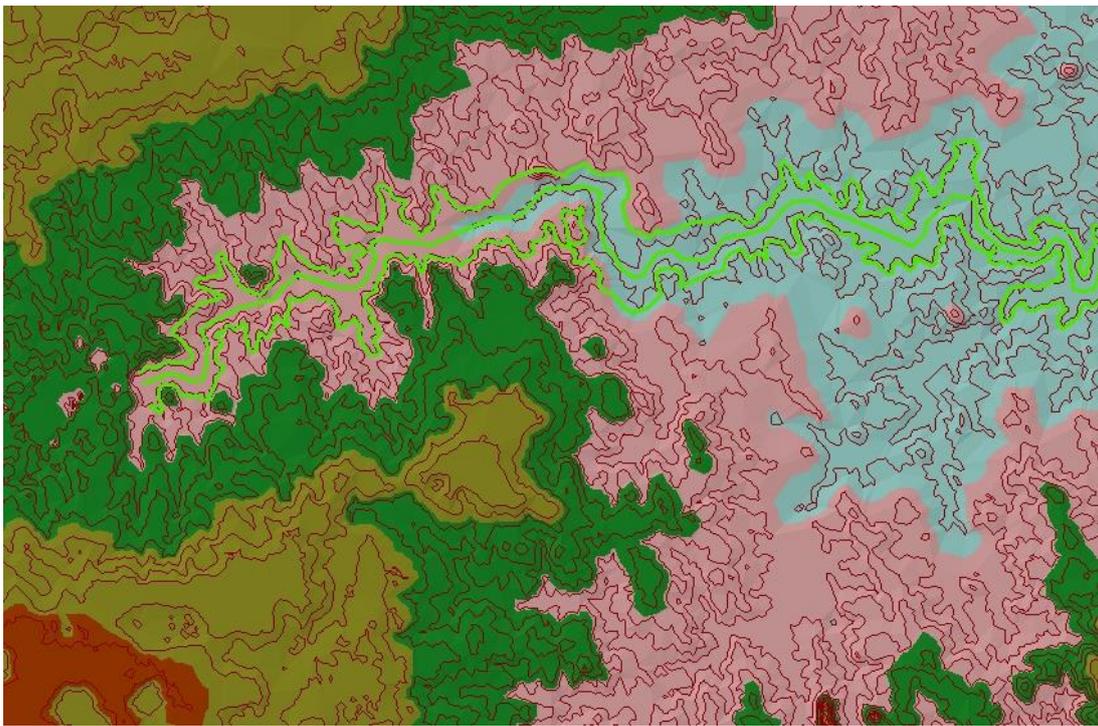


Figura 39. Sobreposição da camada vetorial flowpath sobre o TIN, destacando as margens direita esquerda e o canal principal.

Fonte: Alarcon Matos

Para o vetor *Flowpath* foi gerado a tabela de atributos contendo a extensão do canal principal ou central margem superior ou esquerda, margem inferior direita. Foi observado que as margens possuem extensão superior ao do canal principal, a média aritmética do comprimento das margens é de 55695 metros, em quanto o canal principal possui a

extensão de 35536 metros, ou seja, as margens do rio possuem 2km de extensão a mais em relação ao canal principal, podemos deduzir que as margens são aproximadamente 36% maior que o canal principal (Figura 40).

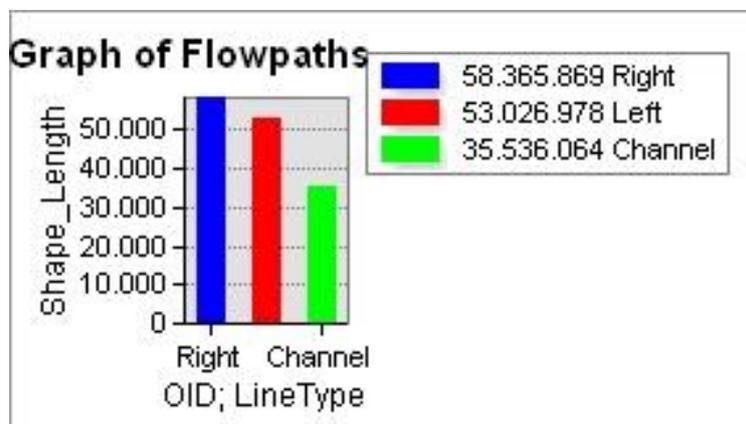


Figura 40. Representa as margens do rio gerada pelo flowpath. Observa-se que a margem superior, ou seja, a margem esquerda possui o maior comprimento

Fonte: Alarcon Matos

A criação da camada *River* é a vetorização do canal principal do rio (Figura 41), embora neste trabalho tenha sido criado apenas após a vetorização do *Bank* e do *Flowpath*, é possível iniciar a construção da geometria do rio pelo vetor *River*. Nesta etapa é preciso ter cuidado com o zoom, pois trabalhando com zoom pequeno, ou seja, uma escala pequena é possível que a vetorização saia errada pois a medida que a escala se reduz aumenta áreas visualizada, mas com redução de detalhes, este último pode ser determinante produzindo erros na construção do modelo, pois pode esconder algumas sinuosidades do canal principal.

A tabela de atributos gerada foi de apenas uma linha contendo a *polyline* do rio Jacuípe com extensão de 35536 metros de comprimento. É preciso ressaltar que a digitalização do *River* se deu a partir do barramento em direção a jusante com extensão de aproximadamente 3500 metros sendo que neste percurso encontra-se localizado as margens esquerda do rio Jacuípe uma concentração urbana da cidade de São José do Jacuípe sendo estas habitações em situação de risco ambiental caso ocorra o rompimento da barragem.

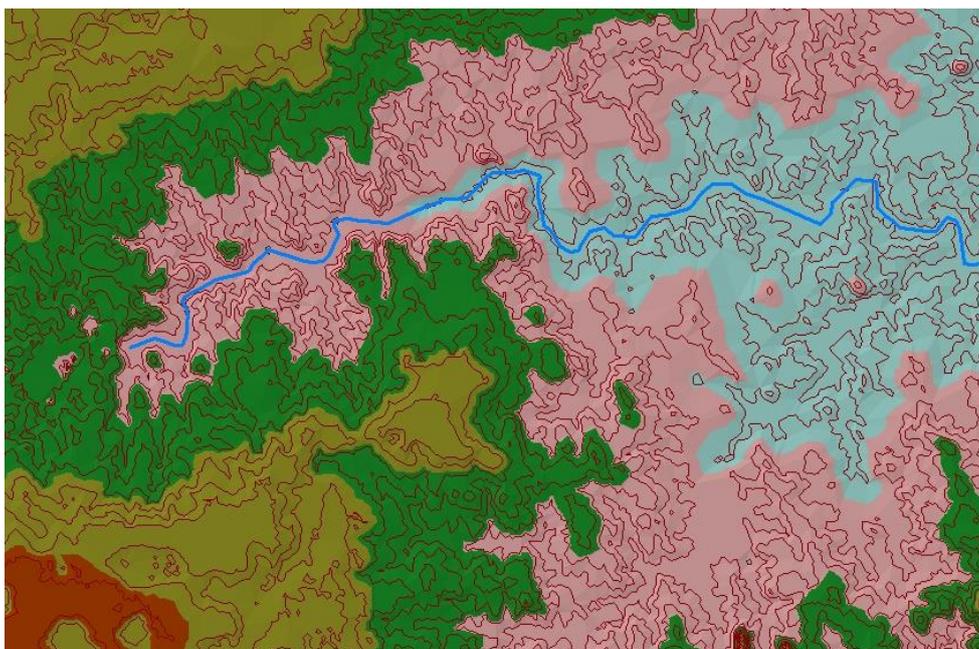


Figura 41. Digitalização do canal principal do rio Jacuípe a jusante da barragem sobreposta ao TIN.

Fonte: Alarcon Matos.

Após a criação do vetor correspondente ao *layer* representativo ao rio Jacuípe faz-se necessário a criação das secções transversais, ou *XSCutLines*. *XSCutLines* pode ser definida como secções transversais traçados de uma margem a outra do canal estudado. Para o software utilizado no modelamento essas linhas de cruzamentos são de fundamentais na extração de elevação do terreno criando um perfil de solo em toda a vazão do canal a ser modelado além de agregar a cada vetor o valor do coeficiente de *Manning*.

A intersecção das linhas de corte ou *XSCutLines* (Figura 42) com as camadas criadas anteriormente (*Banck*, *River* e *Flowpath*) em especial o eixo, fluxo da água são utilizados para calcular os atributos no HEC-RAS, tais como: estação de banco (linhas morfométricas que se separam da planície de inundação), comprimento de alcance a jusante (distância entre as secções transversais) e coeficiente de *Manning n*. Partindo deste princípio a criação de número adequado da *XSCutLine* para produzir uma boa representatividade espacial da geomorfologia fluvial em especial a planície de inundação é fundamental para a geração do modelo satisfatório.

No processo de vetorização das secções transversais é necessário seguir algumas orientações fundamentais: (01) digitalizar as secções transversais perpendicularmente a

direção do fluxo; (02) deve estender-se ao longo de toda a extensão da planície de inundação do trecho fluvial que será objeto do modelamento; e (03) sempre digitalizar no sentido da esquerda para a direita (sentido montante jusante). Outra recomendação, embora não seja obrigatória, é manter as distâncias entre as secções transversais constantes. Além disso é necessário que o pesquisador, ao simular inundações em áreas urbanas, observe ao longo do canal estudado a existência de bueiros ou outras estruturas urbanas que não sejam elementos naturais da geomorfologia, tanto a montante quanto a jusante. Neste trabalho, há área modelada não se encontra qualquer desse tipo de equipamentos urbanos, isso pois trata-se de uma cidade pequena e a mesma, na região estudada, não dispõem de saneamento ambiental.

A criação da *XSCutLine*, embora seja etapa fundamental para geração do modelo de inundação a mesma não possui informação associada quanto a sua elevação, isso porque trata-se de uma *polyline* de 2D, sendo necessário a conversão das secções transversais de 2D para 3D, outro fator importante é que as linhas das secções transversais não podem se sobrepor. Ao digitalizar as mesmas, quando há sobreposição é impossível criar as secções em 3 dimensões. Existe a possibilidade da geração das *XSCutLine* automaticamente através de ferramentas disponíveis no HEC-GeoHAS, no entanto, não é recomendável a sua utilização, pois as formas morfométricas em conjunto a dinâmica urbana geram uma representação espacial complexa, e a simples distribuição das secções transversais baseadas exclusivamente em critérios de equidistância pode não produzir modelos que se adeque a realidade estudada.

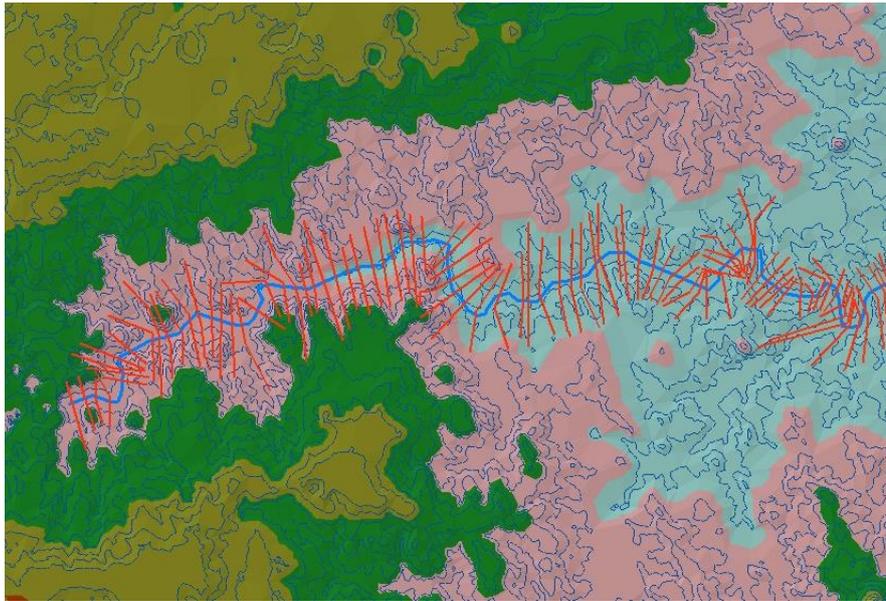


Figura 42. Sobreposição das camadas *XSCutLine* (secções transversais) e river (canal do rio Jacuípe) sobre o TIN

Fonte: Alarcon Matos

Na geração das *XSCutLine* foram digitalizados (Figura 43) 97 secções transversais, no entanto, foram utilizadas apenas 89 linhas de cruzamentos, isso ocorreu devido a problemas na vetorização como: sobreposição de cruzamentos. Após a resolução dos problemas de vetorização ficou constatado a menor *XSCutLine* possuía a extensão de 998 metros, todavia a maior extensão é de 4524 metros, ou seja, uma variação de 3526 metros. Isto ocorre devido a heterogeneidade do relevo em que alguns trechos do canal fluvial o mesmo se estreita em outros o mesmo se alarga. Na margem direita do rio, a menor *XSCutLine* possui uma extensão de 0,23 metros já a menor extensão da margem esquerda possui a extensão de 0,424 metros, a maior extensão para a margem direita foi de 0,44357 e na esquerda foi de 0,62329 metros. Essa assimetria do canal é uma peculiaridade da geomorfologia fluvial, pois em determinadas áreas ocorre maior processo erosivos aprofundando o talvegue ou removendo sedimentos das margens e conseqüentemente depositando sedimentos em outras regiões do rio, em outras áreas os ataques erosivos são de menor intensidade, variando em função da declividade disponibilidade hídrica intensidade da radiação solar e sazonalidade climática assim como o clima e microclima associado.

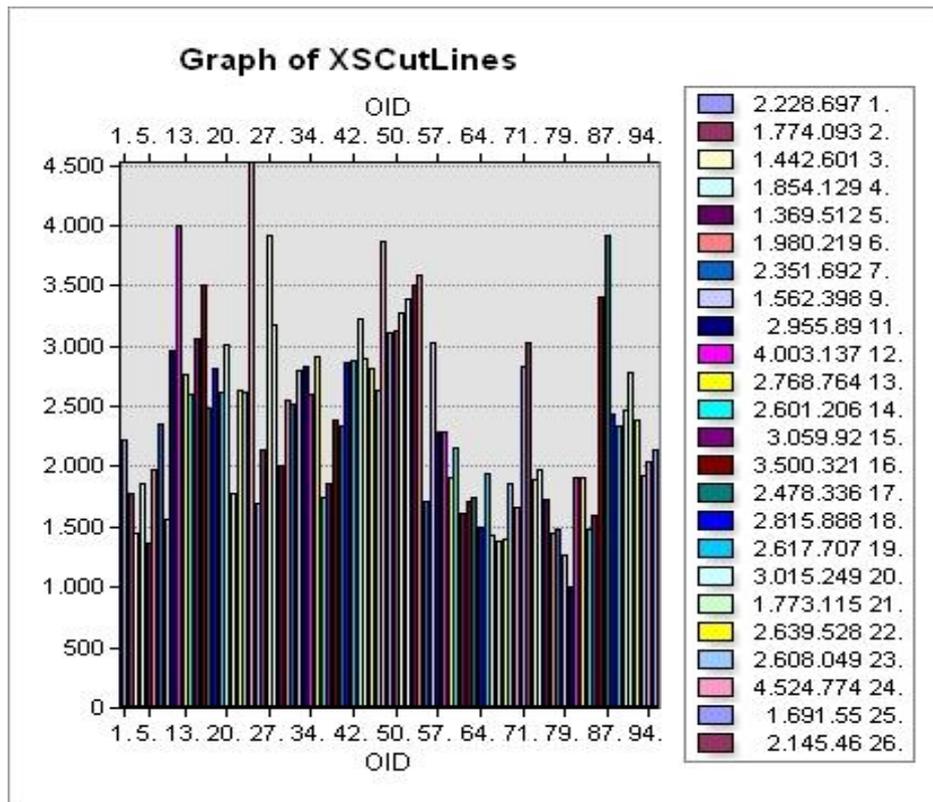


Figura 43. Gráfico representando as XSCutLine (Secções transversais iniciais) e sua extensão total de cada secção transversal.

