



**UNIVERSIDADE FEDERAL DA FRONTEIRA SUL**  
**CAMPUS ERECHIM**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CIÊNCIA E TECNOLOGIA AMBIENTAL**  
**CURSO DE MESTRADO EM CIÊNCIA E TECNOLOGIA AMBIENTAL**

**RUELITON ZAMBON SARTORI**

**AVALIAÇÃO COMPARATIVA DE MODELOS HIDRODINÂMICOS PARA  
PREVISÃO DE INUNDAÇÕES: UM ESTUDO DE CASO DO MUNICÍPIO DE  
GETÚLIO VARGAS-RS**

**ERECHIM**

**2018**

**RUELITON ZAMBON SARTORI**

**AVALIAÇÃO COMPARATIVA DE MODELOS HIDRODINÂMICOS PARA  
PREVISÃO DE INUNDAÇÕES: UM ESTUDO DE CASO DO MUNICÍPIO DE  
GETÚLIO VARGAS-RS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Ciência e Tecnologia Ambiental da Universidade Federal da Fronteira Sul – UFFS como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Ciência e Tecnologia Ambiental, sob a orientação dos Prof<sup>o</sup> Dr. Roberto Valmir da Silva e Prof<sup>o</sup> Dr. José Mario Vincensi Grzybowski.

ERECHIM

2018

## UNIVERSIDADE FEDERAL DA FRONTEIRA SUL

ERS 135 - Km 72, 200

CEP 99700-970

Caixa Postal 764

Erechim - RS

Brasil

SARTORI, RUELITON ZAMBON

AVALIAÇÃO COMPARATIVA DE MODELOS HIDRODINÂMICOS PARA  
PREVISÃO DE INUNDAÇÕES: UM ESTUDO DE CASO DO MUNICÍPIO  
DE GETÚLIO VARGAS-RS/ RUELITON ZAMBON SARTORI. -- 2018.  
147 f.

Orientador: Roberto Valmir da Silva.

Co-orientador: José Mario Vincensi Grzybowski.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal da  
Fronteira Sul, Programa de Pós-Graduação em Mestrado em  
Ciência e Tecnologia Ambiental - PPGCTA, Erechim, RS ,  
2018.

1. Inundações. 2. Modelos Hidrodinâmicos. 3.  
Incertezas. 4. Comparativo de softwares. 5. Mapeamento  
de áreas inundáveis. I. Silva, Roberto Valmir da,  
orient. II. Grzybowski, José Mario Vincensi, co-orient.  
III. Universidade Federal da Fronteira Sul. IV. Título.

**RUELITON ZAMBON SARTORI**

**ANÁLISE COMPARATIVA DE MODELOS HIDRODINÂMICOS PARA PREVISÃO  
DE INUNDAÇÕES: UM ESTUDO DE CASO DO MUNICÍPIO DE GETÚLIO  
VARGAS-RS**

Dissertação apresentada ao programa de Pós-Graduação em Ciência e Tecnologia Ambiental da Universidade Federal da Fronteira Sul – UFFS. Para obtenção do título de Mestre em Ciência e Tecnologia Ambiental defendido em banca examinadora em  
\_\_\_\_/\_\_\_\_/\_\_\_\_

Orientador: Prof. Dr. Roberto Valmir da Silva

Coorientador: Prof. Dr. José Mario Vicensi Grzybowski

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

**BANCA EXAMINADORA**

---

Prof. Dr. Roberto Valmir da Silva – UFFS

---

Prof. Dr. José Mario Vicensi Grzybowski – UFFS

---

Prof. Dr. Eduardo Pavan Korf – UFFS

---

Prof. Dr. Fernando Grison – UFFS

Erechim/RS, fevereiro de 2018

Dedico a minha família, amigos, colegas, professores e a todos que não cessam na busca pela ampliação dos conhecimentos da humanidade.