Fonte: Alarcon Matos

Após a criação das linhas de cruzamento é preciso criar o vetor *River 3D* (Figura 44), este procedimento é fundamental pois o HAC-RAS só aceita este de formato de arquivo para gerar o modelo. A transformação dar-se de forma automatizada, ou seja, não sendo necessária vetorização, não há modificações visuais mas ocorre alteração na tabela de atributos. No arquivo *River* existia as seguintes colunas na tabela: *OID*, *Shape Length*, *HydroID*, *River Code*, *Reach Code*, *From Node*, *To Node*, *Arc Length*, *From Sta* e *To Sta*; após a transformação de river para river 3D a tabela de atributos passou a contar com as seguintes colunas: *OID*, *Shape Length*, *River 2DID*, *Hydro ID*, *River Code*, *Reach Code*, *From Node*, *To Node*, *Arc Length*, *From Sta* e *To Sta*. Pode-se perceber que foi acrescentado a tabela a coluna *River 2DID*, esta variável é fundamental para que algoritmo consiga calcular em três dimensões a direção do fluxo da linha de água.

A criação dos vetores *XSCutLienes 3D* é semelhante ao processo sofrido na conversão do vetor *River* em vetor *River 3D*. Estes elementos possuem as variáveis morfométricas indispensáveis para o modelamento do terreno, onde se calculará a intensidade e direção

de fluxo, além disso estes paramentos são fundamentais na aquisição do coeficiente de *Manning*.

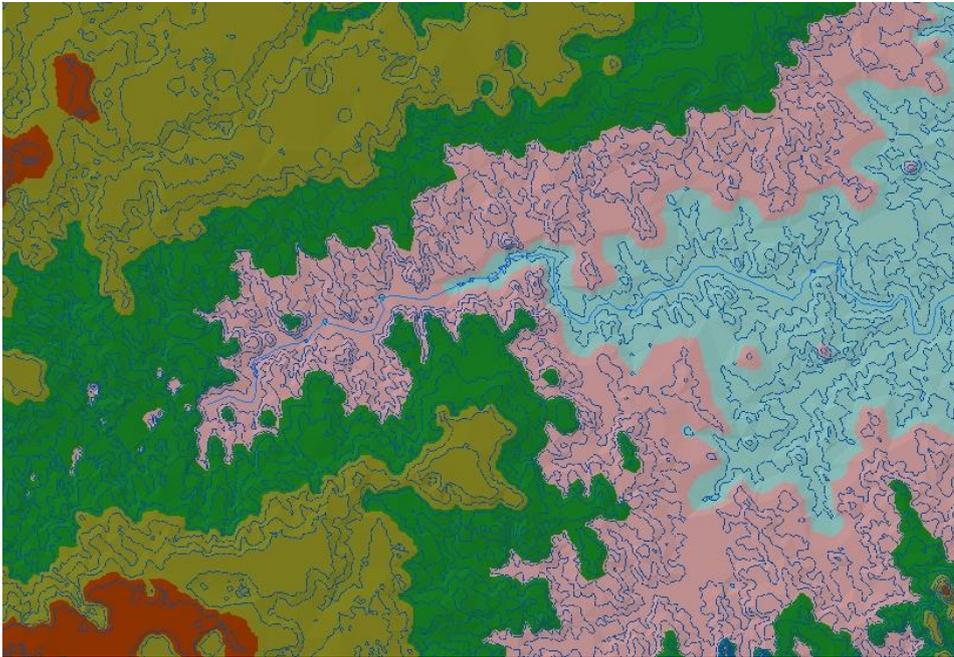


Figura 44. Sobreposição do vetor river 3D sobre o TIN.  
Fonte: Alarcon Matos

A conversão da *XSCutLine* para *XSCutLine 3D* (Figura 45) também foi automática sendo a alteração na tabela de atributos onde a *XSCutLine* contava com as colunas: *OID*, *Shape Length*, *Hydro ID*, *Profile M*, *River Code*, *Reach Code*, *Left Bank*, *Right Bank*, *L Length*, *Ch Length* e *R Length*; com a transformação para 3D a *XSCutLine 3D* passou contar com as seguintes colunas, na tabela de atributos: *OID*, *Shape Length*, *XS2DID*, *Hydro ID*, *Profile M*, *River Code*, *Reach Code*, *Left Bank*, *Righ Bank*, *L Length*, *Ch Length*, *R length*.

A criação da geometria fluvial é a primeira etapa para geração do modelo de inundação para o rompimento da barragem de São José do Jacuípe, as etapas seguintes constituirão do cálculo do coeficiente de *Manning* para posteriormente o modelo possa ser processado no software HAC-RES. E em seguida será feito a sobreposição das imagens de satélites detalhando o número de residências que serão afetadas pela onda gerada pelo rompimento da barragem.

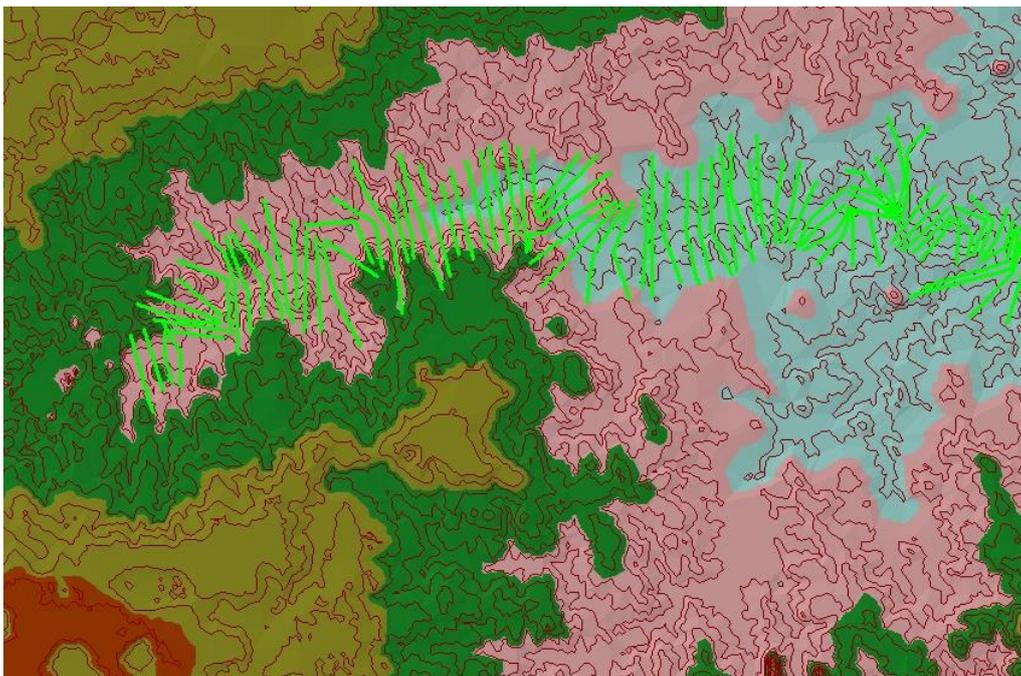


Figura 45. Sobreposição da camada XSCutLine sobre o TIN  
 Fonte: Alarcon Matos

O produto gerado nesta primeira etapa, ou seja, a geometria do canal fluvial (Figura 46) é um Modelo Digital de Terreno – MDE, pré-requisito básico barra a construção, das variáveis morfométricas e física, indispensáveis na compatibilização dos arquivos entre HEC-GeoHAS para o HEC-RAS.



Figura 46. Sobreposição das camadas XSCut Line 3D, Barnk, River 3D, sobre o TIN  
 Fonte: Alarcon Matos

Após finalização desta etapa, e verificação topológica, que consiste em algoritmo que procura por erros dentro da geometria criada, havendo qualquer tipo de incoerência, seja na vetorização ou incompatibilidade de arquivos, o sistema não permite a exportação da geometria. No processo de vetorização das *XSCutLine*, por exemplo, foram geradas 92 linhas secção transversal, mas devido a problemas de vetorização como: sobreposição de vetores, ou o mesmo não estava perpendicular ao canal principal, foi preciso eliminar três arquivos. O arquivo gerado (Figura 47) foi exportado para o HEC-RAS em três extensões diferentes: *.sdf*, *xml*,

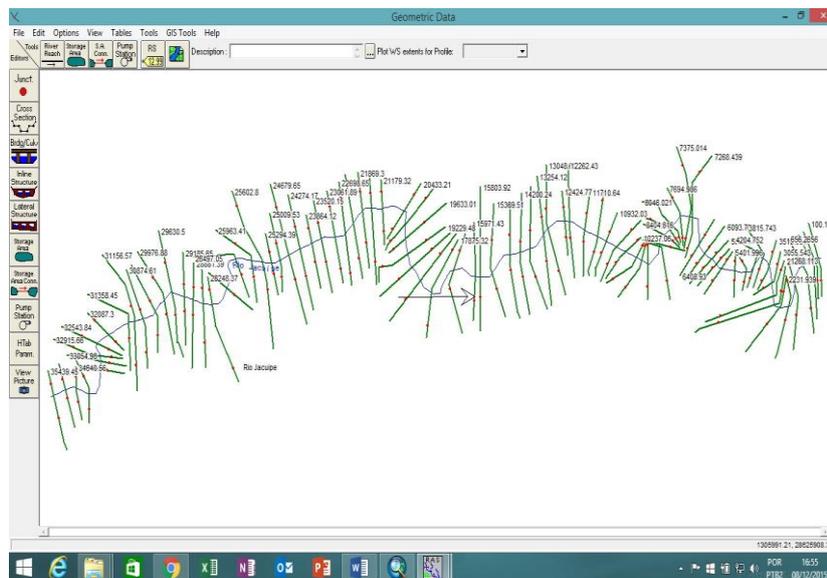


Figura 47. Layout básico da geometria importada para o HEC-RAS, o software utiliza os parâmetros criados no HEC-GeoHAS para indicar o sentido do fluxo.  
Fonte: Alarcon Matos

#### 6.1.4. Determinação do coeficiente de Manning

O coeficiente de Manning é utilizado para descrever a resistência ao fluxo devido a rugosidade do canal fluvial. Este coeficiente pode ser específico para cada secção transversal ou para cada trecho fluvial. O processo de determinação de classes Manning foram obtidos de acordo com a **tabela 01**. No entanto para localizar cada classe espacialmente foi preciso utilizar imagens de satélite, para tanto adotou-se de Landsat 08, composição colorida falsa cor **752 - RGB** (Figura 48) foi encontrado apenas as seguintes classes (tabela YT).

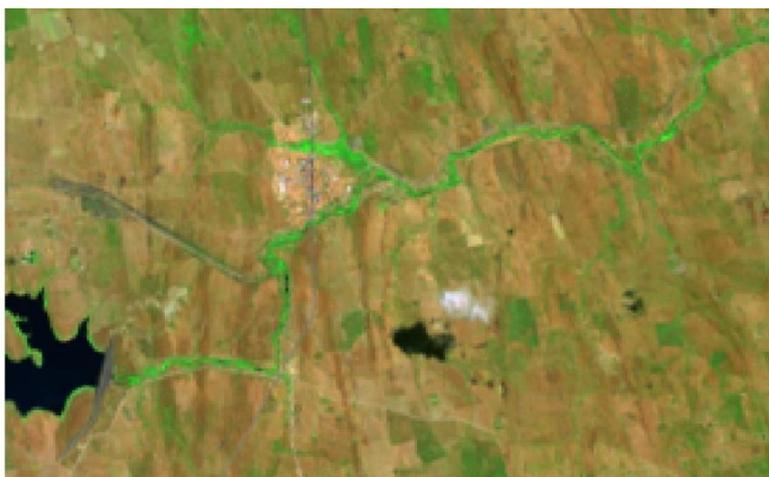


Figura 48. Composição colorida da imagem Landsat 08 752 – RGB  
 Fonte: Alarcon Matos

Para a melhor interpretação das classes do coeficiente de Manning foi necessário efetuar a classificação digital de imagem, utilizando o algoritmo de Máxima verossimilhança – *Maxver*. As classes de treinamento do algoritmo foram adotadas de acordo como a tabela 09 ressalta-se que a classe nuvem e sombra de nuvem não foram atribuídos valores de Manning, isso porque a nuvem não tangencia a superfície terrestre logo o escoamento turbulento não entrará em contato com a mesma, e a sobra de nuvem não permite identificar qual classe espacial será encontrada na região, embora haja este contratempo o mesmo não prejudicou a qualidade do trabalho pois as regiões em questão não faz parte da área de extravasamento do rio, dentro da simulação. A melhor distinção das classes (Figura 49) foram encontradas com limiar de aceitação de 99%. A estatísticas das amostras demonstram que a classificação foi bem realizada uma vez que Desempenho geral: 96.23 % sendo que uma boa classificação basta possuir um desempenho acima de 90%, sendo a confusão média das classes foram de: 3.77 %. O índice TAU foi de 95,7%, o que é considerado muito bom, de acordo com Oliveira (2012).

Tabela 09 – Classes de uso de solo encontrada com os valores do coeficiente de ManniNg adotada de acordo com De Jong *et. al.* (2003) Campos (2011).

Unidade Ambiental	Valor
Vegetação de margem/ aquática: margem	0,05
Água	0,03
Urbano: Construção Residencial	0,2

Asfalto/ pavimentos área urbana	0,05
Vegetação rasteira/ pasto	0,259
Solo exposto/ terras devolutas (adotou-se o valor para margem espreada com pouca vegetação e excelentes condições. Proposta por (PORTO, 1999)	0,05
Nuvem	0,0
Sombra de Nuvem	0,0

A matriz de confusão gerada no processo de classificação supervisionada demonstra qual classe teve melhor o pior desempenho, de acordo com a tabela 10 as maiores confusões estão entre solo exposto e asfalto, já que 1% dos pixels do solo exposto foram classificados como asfalto, erro aceitável sendo que a refletância do asfalto em algum momento pode ser confundida como solo exposto já que asfalto é uma faixa muito estreita sendo difícil a coleta das amostras.

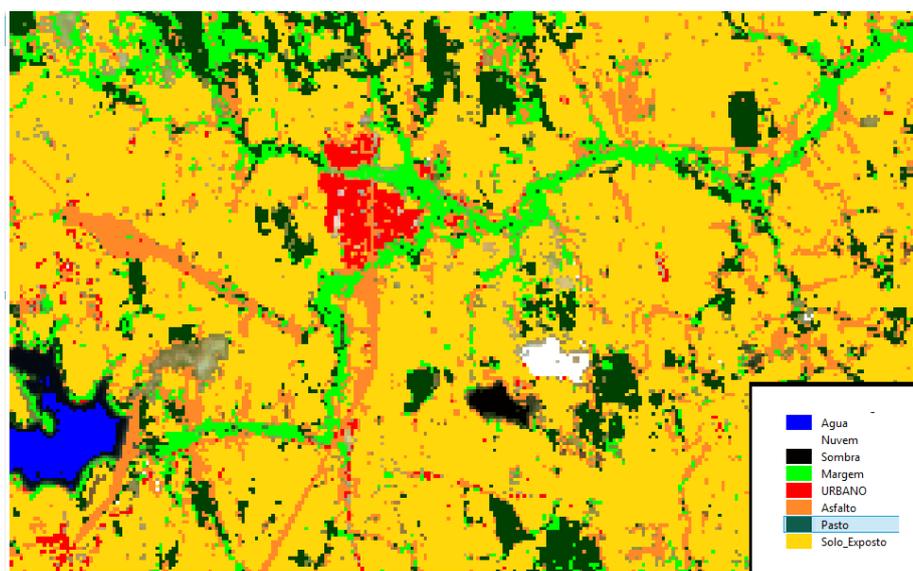


Figura 49. Classificação supervisionada para identificar os coeficientes de Manning.  
Fonte: Alarcon Matos.

Vale ressaltar que a maior classe encontrada na sena foi de Solo exposto, e a menor classe encontrada foi a de asfalto, estas características eram previsíveis, uma vez que os pequenos municípios situados na região semiárida utilizam na sua economia basicamente a agricultura e pecuárias, estas atividades deixam marcas na paisagem principalmente em período de déficit hídrico gerando solo exposto. Duas classes merecem atenção neste

trabalho, pasto e urbano, ambos são fundamentais para a classificação de risco isto porque se faz necessário identifica-la para ver o grau de risco que a barragem foi classificada. Nesta cena a área urbana é de 5.96% da cena e as pastagens é de 7.88%.

Tabela 10 – Matriz de confusão das classes de Manning adotadas na classificação supervisionada.

	Água	Nuvem	Sombra	Margem	Urbano	Asfalto	Pasto	Solo Expos
Água	13.37%	0.00%	0.00%	0.00%	0.04%	0.00%	0.00%	0.00%
Nuvem	0.00%	1.77%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
Sombra	0.00%	0.00%	2.23%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
Margem	0.00%	0.00%	0.00%	2.92%	0.00%	0.08%	0.12%	0.08%
Urbano	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	5.96%	0.65%	0.00%	0.04%
Asfalto	0.00%	0.00%	0.00%	0.08%	0.27%	0.23%	0.00%	0.23%
Pasto	0.00%	0.00%	0.00%	0.15%	0.00%	0.00%	7.88%	0.04%
Solo Expos	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.50%	1.11%	0.23%	61.88%

## 7. Análise de resultados

Analisar a qualidade de modelo para propagação de onda oriunda de um rompimento hipotético da barragem gerado pelo HEC-RAS é necessárias várias etapas: no primeiro momento foi analisado o perfil longitudinal do rio, bem como a qualidade do modelo gerado em função dessa extensão; visualização da inundação a partir da geometria do projeto criado; análise e visualização dos hidrogramas; solicitação do hidrograma oriundo do rompimento; visualização do resultado em 3D; tabulação dos resultados e por fim criação dos diversos mapas de inundação bem como o mapa de risco a inundação para o rompimento hipotético da barragem.

### 7.1. Análise do Perfil longitudinal do Rio.

Perfil longitudinal de um rio consiste num corte variando em função da área de interesse evidenciando a declividade do talvegue do rio. No entanto, a análise do perfil longitudinal gerada no modelo HEC-RAS nada mais é que a propagação das ondas geradas no rompimento da barragem paralela ao talvegue do rio. Quando o perfil longitudinal do rio possui declividade constante e fluxo não é turbulento, espera-se que o perfil de linha d'água tenha o máximo de paralelismo entre o talvegue e a superfície hídrica (Figura 50).

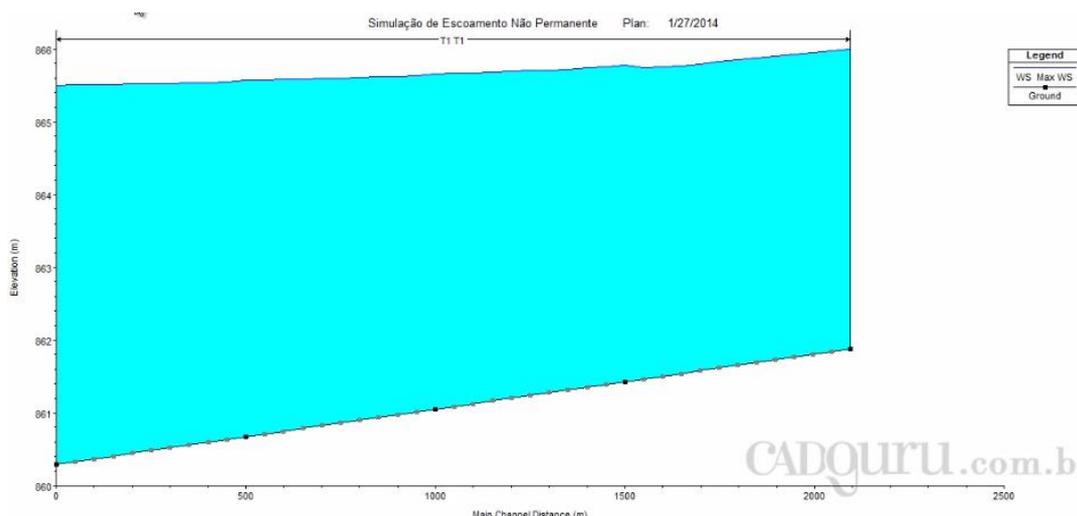


Figura 50. Resultado esperado para uma simulação ideal. Observa-se que a linha d'água (em azul) é praticamente paralela a linha do talvegue (em cinza).

Fonte: Rafael Colucci (2014)

No entanto, a variabilidade ambiental das formas geomorfológicas é difícil encontrar canais fluviais com esse designe. O Rio Jacuípe, objeto de estudo deste trabalho, no trecho estudado existe diversas áreas onde ocorre uma descontinuidade (Figura 51) isso implica em vários remansos no fluxo da indução. Além disso estes ressaltos no fluxo turbulento advindo do rompimento da barragem são esperados uma vez que se trata de onda de cheia inesperada, já que é um escoamento não natural.

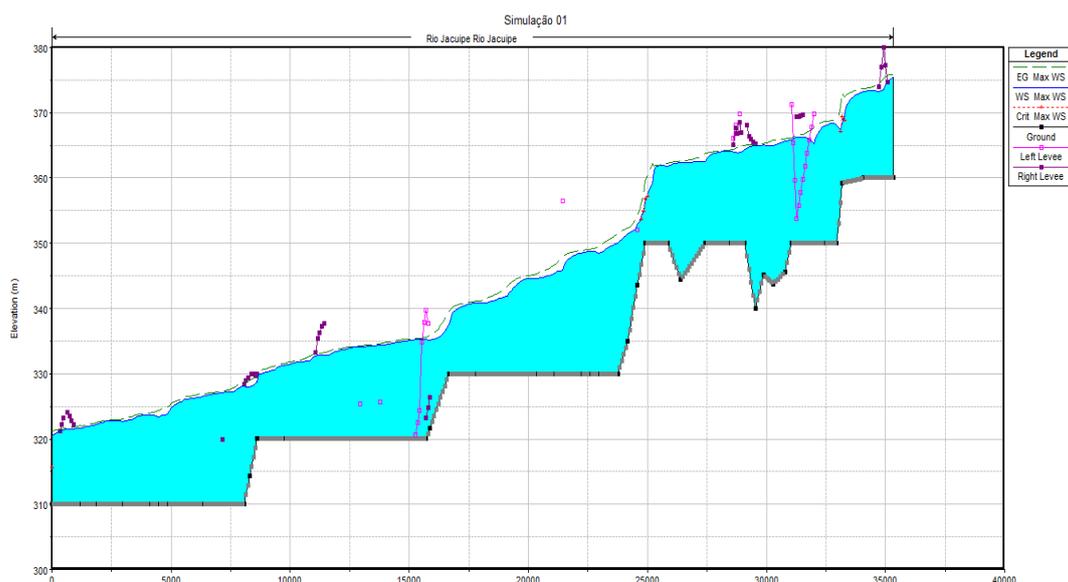


Figura 51. Perfil longitudinal do Rio Jacuípe e a sobreposição do perfil longitudinal da linha d'água oriunda do rompimento hipotético da Barragem de São José do Jacuípe Fonte: Alarcon Matos

Observa-se na figura 51 que o talvegue do Rio Jacuípe, na região estudada, existe devesas descontinuidade (linha em cinza da Figura 51) aproximadamente a 750 metros 1600 metros 2300 metros existem descontinuidade e seguido de uma área aplainada, forma geomorfológica comum no semiárido baiano, no trecho de 2750 a 3250 metros existe uma movimentação do relevo o mesmo possui uma variação vertical de 10 metros e no trecho de 3500 a 4000 metros a uma variação de 10 metros, destaca-se neste último trecho é onde está situado o barramento, e nos trechos de 2500 a 4000 é a região entre o barramento e a cidade de São José do Jacuípe. Devido essa movimentação do relevo ocasionou os ressaltos na onda do rompimento, contudo a medida que o canal tem sua constância de declividade está onda fica paralela ao talvegue. De posse dessas informações é possível inferir que a simulação foi adequada de acordo com o proposto no trabalho.

Analisando as condições iniciais comparando com os primeiros dez minutos após o rompimento (Figura 52), nota-se que as condições iniciais (em vermelho) está muito abaixo da onda propagada após dez minutos de rompimento (trecho em azul) isto é resultado do colapso da barragem, contudo a mesma por não se romper completamente de forma instantânea não produz o fluxo máximo no momento inicial, porém seu fluxo já é bem maior que as condições anteriores ao rompimento.

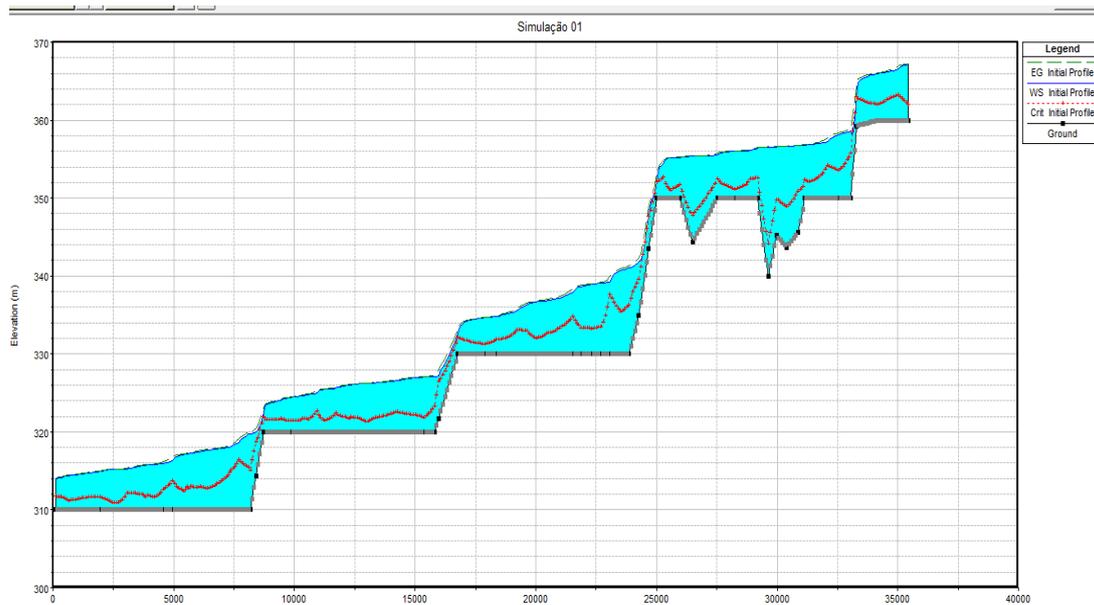


Figura 52. Visualização longitudinal dos primeiros dez minutos de rompimento da barragem de São José do Jacuípe. Fonte: Alarcon Matos

Ampliando a (Figura 53), destacando a região entre o barramento e a cidade de São José do Jacuípe é possível inferir que após 10 minutos do rompimento a água passa a 2 metros acima das condições iniciais, o que já é suficiente para causar pequenos estragos as residências mais próximas do barramento. Além disso, esse volume hídrico também afetará as fazendas situadas a jusante do barramento, causando pequenos estragos nas construções, perda de animais de pequeno e médio porte, além da possibilidade de afogamento para pessoas que estejam as margens do rio neste momento inicial.

Ressalta-se que o hidrograma adotado, o tempo necessário para que a onda de cheia atinja o pico máximo é de uma hora, sendo que esses valores são arbitrários, pois existem muitas incertezas quanto ao tempo necessário para a formação da brecha e a remoção total do

barramento. Procurou-se adotar o pior cenário possível pois o objetivo deste trabalho era evidenciar o risco ambiental que a população local está suscetível.

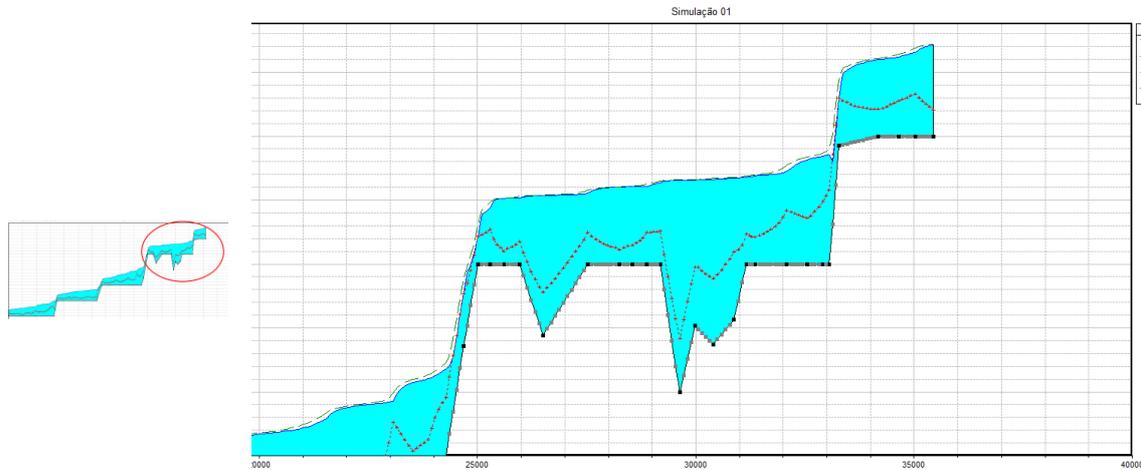


Figura 53. Destaque do volume hídrico 10 minutos após o rompimento destacando a região onde está situada a cidade de São José do Jacuípe  
Fonte: Alarcon Matos

Analisando o perfil da linha d'água no seu volume máximo (Figura 54), ou seja, com uma hora após a formação da brecha e remoção total do barramento, é possível conjecturar que a altura desta linha é de aproximadamente 15 (quinze) metros acima do talvegue equivalendo um acréscimo de 750% em relação aos primeiros 10 (dez) minutos após o rompimento

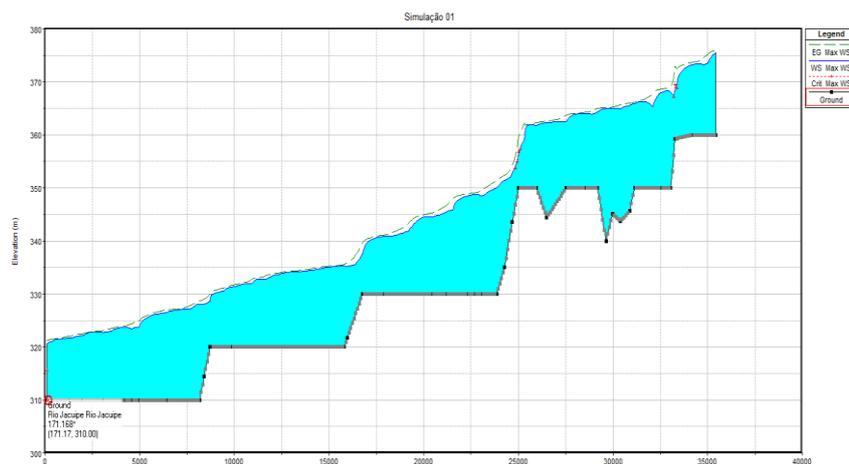


Figura 54. Perfil da linha d'água no seu volume máximo, atingido após uma hora do rompimento.  
Fonte: Alarcon Matos.

Quanto maior a declividade de um terreno, maior a velocidade do escoamento, menor o tempo de concentração e maior a perspectiva do pico da enchente. A declividade média

( $dy/dx$ ) da linha de água no trecho entre o barramento e a cidade é de 0,000141 nesta mesma região a declividade do talvegue é 0,00089. Podemos inferir que, mesmo com a descontinuidade do talvegue quanto a sua declividade, trata-se de uma área muito plana, implicando no maior tempo do processo de esvaziamento da barragem.

A Figura 55 apresenta a comparação entre o volume máximo e o volume após dez minutos iniciais do rompimento, observa-se que a maior diferença entre ambas é de 17 metros e a menor é de 11 metros com diferença média de 14.25 metros na região entre o barramento e a sede municipal.

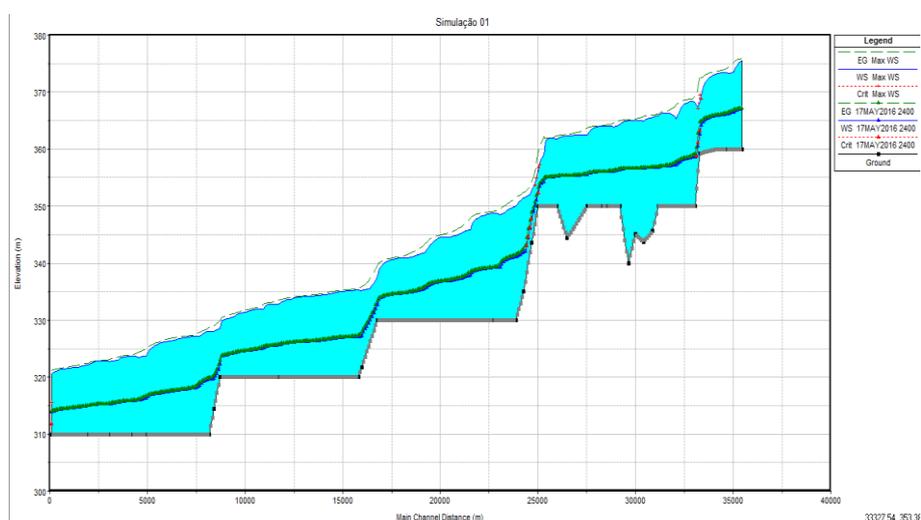


Figura 55. Relação do volume máximo (linha azul) e o volume inicial (linha em verde) da massa hídrica oriunda do rompimento da barragem.

Fonte: Alarcon Matos

Analisando a primeira hora de início do rompimento hipotético da barragem de São José do Jacuípe é possível ver o aumento gradativo da linha d'água (Figura 56), porém, este incremento do volume hídrico é lento, sendo necessário 2:30h para que a onda propagada chegue no seu volume máximo. Isto acontece devido à declividade média do canal principal ser reduzida, logo a energia deste escoamento é muito pequena demorando mais tempo para que a onda de cheia volte ao seu volume médio. Isto implica que a cidade, de São José do Jacuípe por estar muito próxima da barragem sofrerá diversos estragos devido a concentração de água por muito tempo.

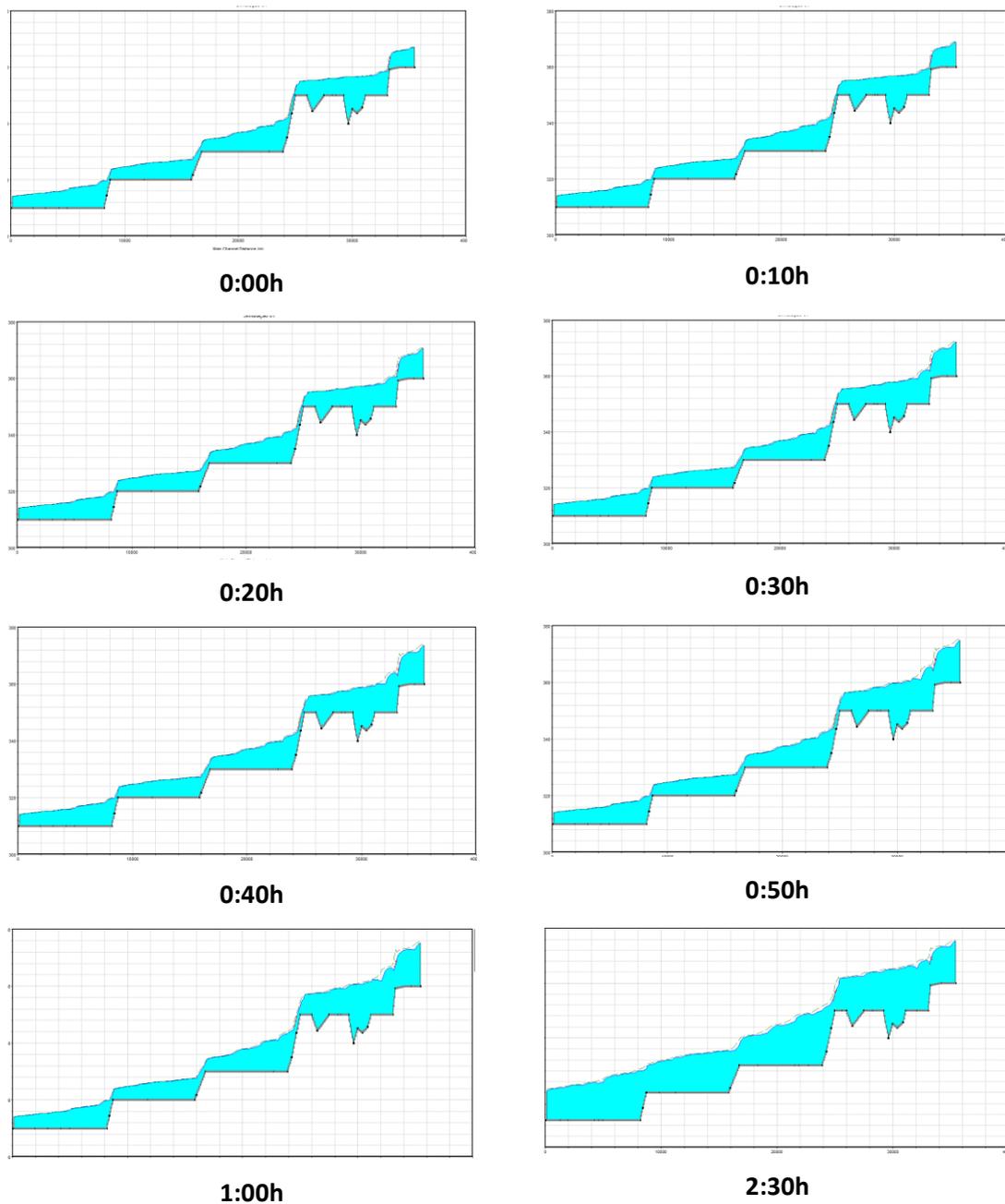


Figura 56. Perfil da linha d'água na primeira hora do rompimento e sua relação com o volume máximo atingido, decorrido 2:30h após o rompimento hipotético da barragem  
 Fonte: Alarcon Matos

A análise do perfil d'água permite fazer conjecturas, mas não é totalmente conclusiva, sendo necessário avaliar outra variável do modelo HEC-RAS aplicado a simulação hipotética do rompimento da Barragem de São José do Jacuípe. Contudo já é possível perceber que a barragem é imprime a população desta cidade uma perspectiva de risco ambiental.

## 7.2. Análise da Geometria do Rio.

A geometria do rio é fundamental para a análise do modelo gerado pelo HEC-RAS, através da geometria é possível visualizar em 2D a mancha de inundação. Para a construção da Geometria, além das 89 secções transversais realizada no ArcMap 10.9, ao importar para HEC-RAS 4,1 foi necessário interpolar mais secções transversais, para que o modelo obtivesse o resultado adequado, por isso foi interpolado a cada 200 metros uma nova secção transversal gerando um total de 406 secções sendo que destas apenas 89 foram obtidas por Geoprocessamento (Figura 57).

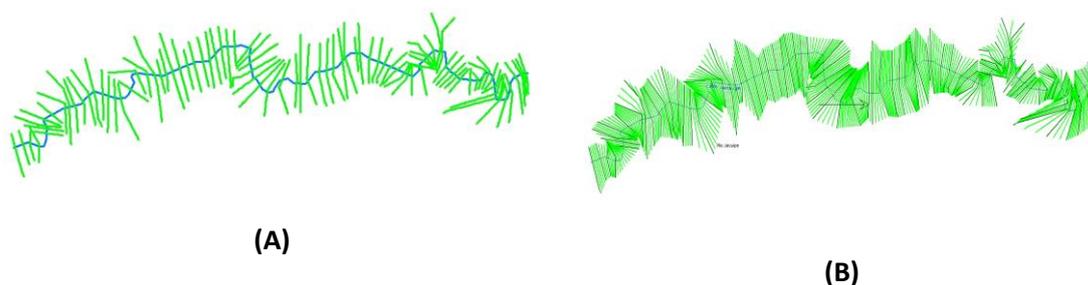


Figura 57. Na figura A à geometria como foi importada para o HEC-RAS em B a geometria interpolada, por isso ocorre o adensamento das secções transversais representada na cor verde.  
Fonte: Alarcon Matos.

A geometria do rio é possui a função de demonstrar a propagação da onda de cheia como mancha de inundação, essa visualização ocorre em função do tempo adotado no hidrograma de entrada que, neste caso foi de 10 minutos. Na (Figura 58) observa-se a mancha de inundação decorrido 10 minutos iniciais do rompimento, neste estágio o hidrograma de cheia ainda não atingiu o seu volume máximo, no entanto com 2 (dois) metros acima do volume normal a cidade já começa a ser atingida.

Ampliando a figura 59, destacando a região onde está situada a sede municipal de São José do Jacuípe (Figura 59) é possível identificar o alcance da área de inundação provocada pelo rompimento da barragem. Ressalta-se que o volume máximo da onda de pico acontece após decorrido 2:30h do início do rompimento.

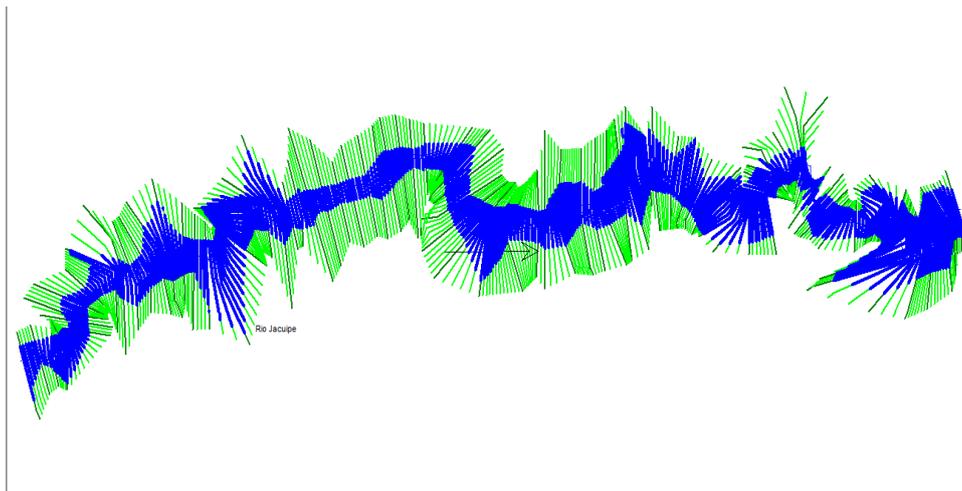


Figura 58. Mancha de inundação para os primeiros 10 minutos do rompimento da barragem.  
Fonte: Alarcon Matos

No entanto, basta apenas 10 (dez) minutos para que a cidade já sofra as primeiras consequências, de acordo com a **figura 59**, caso a barragem passe pelo processo de desestruturação.

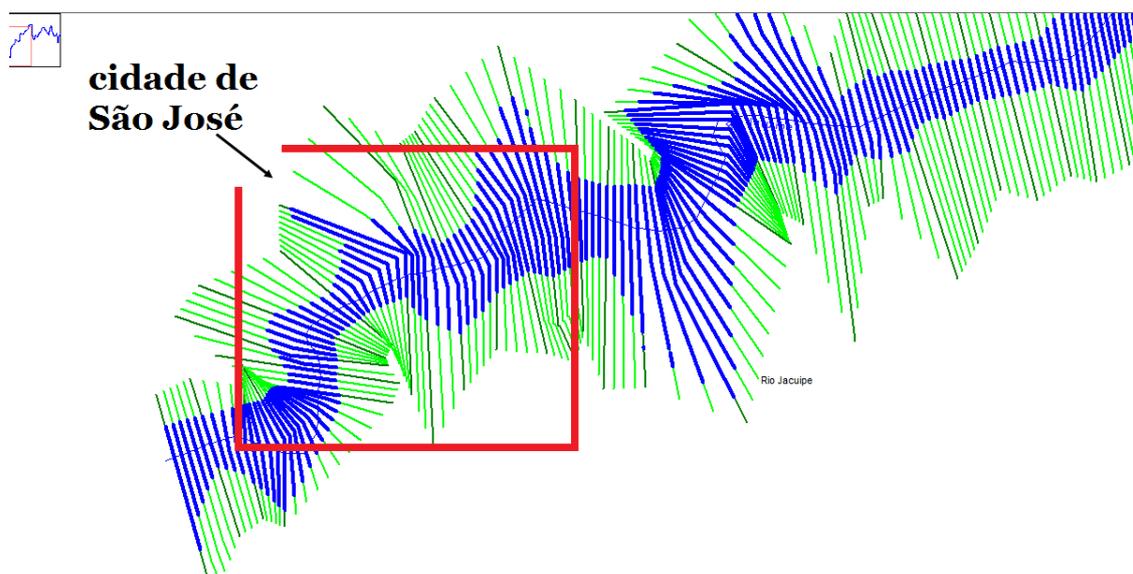


Figura 59. Em destaque para a área onde está localizada a sede municipal de São José do Jacuípe.  
Fonte: Alarcon Matos

Com o avanço do tempo, durante a simulação, 60 (sessenta) minutos após o início do rompimento é possível verificar o incremento da “mancha de inundação” (Figura 60), nesse período o nível do rio já atinge 15 metros além do nível normal, com esse volume hídrico todas as casas da região atingida, quase 90% do perímetro urbano) seriam submersas, isto acontece por tratar-se de cidade de pequeno porte, não havendo grandes

prédios. Porém destaca-se nas atividades econômicas a agropecuária, que seriam completamente devastadas, pois plantações inteiras seriam destruídas, além disso criações de gado e caprinos seriam completamente dizimadas, trazendo forte prejuízo econômico para a população local.

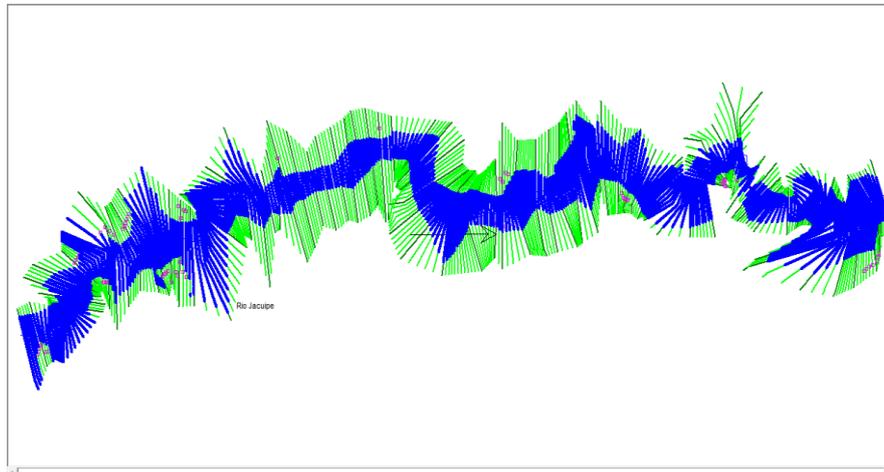


Figura 60. Mancha de inundação da primeira hora após o rompimento da barragem.  
Fonte: Alarcon Matos.

Na figura 61, destaca a “mancha” de inundação após uma hora do rompimento para a área urbana, lembrando que há um acréscimo de 750% do volume hídrico em relação ao volume dos 10 (dez) primeiros minutos

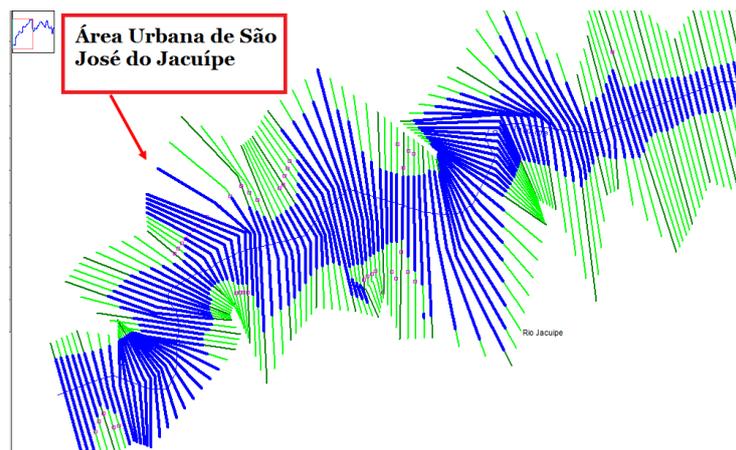


Figura 61. Ampliação da “mancha” de inundação após uma hora do rompimento da barragem, destacado a área urbana.  
Fonte: Alarcon Matos

No entanto, são necessárias 2:30h para que o rompimento obtenha seu volume máximo alagamento, incrementando ainda mais as áreas afetada. De acordo com a (Figura 62) é

possível verificar a “mancha” máxima de inundação, são grandes áreas afetadas, fazendas, pastagens e principalmente área urbana, que está muito próximo do barramento.

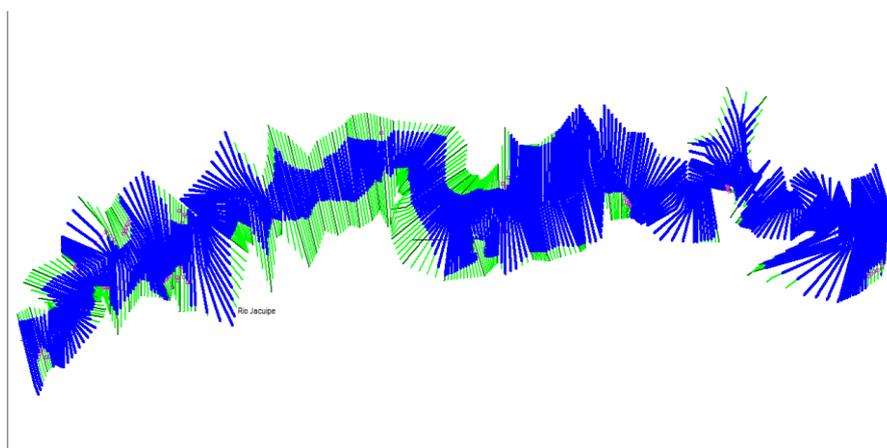


Figura 62. “Mancha” de inundação máxima atingida, observa-se que nas regiões mais afastada há um incremento de áreas afetadas, estas áreas são rurais.

Fonte: Alarcon Matos

Para a sede municipal os prejuízos são muito alto pois cerca de 90% da totalidade da área urbana é atingida quando à água atingir o seu volume máximo (Figura 63). Só com estes dados iniciais já é possível inferir que é uma barragem muito perigosa para a população que habita nas proximidades deste barramento.

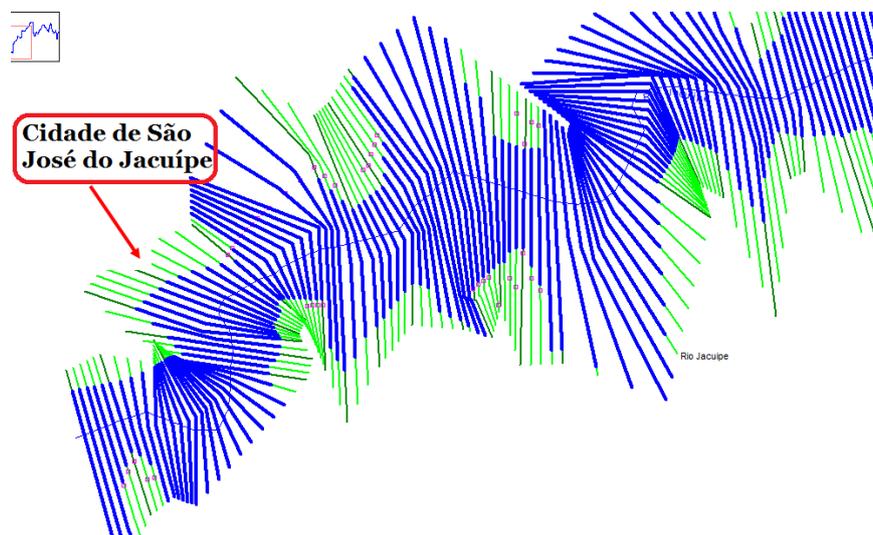


Figura 63. “Mancha” de inundação máxima atingida após 2:30h

Fonte: Alarcon Matos

Oura forma de analisar o crescimento da “mancha” de inundação é verificar o seu crescimento durante a primeira hora (Figura 64) – tempo necessário para que haja o

rompimento total do barramento, desde a formação da brecha até o rompimento total. Ressalta-se que por se tratar de trabalho de risco a desastre ambiental, buscou-se retratar senários conservadores de maior catástrofe possível.

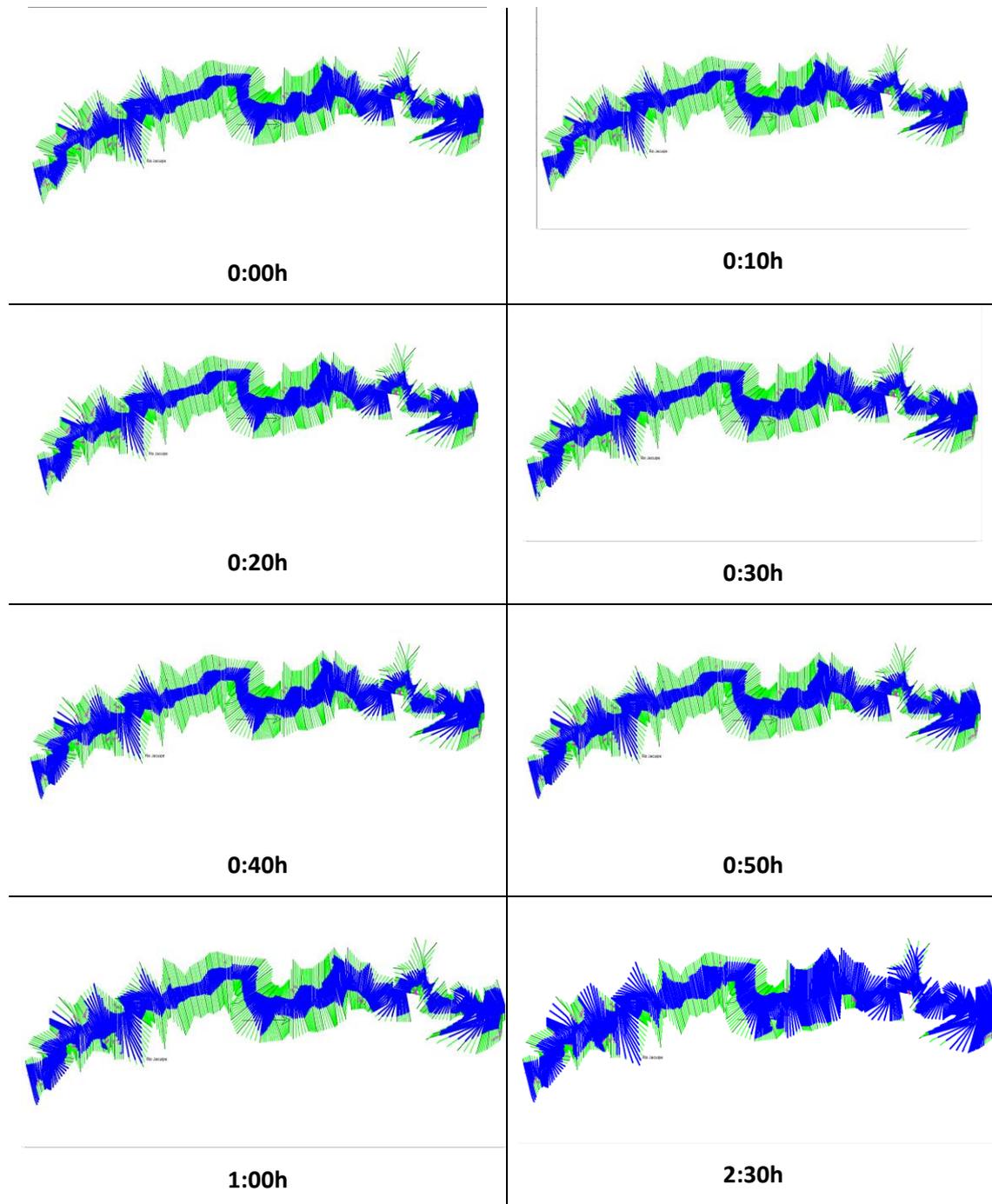


Figura 64. Sequência das manchas de inundação da primeira hora e a mancha máxima atingida durante a simulação, em função do tempo.  
Fonte: Alarcon Matos.

Com base na figura anterior é possível deduzir que setores periféricos da barragem, possui crescimento sutil, o que dificulta a percepção desse crescimento em função do tempo. No entanto, em outras regiões do canal fluvial esse crescimento é bastante acentuado.

### **7.2.1. Análise a partir das secções transversais.**

Outra forma de avaliar o volume hídrico gerado pelo rompimento da barragem e seu comportamento na área afetada é através das secções transversais. Contudo, é inviável visualizar todas as secções transversais, haja visto, que foram criadas 89 secções e interpolada mais 300 secções gerando uma totalidade de 406 secções transversais. Para facilitar a análise da mesa adotou-se como referência uma secção inicial, ou seja, a primeira secção transversal, uma secção com maior tangencia a sede municipal e uma secção após a cidade, enfatizado a área rural afetada. Ressalta-se que não foi adotado a última secção para análise, pois os dados desta última secção não são confiáveis já que a simulação não tem parâmetros suficiente para construção de modelos adequados nesta região.

#### **7.2.1.1. Secção inicial.**

A secção inicial, ou seja, a secção transversal que foi criada na área de contato do barramento e canal fluvial subsequente, é denominado de River Station 35439.45. Esta estação exerce fundamental importância para as análises iniciais, pois é ela que recebe as primeiras cargas hídricas, sua variação, do volume de água é fundamental para compreender a dinâmica da onda de cheia advinda do rompimento da barragem. Nesta secção transversal não existem habitações ou construções que abriguem moradores ou qualquer atividade econômica.

A secção transversal é demonstrada na figura 65, onde no eixo Y está plotado a elevação lateral, ou seja, a altitude do terreno, no eixo X está plotada a largura do canal fluvial, em azul é o perfil da linha d'água – além disso, na parte superior do gráfico encontra-se os valores do coeficiente de Manning para as margens do rio bem como o canal fluvial. Com base na river station 35439.45, é possível constatar que se trata de um vale assimétrico onde a margem direita tem 390 metros de altitude e a margem esquerda possui 374 metros, uma diferença de 16 metros. Embora haja essa diferença considerável entre as margens (entre os dois divisores de água) a mesma no terreno é de baixa percepção pois

esta secção tem mais de 2km de extensão, por isso a declividade média do trecho em questão (os dois divisores de água) é de 0.0081. Essa baixa declividade implica no espraiamento do volume hídrico com o decorrer do processo de rompimento.

A análise da figura 65 permite inferir que no momento inicial o Rio Jacuípe possui uma lamina d'água com 7 metros de altura, isso não é comum, mas adotou-se este valor inicial pois para que a barragem venha a se romper por causas naturais – efeito climático – é necessário um período de chuva obrigando o rio atingir o volume médio de fluxo hídrico.

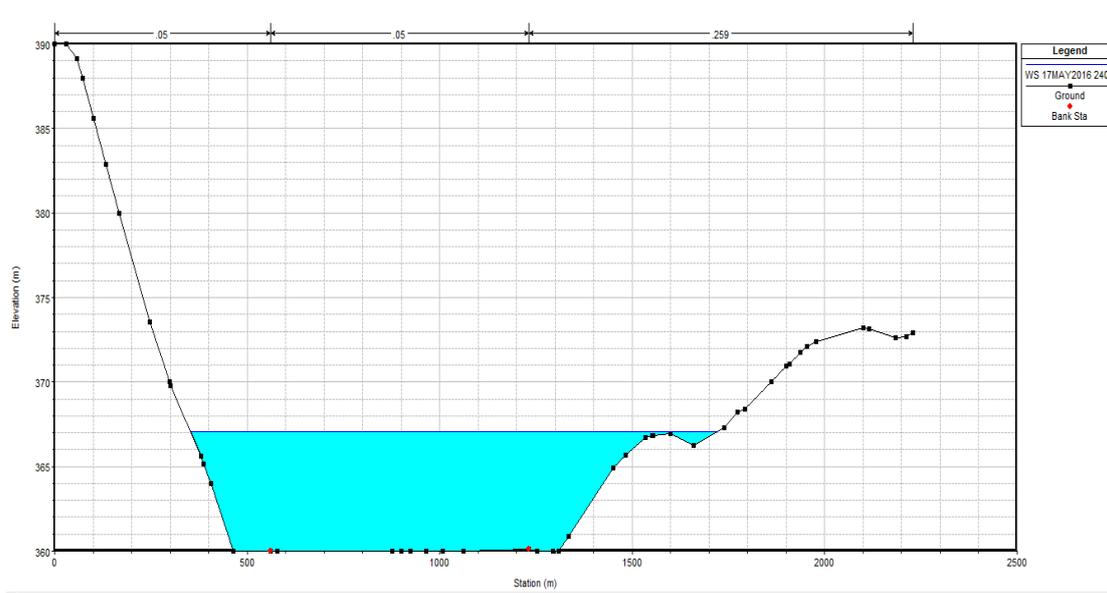


Figura 65. Volume hídrico para a primeira secção transversal, momentos antes do rompimento.  
Fonte: Alarcon Matos

Na figura 66 é observado a simulação do rompimento tendo decorrido dez minutos após a formação da brecha no barramento. Há um acréscimo no perfil de linha d'água de aproximadamente dois metros no seu volume, equivalendo um acréscimo de aproximadamente 28,5% no volume hídrico.

Estes valores de declividade e incremento do volume hídrico na secção transversal vai influenciar diretamente na velocidade de correnteza, variável fundamental para entender a energia que o rio libera durante o seu escoamento, bem como o potencial destrutivo da correnteza.

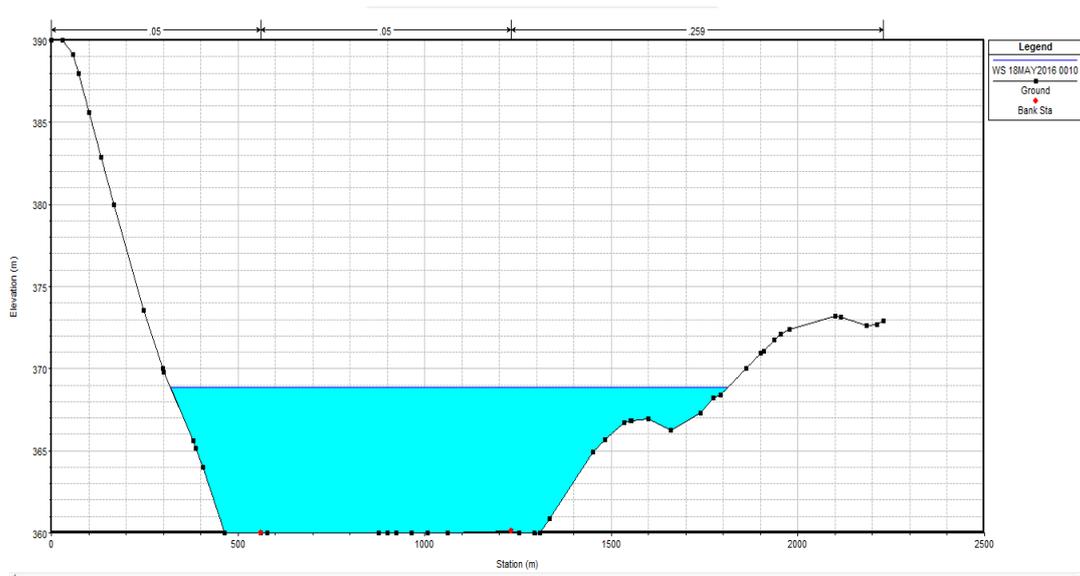
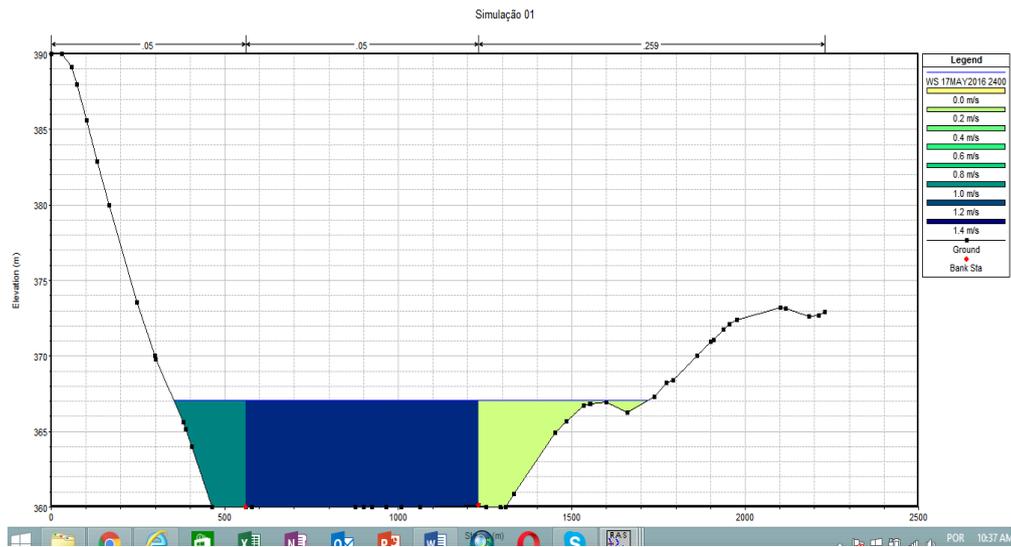
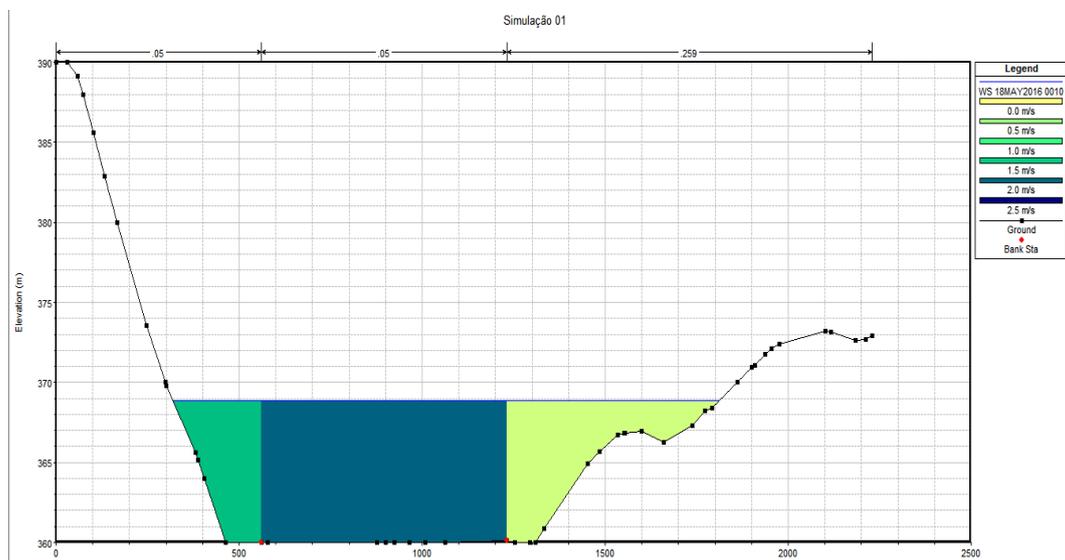


Figura 66. Perfil de linha d'água na secção transversal tendo decorrido dez minutos do rompimento da barragem.  
 Fonte Alarcon Matos

Analisando a Figura 67, é possível identificar as áreas com maior velocidade dentro do perfil vertical da primeira River Station. Na **figura 67 A** têm-se a velocidade em fluxo normal e na **Figura 67 B** é apresentada a velocidade do fluxo após dez minutos de início do rompimento. A velocidade máxima atingidos momentos antes do rompimento é no máximo de  $1,4 \text{ m/s}$ , no entanto após dez minutos do rompimento essa velocidade máxima é de  $2.5 \text{ m/s}$  o que produz uma aceleração de  $0.0018 \text{ m/s}^2$  no trecho em questão, o que implicaria numa força de aproximadamente  $0,0018N$  por Quilograma de água, este valor cresce numa constante da segunda lei de newton. Em outras palavras, quanto maior for o volume da água vertida pelo rompimento maior será o potencial destrutivo.



(A)



(B)

Figura 67. Variação da velocidade nos dez minutos iniciais do rompimento.  
 Fonte: Alarcon Matos

O volume máximo atingido nesta secção transversal pode ser observado na (Figura 68), com relação ao volume atingido após dez minutos do rompimento há um acréscimo de 6,5 metros no volume hídrico o que representa um acréscimo de 46.5% aproximadamente. Mas em relação ao valor máximo em comparação com o valor mínimo e valor máximo o acréscimo é de 171%.

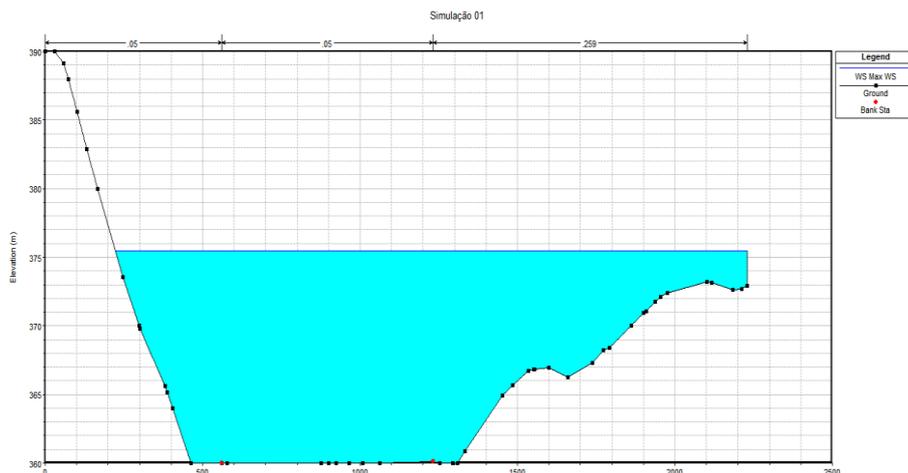


Figura 68. O volume hídrico máximo atingido na secção estudada.

Fonte: Alarcon Matos

Esta variação entre volume mínimo, dez minutos e valor máximo também vai se refletir na velocidade (Figura 69) onde é possível verificar que a velocidade máxima atingida, com o volume máximo de água é de  $3.5\text{m/s}$  produzindo uma aceleração de  $0.00024\text{ m/s}^2$ . Está redução da aceleração, acontece devido as características geomorfológicas da região, ou seja, relevo pouco acidentado, baixa declividade, se por um lado há redução da Força resultante por quilograma de água, devido a redução da aceleração, por outro aumenta consideravelmente o tempo de concentração do liquido no lugar – levando maior tempo para que haja o escoamento do volume hídrico. Além disso há aumento da força total já que o volume hídrico aumenta consideravelmente.

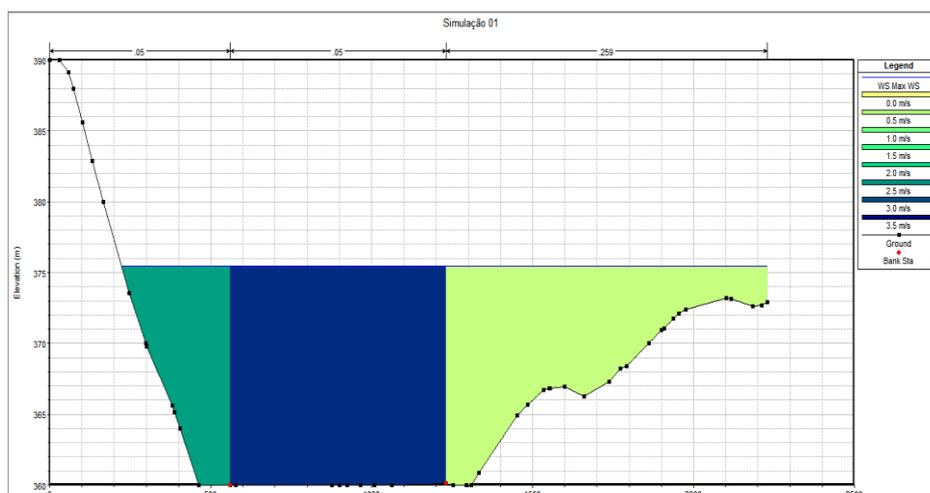


Figura 69. Variação da velocidade na secção transversal quando o mesmo atinge o volume máximo da descarga hídrica

Fonte: Alarcon Matos

Na Figura 70 é possível verificar o volume d'água atingida na secção inicial, desde a formação de brecha, ou seja, a primeira hora, até o volume máximo atingido nesta secção. Destaca-se nesta variação que há um crescimento muito acentuado em um curto intervalo de tempo, até se estabilizar.

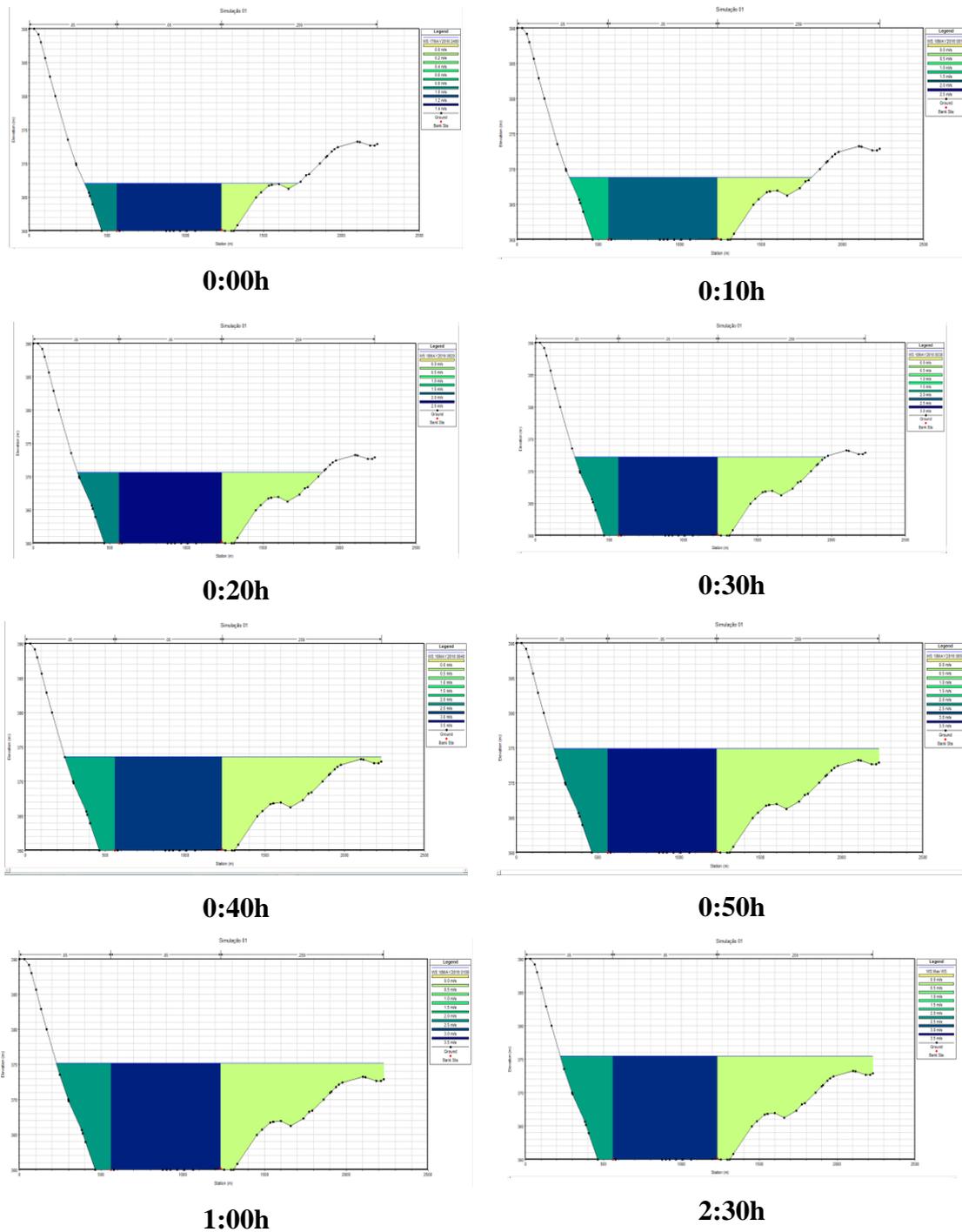


Figura 70. Variação do volume d'água na secção inicial e sua variação em função tempo.  
Fonte: Alarcon Matos

### 7.2.1.2. Secção Representativa da Cidade.

Embora, a análise da secção inicial seja representativa para avaliar o comportamento da onda de cheia, ela não é está localizada no perímetro urbano. Portanto faz-se necessário o estudo da secção transversal 31540.6, pois a mesa encontra-se situada exatamente no perímetro urbano de São José do Jacuípe.

O comportamento inicial, do seu nível médio de fluxo hídrico é apresentada na Figura 71. Na imagem é possível verificar que o nível inicial adotado para a calha do rio é de 7 metros de lamina d'água. Para os padrões normais é um volume alto, contudo por tratar-se de uma simulação este valor é representativo por ser um valor médio de vazão, razão entre valores máximos e mínimos no que se refere ao fluxo normal, para o trecho em questão.

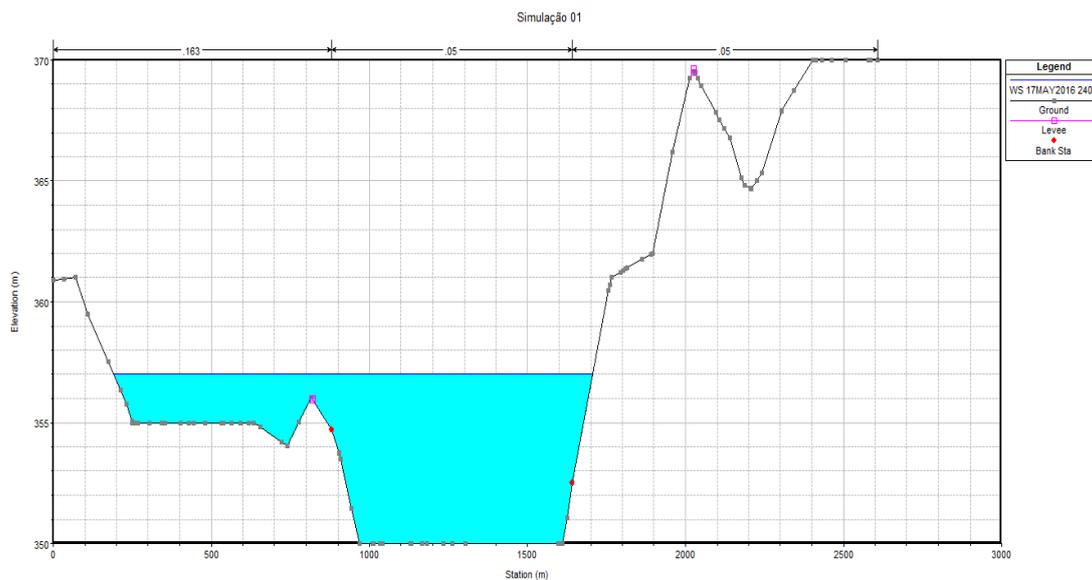


Figura 71. Volume inicial para o fluxo hídrico na área urbana de São José do Jacuípe Fonte: Alarcon Matos

A cidade está localizada a margem esquerda do Rio Jacuípe e nos momentos iniciais, água já começa a atingir as residências dos moradores mais ribeirinhos, causando os primeiros prejuízos, mas ainda é insuficiente para causar mortes e destruição por força do fluxo ou mesmo volume hídrico. Com velocidade central de no máximo 1.6m/s e na margem esquerda de 0.8 m/s (Figura 72).

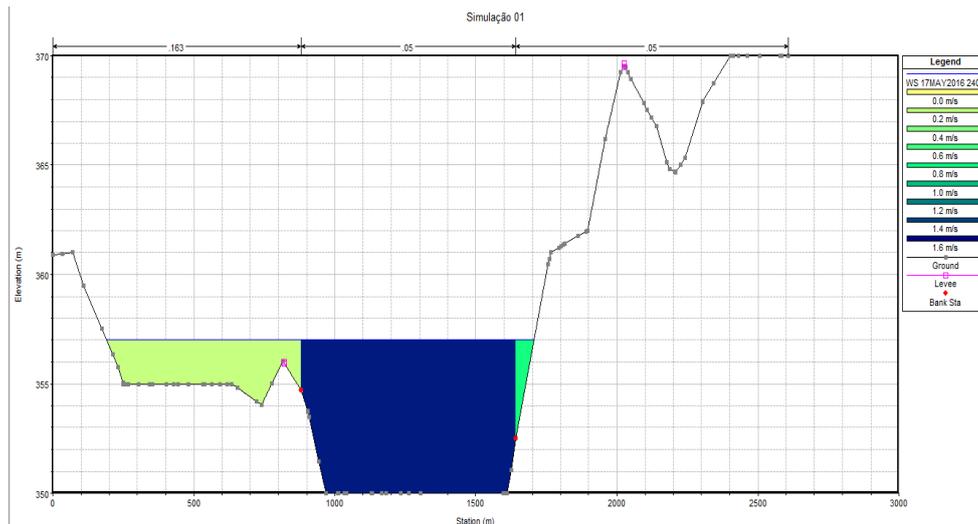


Figura 72. Velocidade da água na secção transversal situada no perímetro urbano.  
Fonte: Alarcon Matos

Após dez minutos do início do rompimento, já é possível verificar a variação do volume de água bem como sua velocidade. De acordo com a (Figura 73) observa-se que a lamina d'água aumenta cerca de 0,4 metros, relativamente pequena o acréscimo se comparado a secção inicial que foi de 2 metros correspondendo cerca de 20% do incremento no volume inicial. Ou seja, na secção inicial os primeiros dez minutos o volume hídrico tem acréscimo de 2 metros no seu volume, apenas 20% desse volume extra chega na região urbana.

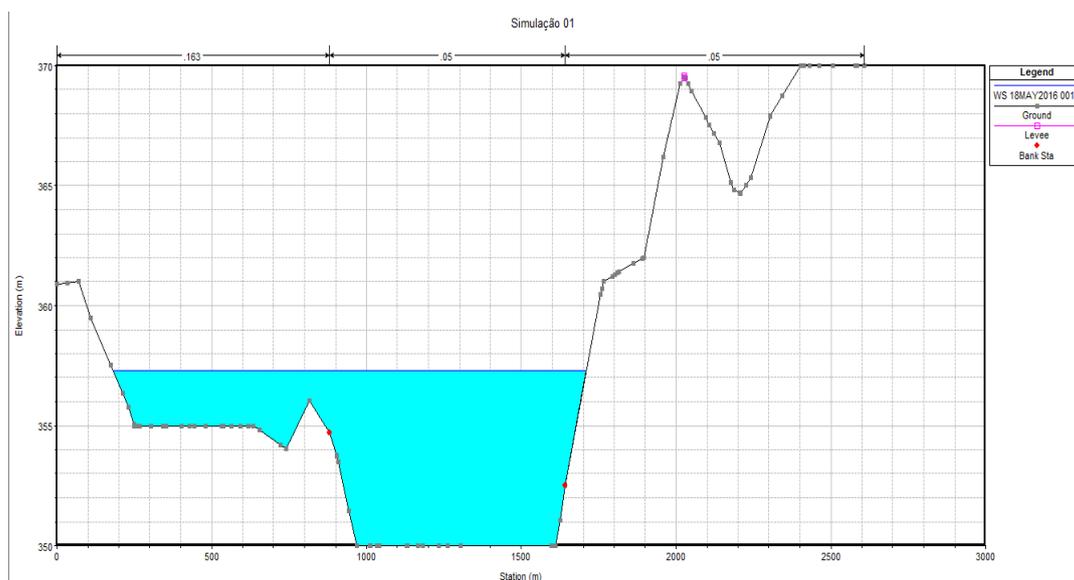


Figura 73. Perfil de linha d'água após dez minutos de rompimento da barragem na secção vertical da área urbana.  
Fonte: Alarcon Matos

De acordo com a (Figura 74) é possível verificar que a velocidade máxima atingida é de  $2m/s$  na região central, margem esquerda é de  $0,5m/s$  e direita de  $1m/s$  gerando uma aceleração máxima no centro de  $0,0065 m/s^2$  produzindo uma força por quilograma de água de aproximadamente  $0,0065N$ . Em relação ao trecho inicial tem-se uma força  $27,7\%$  maior que a força resultante, por quilograma de água.

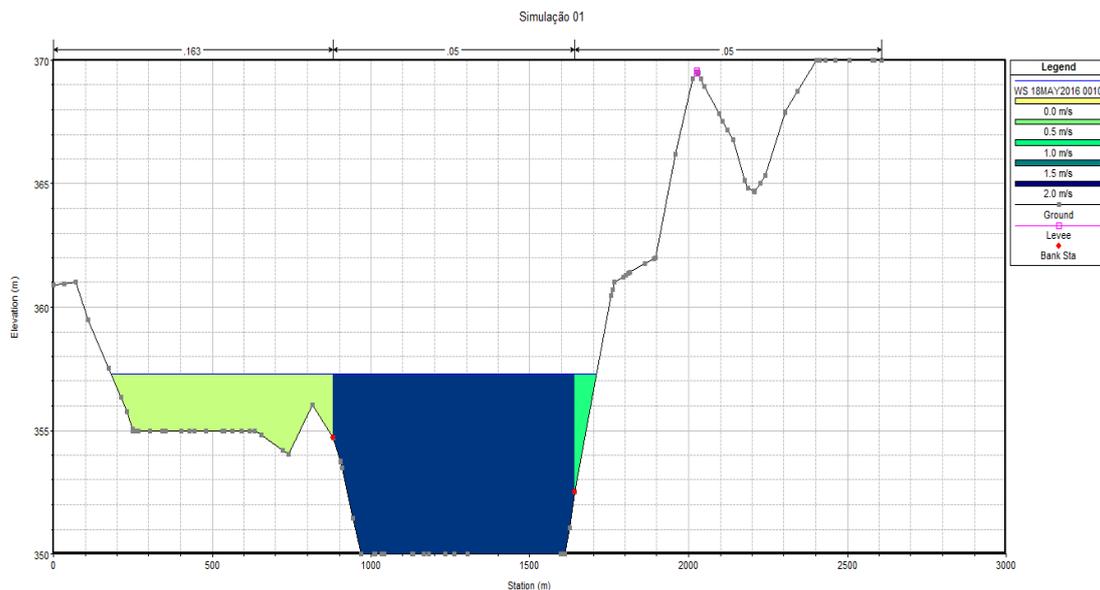


Figura 74. Variação da velocidade na seção transversal da área urbana dez minutos após o rompimento.

Fonte: Alarcon Matos

Em relação ao volume máximo, no entanto há um acréscimo muito grande, haja vista que o volume inicia da linha d'água sai de 7 metros salta para 16,2 metros gerando incremento de  $231,4\%$  sobre o volume inicial (Figura 75). Este valor é muito elevado considerando a região afetada, pois com essa coluna d'água é suficiente para destruir a cidade completamente, mesmo que após duas horas e meia (tempo necessário para que a onda do rompimento assume seu volume máximo) à área tenha sido evacuada.

Além disso, trata-se de uma cidade interiorana cuja a característica do perfil vertical urbano é de baixíssima elevação, existindo poucos prédios, ou seja, à água encobriria praticamente todas as residências.

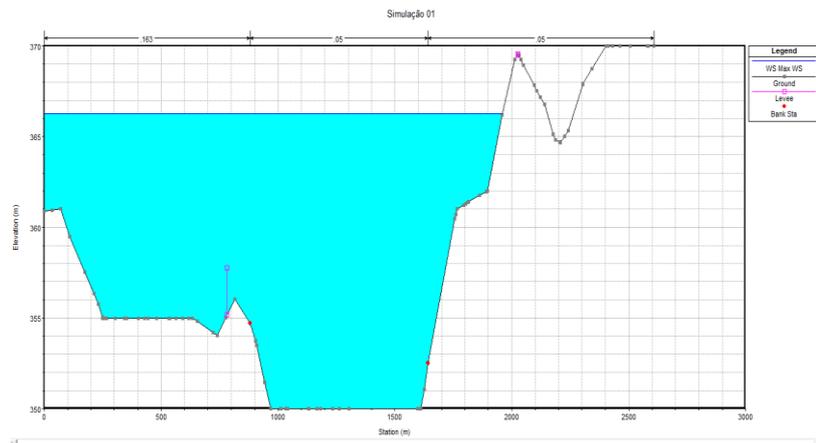


Figura 75. Volume máximo da coluna de água atingida na secção transversal do perímetro urbano.

Fonte: Alarcon Matos

Entretanto, o fenômeno do rompimento da barragem traz consigo outros fatores preocupantes além do incremento da coluna d'água a distribuição da velocidade no trecho (Figura 76), atingindo  $3,0 \text{ m/s}$ , na região central da calha fluvial e nas margens variam de  $0,5 \text{ m/s}$  a  $2,0 \text{ m/s}$ . implicando uma aceleração de aproximadamente  $0,000083 \text{ m/s}^2$  implicando numa força por quilograma de água  $0,000083N$  em relação aos dez primeiros minutos há uma redução da força por quilo de água, o que não significa que há redução da força total empregada, já que o volume de água nesse momento é 231% maior que o volume inicial. Ressalta-se que esses valores são apenas para uma secção transversal e a área urbana e composta de aproximadamente 10 secções transversais.

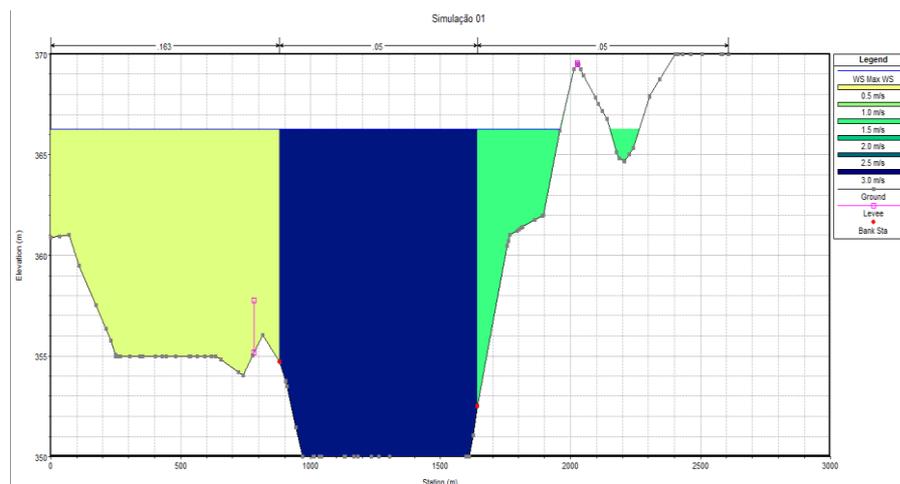


Figura 76. Distribuição da velocidade na secção transversal da área urbana.

Fonte: Alarcon Matos

A variação do volume de água na primeira hora do rompimento e o volume máximo atingindo, bem como a distribuição da velocidade na secção transversal representativa da área urbana pode ser vista na (Figura 77). Observa-se a discrepância acentuada entre o volume inicial e o volume máximo e que são necessários quatro horas e quarenta minutos para a água atinge seu volume máximo.

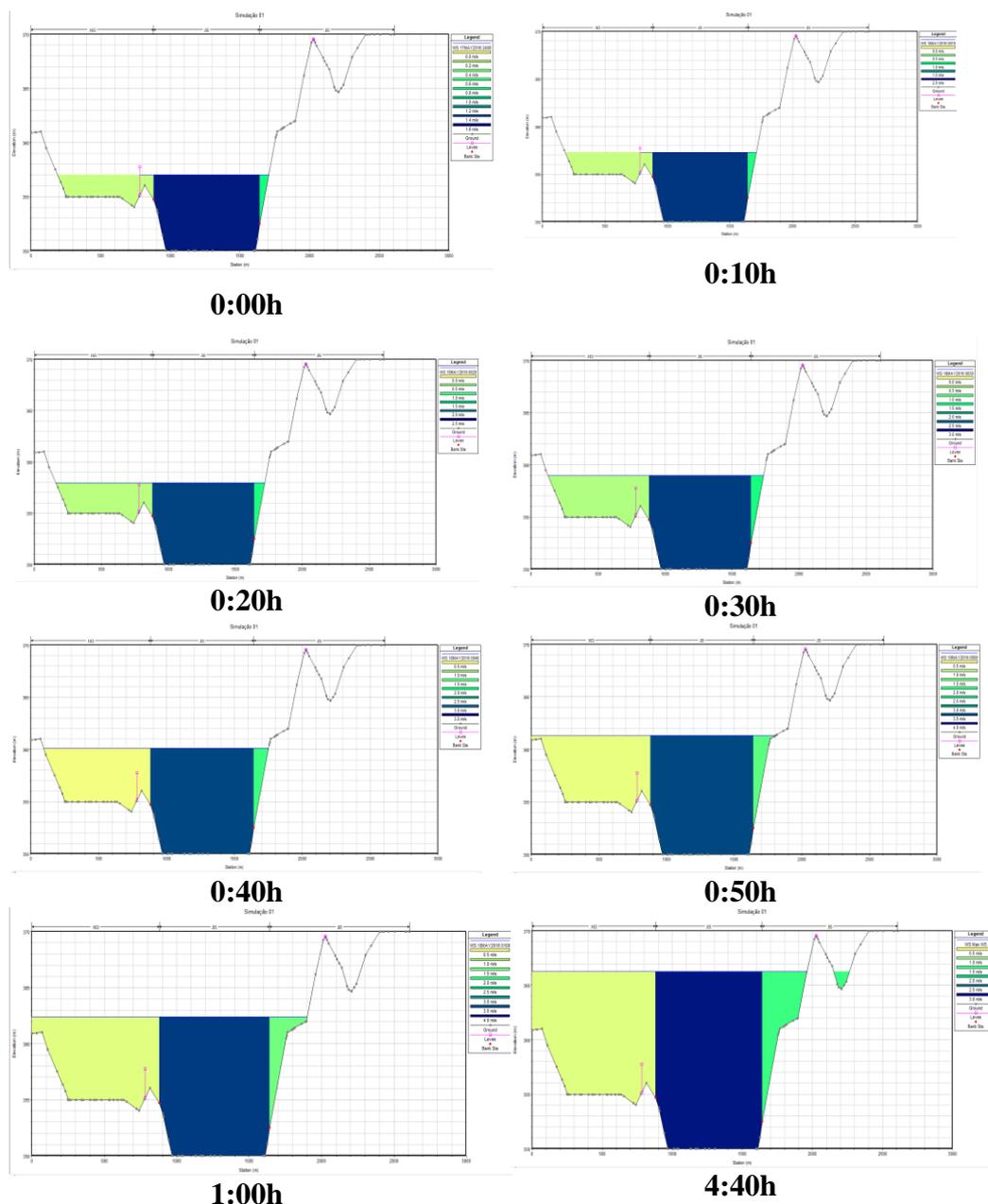


Figura 77. Variação entre o volume mínimo e volume máximo na secção transversal 31540.6

Fonte: Alarcon Matos

## 8. Conclusões

O HEC-RAS se mostrou uma ferramenta sólida com intuito de mapear áreas suscetíveis a inundação por rompimento de barragem. Todavia, foi possível calcular a velocidade média da água, aceleração de uma partícula de água bem como a força em Nilton que um quilograma de água terá em cada secção.

Foi possível identificar a variação do volume de água em cada trecho do rio, observando que para a primeira secção são necessários duas horas e meia desde a formação da brecha até o rompimento total da barragem adquirindo maior volume de água possível. Porém, na secção situada no centro urbano de São José do Jacuípe são necessários quatro horas e meia para que o volume hídrico atinja seu ápice. Por isso é sugerido que se instale sistema sonoros de alerta, pois com isso é possível evacuar a cidade antes que a mesma seja completamente inundada, pois com a onda de cheia demora um tempo considerável para chegar a cidade, e a cidade é pequena é possível que se evacue todo o centro urbano.

Podemos classificar a barragem como de alto risco, pois em caso de rompimento cerca de 90% da cidade ficará em baixo d'água. No entanto, devido a escassez de dados é necessário que se faça um estudo mais aprofundado haja vista, que trata-se de uma barragem de alto risco ambiental necessitando uma nova avaliação mais aprofundada pelos órgãos competentes.

## Referências Bibliográficas

ALIPARAST, M. Two-dimensional finite volume method for dam-break flow simulation. **International Journal of Sediment Research** **24**, 99-107. 2009.

ALMEIDA, A. B. Riscos a Jusante e Legislação. In: MARTINS, R.; VISEU, T.; RAMOS, F. (Coordenadores). **Legislação sobre segurança de barragens**. Projeto NATO. Lisboa: LNEC, 1999, p. 107-124.

ANDRIOLO, F. R. Barragens Contemporâneas: Conhecimento, Durabilidade, Riscos e Falhas. Cenário: Brasileiro. In: **III SIMPÓSIO DE SEGURANÇA DE BARRAGENS E RISCOS ASSOCIADOS**, Comitê Brasileiro de Barragens, 18 e 19 de novembro de 2008, Salvador, Bahia.

ARONOF, S. **Geographic Information Systems: A management Perspective**. Ottawa: WDL Publications, 1995.

BASTOS, A. M. Modelagem de escoamento ambiental como subsidio à gestão de ecossistemas aquático no Baixo Igarapé de Fortaleza. Dissertação de Mestrado – Fundação Universidade Federal do Amapá. **Programa de Pós-Graduação em Biodiversidade Tropical**. Macapá – AP 2010.

BERGMAN, N. SHOLKER, O. ROSKIN, J. GREENBAUM, N. The Nahal Oz Reservoir dam-break flood: Geomorphic impact on a small ephemeral loess-channel in the semi-arid Negev desert, Israel. **Geomorphology** **210** 83-87, 2014.

BERGSTRÖM, S.; GRAHAM, L. P. On the scale problem in hydrological modeling. **Journal of Hydrology**, v.211, pp. 253 – 265, 1998.

BERRY, J. K. **Spatial Reasoning for e effective GIS**. For Collins, GIS World, 1995a.

BEVEN, K. Changing Ideas in hydrology – the case of physically-based models. **Journal of Hydrology**, v. 105, n. 1-2, pp. 157 – 172, 1989.

BONAT, D. **Metodologia da Pesquisa**. 3. Ed. – Curitiba: IESDE Brasil S.A., 2009. 132 p.

BORGES, K. A. DAVIS Jr. C. A. LEANDER, A. H. F. Modelagem de dados geográficos, in **Banco de Dados Geográfico** (CASANOVA, M CÂMARAM G. DAVIS C. VINHAS, L. QUEIROZ, G. R. org.). Curitiba 2005.

BRASIL. **Dispõe sobre o Sistema Nacional de Defesa Civil - SINDEC e o Conselho Nacional de Defesa Civil, e dá outras providências**. 17 de fevereiro de 2005.

BRUNET, D., FERRAS, R., THÉRY, H. **Les mots de la Géographie: dictionnaire critique**. Montpellier, GIP-RECLUS, 2ª Edição 1993.

BULL, G. Ecosystem Modelling with GIS. In: **Environmental Management**. (18): 345 – 349, 1994.

BURROGH, P. A. **Principles of Geographical Information Systems for Land Resources Assessment**. New York: Clarendon, 1986.

BURROGH, P. A. MCDONNELL, R. A. **Principles of Geographic Information Systems**. Oxford: Oxford University, 1998.

CÂMARA, G. CASANOVA, M. A. HEMERLY, A. S. MAGALHÃES, G. C. MEDEIROS, C. M. B. **Anatomia dos sistemas de informações geográficas**. Campinas: UNICAMP, 1997. 197. 197p.

CBDB. **Comitê Brasileiro de Barragens. Guia Básico de Segurança de Barragens**. Núcleo regional de São Paulo. Comissão regional de segurança de barragens, 1999, 77 p.

CBGB. **Diretrizes para a inspeção e avaliação de segurança de Barragens em Operação**. Rio de Janeiro 1983, 26p.

CBGB, C. B. **Guia Básico de Segurança de Barragens**. São Paulo. 1999.

CDSA. **Diretrizes para Segurança de Barragens**. Tradução de Henry Dantas Strong, CESP Companhia Energética de São Paulo, Divisão de Segurança e Tecnologia, São Paulo – SP 1995.

CHRISMAN, N. **Exploring the Geographic Information Systems**. New York: John Wiley e Sons, 1997. 288p.

CHRISTOFOLETTI, A. **Modelagem de Sistemas Ambientais**. 1º Edição – São Paulo: Edgar Blucher, 1999. 238p.

CYGANIEWICZ, J. M. SMART, J. D. U. S. Bureau of Reclamation's use of risk analysis and risk assessment in dam safety decision making. ICOLD, **20<sup>th</sup> Congress, Beijing, China 2000**.

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.

CORREIA, A. C. S.; SÁ, L.A. C. M. Estudos Teóricos Sobre Mapas Cognitivos para Geração de Bases de Dados Espaciais. **Revista Brasileira de Cartografia nº 61/03**. 245 – 259, 2009.

COUCLELIS, H. Space, Time and Geography. In: GOODCHILD, D. *et. al.* **Geographical Information Systems**. New York: John Wiley e Sons, 1999.

DANGERMOND, K. A Classification of Software Components Commonly Used in **Geographic Information Systems**. In: **Intrudctoy Readings in GIS**. (?): 31 – 51, 1990.

DOOGE, J. C. I. The waters of the Earth. **Hydrological Sciences Journal**. Oxford, vol. 29, n. 2, 149 – 176, jun/ 1984.

FELGUEIRAS, C. A. **Modelagem ambiental com tratamento de incertezas em sistema de informação geográfica: o paradigma geostatístico por indicação** – São José dos Campos: INPE, 1999, 212p.

FILHO, C. L. M. **Introdução a Geologia de engenharia**. 3 ed. Santa Maria: Ed. da UFSM, 2008.

FREAD, D. The Development and Testing of a Dam-Break Flood Forecasting Model. **Proc. Of Dam-Break Flood Modeling Workshop, 164-197**. 1977, Washington, D.C.

FREAD, D. L. & LEWIS, J. M. NWS FLDWAV Model. **Theoretical Description & User Documentation** – National Weather Service NOAA. 1998.

FROEHLICH, D. C. Peak Outflow from Breached Embankment Dam. **Journal of Water Resources Planning and Management, 90-97**, 1995.

GARCÍA, L. A. BUENO, I. E. LOMBILLO, A. S. GÓMEZ, M. ORTUÑO, M. Methodology for estimating the probability of failure by sliding in concrete gravity dams in the context of risk analysis. **Structural Safety 36/37 1-13**. 2012.

GOODCHILD, M. Geographical Information Systems. In: **International Journal of Geographical Information Systems**, (6): 35 – 45, 1992.

HAGGETT, P & CHORLEY, R. J. Modelos, paradigmas e a Nova Geografia. In **Modelos Físicos e de Informação Geografia** (CHORLEY, R. J. & HAGGETT, P., Eds.). Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científico, 1 – 19, 1975.

HAGGETT, P & CHORLEY, R. J. Models, paradigmes and the New Geography. In **Models in Geography** (CHORLEY, R. J. & HAGGETT, P. Eds.). Londres, Methuen & Co., 1967.

HEUVELINK, G. B. M. **Error propagation in environmental modeling with GIS**. Bristol: Taylor and Francis inc, 1998. 127p.

HROMADKA II, T. V. BERENDBROCK, C. E. FRECKETON, J.R, GUYMON, G. L. A two-dimensional dam-break flood plain model. **Adv. Water Resources, Volume 8**. 1985.

JANSEN, R. B. **Dam and Public Safety. USA**: Water Resources Technical Publication. Denver: U. S. Departament of the Interior, 1980, 332 p.

LADEIRA, J. E. R. Avaliação de segurança em barragem de terra, sob o cenário de erosão tubular regressiva, por métodos probabilísticos: O caso UHE – São Simão. 2007. 230 f. **Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos)** – Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2007.

LAMBIN, E. F. **Modeling Deforestation Processes - A Review**, Trees series B: Research Report . European Commission, Luxembourg (1994).

LANÇA, R. **Tipologia, Condicionantes e Ações em Barragens de Aterro**. Escola Superior de Tecnologia – CESE em Engenharia Civil. **Projecto de Investigação Aplicada em Construção**. Universidade do Algarve. Faro, 1997.

LAKATOS, E. M.; MARCONI, M. A. **Fundamentos de Metodologia Científica**. 4. ed. rev. E ampl. São Paulo: Atlas, 2001.

LAKATOS, E. M.; MARCONI, M. A. **Fundamentos de metodologia científica**. 6. ed. 5. reimp. São Paulo: Atlas: 2007.

LOPES, J. **O fazer do trabalho científico em ciências sociais aplicadas**. Recife: Ed. Universitária da UFPE, 2006. 303 p.

MASCARENHAS, F. C. B. *Modelação Matemática de Ondas Provocadas por Ruptura de Barragens*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). COPPE. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 1990, 291 p.

MATEUS, R. S. Modelo Hidrológico da Bacia Hidrográfica da Represa Guarapiranga – São Paulo (SP). **Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Geografia Física** – Universidade de São Paulo Faculdade de Filosofia, Letra e Ciências Humanas – FFLECH. São Paulo SP. 2006.

MENESCAL, R. A.; CRUZ, P. T.; CARVALHO, R. V.; FONTENELLE, A. S.; OLIVEIRA, S. K. F. Uma metodologia para avaliação do potencial de risco em barragens do Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da UFMG 113 semi-árido. In: **SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS**, 24., 2001. Fortaleza. *Anais...* Fortaleza, 2001.

MENESCAL, R. A.; MIRANDA, A. N.; PITOMBEIRA, E. S.; PERINI, D. S. Prevenção de acidentes envolvendo barragens: Projeto de diagnóstico da segurança de barragens no Brasil. In: **SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS**, 16., 2005. João Pessoa. *Anais...* João Pessoa-PG, 2005a.

MI. Ministério da Integração Nacional. **Manual de segurança e inspeção de barragens**. Brasília, julho de 2002, 138 p.

MOHAPATRA, P.K. & CHAUDHRY, M. H. Numerical Solution of Boussinesq Equations to Simulation Dam-Break Flows. **Journal of Hydraulic Division** 156-159, 2004.

PEDROSA, B. M. & CÂMARA, G. Modelagem Dinâmica: Conceitos Básicos e Exemplos de Sistemas. In *Introdução a Modelagem Dinâmica Espacial* (CÂMARA, G. MONTEIRO, A. M. V. org.). **Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto**, São Jose dos Campo 2003 – tutorial.

PRESTININZI, P. Suitability of the diffusive model for dam break simulation: Application to a CADAM experiment. **Journal of Hydrology** 361, 172-185.2008.

PRODANOV, C. C.; FREITAS, E. C. **Métodos e Técnicas da Pesquisa e do Trabalho Acadêmico**. 2ª ed. --Novo Hamburgo FEEVALE, 2013.

ROSMAN, P. C. C. SisBaHia Sistema Base de Hidrodinâmica Ambiental – **Referências Técnicas do SisBaHiA**. COPPE – Engenharia Costeira & Oceanográfica 2014. 345p.

SAYÃO, A. **Notas de aula da disciplina de Barragens de Terra e Enrocamento**. Curso de Mestrado da PUC -RJ, Rio de Janeiro. 2009.

SOARES FILHO, B. S. **Modelagem de Dados Espaciais**. Curso de Especialização em Geoprocessamento. Minas Gerais, 2000. Disponível em < <http://www.csr.ufmg.br/geoprocessamento/publicacoes/modelagemdedadosespaciais.pdf> >. Acesso em: 08 agosto 2014.

SMITH, T. R.; MENON, S. STAR, J.; ESTES, J. E. Requirements and Principles for Implementation and Construction of Large-Scale GIS. In: **International Journal of Geographical Information Systems**. (1): 13 – 31, 1987.

SMITH, J. e SMITH, P. **How to develop a model**. Oxfor University Press. 2007, 125p.

STEYAERT, L. A perspective on the state of environmental simulation modeling. In: Goodchild, M. F.; BRADLEY, O. P.; STEYAERT, L. T. ed. **Environmental Modeling with GIS**. New York: Oxford University Press, 1993. p. 16 – 30.

SUN, Y. CHANG, H. MIAO, Z. ZHONG, D. Solution method of overtopping risk model for earth dams. **Safety Science** **50** 1906-1912. 2012.

TSAY, D. Delaunay Triangulations in TIN Creation. In: **International Journal of Geographic Informations Systems**. (7): 501 – 524, 1993.

TUCCI, C. E. M. **Modelos Hidrológicos**. Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS, Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 1998.

YOU, L. LI, C. MIN, X. XIAOLEI, T. Review of Dam-break Research of Earth-rock Dam Combining With Dam Safety Management. **2012 International Conference on Modern Hydraulic Engineering**. Procedia Engineering 28 382 – 388 2012.

WAHL, T. L. **Prediction of Embankment Dam Breach Parameters. A Literature Review and Needs Assessment**. Water Resources Research Laboratory. U. S. Department of the Interior. Bureau of Reclamation. DSO . Dam Safety Office. DSO-98-004, 1998, 67 p.

WATT, G. Hydrological Modelling in Practice. In WIBLY, R. L. (ed) **Contemporary Hydrology. Towards Holistic Environmental Science**. John Wley & Sons, 1996. Pp. 151 – 1193.

WORNI, R. HUGGEL, C. CLAGUE, J. SCHAUB, Y. STOFFEL, M. Coupling glacial lake impact, dam breach, and flood processes: a modeling perspective. **Geomorphology** **224** 161 – 176. 2014.

UEMURA, S. Instrumentos de avaliação e gestão de impactos gerados por ruptura de barragens. **Dissertação de Mestrado Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária**. São Paulo, 2009.

VERGARA, J. E. Aplicabilidade dos rejeitos de mineração de ferro para utilização de filtros de Barragens. 2012. 129 f. **Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Faculdade de Tecnologia Departamento de Engenharia Civil e Ambiental**. Universidade de Brasília. Brasília, 2012.

XIA, J. LIN, B. FALCONER, R. A. WANG, G. Modelling dam-break over mobile beds using a 2D coupled approach. **Advances in Water Resources** **33** 171-183. 2010.

ZHANG, S. XIA, Z. YUAN, R. JIANG. X. Parallel computation of a dam-break flow model using OpenMP on a multi-core computer. **Journal of Hydrology** **512** 126-133. 2014.

ZOPPOU, C. & ROBERTS, S. Explicit Schemes for Dam-Break Simulations. **Journal of Hydraulic Division** **11-34**, 2003.

SAKAMOTO, M. M. Algoritmo de refinamento de Delaunay a Malhas Sequenciais Adaptativas e com Processamento Paralelo. Tese de doutorado Programa de Pós-graduação em engenharia elétrica. Escola Politécnica USP 2007.

LEMOS, M.C.; SOUZA, S.F. & ROCHA, R.S. Avaliação da qualidade dos dados altimétricos derivado do Shuttle Radar Topographic Mission (SRTM): Resultados preliminares. In: Anais do I Simpósio de Ciências Geodésicas e Tecnologia da Geoinformação. Recife 1-3 de setembro 2004

CASACA, J.M; MATOS, J. L.; DIAS, J. M. B. **TOPOGRAFIA GERAL**. Tradução Luiz Felipe Coutinho Ferreira da Silva, Douglas Corbari Correa – Rio de Janeiro:2011.

BARROS, Rafael Silva de. Avaliação do Modelo Digital de Elevação do SRTM na Ortorectificação de Imagens Landast 7 – Área de Aplicação: Angra dos Reis - RJ. In: XII Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto, 2005A Goiânia. Anais... Goiás. Instituto Brasileiro de Pesquisas Espaciais, 2005. p. 3997 – 4004.

BARROS, Rafael Silva de Avaliação da Altimetria Obtida a partir Modelos Digitais de Elevação. Tese de Doutorado em Geografia, Instituto de Geociências, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2006.

GEORGE, P. L., HERMELIE, F. Delaunay's Mesh of a convex Polyhedron in dimension  $d$ . application to arbitrary Polyhedra. **International Journal of Numerical Methods in Engineering**, 33, p. 975-955, 1992.