## **AGRADECIMENTOS**

A minha família, Ademir, Dirlei e Eduardo, que me apoiaram incondicionalmente em todas as etapas em que adquiri conhecimento, passando desde o pré-escola, ensino fundamental, ensino médio, graduação e agora no mestrado.

Aos meus professores Roberto e José Mario, pela orientação nesta dissertação e a auxílios em toda a minha etapa de graduação e mestrado.

Aos membros da banca, titulares, Fernando Grison e Eduardo Pavan Korf, e suplente, Clarissa Dalla Rosa, pela disponibilidade.

Aos meus amigos e ex-colegas Bruno Venturin e Jessica Mulinari pela parceria e ajuda com problemas.

A Marina pelo companheirismo e auxílio.

Ao Júlio Venturin e a empresa VK2 pela disponibilização do Veículo Aéreo Não Tripulado para realização deste estudo.

A Cooperativa Central Aurora Alimentos e a todos os funcionários da Gestão Ambiental de Erechim, pela liberação para as aulas e apoio nesta etapa.

A todos que direta ou indiretamente colaboraram para a realização desse trabalho.

Eu não tenho ídolos. Tenho admiração por trabalho, dedicação e competência.

Ayrton Senna

## RESUMO

Os eventos de inundação podem causar diversos danos em um local, portanto demarcar locais sujeitos à inundação constitui uma atividade essencial para o planejamento e gerenciamento do uso do solo. Além disso, os modelos hidrodinâmicos também podem ser aplicados para o mapeamento não somente de profundidades, mas também de velocidades e direções de fluxo. Com o acelerado desenvolvimento e acesso aos softwares de modelos hidrodinâmicos, a atividade tem se tornado constante em projetos e estudos. Diante de uma expressiva oferta de softwares com diferentes métodos e discretizações espaciais se impõe a necessidade de comparação e avaliação destes softwares. Desta forma, este estudo tem como objetivo analisar o desempenho e as incertezas na modelagem hidrodinâmica de inundações de três dos principais softwares disponíveis na atualidade, HEC-RAS, FLO-2D, e Iber e mapear as possíveis zonas inundáveis. A área de estudo compreende o município de Getúlio Vargas-RS, que sofre com inundações, com ocorrências recentes em maio de 2017, outubro de 2016, julho de 2015, junho de 2014, novembro de 2013 e uma enchente histórica em maio de 1992 onde a população ribeirinha sofreu perdas com o evento. Para alcançar este objetivo a metodologia foi composta por: 1) visitas a campo para a área de estudo; 2) mapeamento da área de estudo com um Veículo Aéreo Não Tripulado (VANT) e construção de um Modelo Digital de Elevação (MDE), 3) regionalização das vazões para o local de estudo, a partir de dados de estações fluviométricas, 4) avaliação de sensibilidade aos parâmetros de entrada e avaliação da estabilidade numérica devido às condições iniciais e parâmetros, 5) simulações de inundações para diferentes tempos de retorno, e 6) mapeamento de áreas de risco. Foi possível obter um MDE com grau de precisão de 0,34 m e vazões para área de estudo referentes a determinados tempos de retorno. Através da avaliação verificou-se que o HEC-RAS possui melhor operacionalização e performance. Constatou-se que passos de tempo com mais de 10 segundos causavam instabilidade numérica, bem como grids com tamanho maior que 25 metros. Geraram-se mapas para os diferentes tempos de retorno de cheias para cada modelo hidrodinâmico e verificou-se que eles condizem com dados observados do nível de água durante eventos de inundação. O mapeamento das áreas de perigo é outro resultado gerado, onde foi possível verificar que as áreas próximas ao canal possuem nível de perigo alto, enquanto que regiões vicinais possuem índices médios e baixos.

Palavras-chave: Inundações. Modelos Hidrodinâmicos. Incertezas. Comparativo de softwares. Mapeamento de áreas inundáveis.

## ABSTRACT

Flood events effects upon areas range from lives lost to property damaged. Thus, flood area mapping is an essential activity for supporting decision makers on land use planning and management. This activity may be carried out through the application of a hydrodynamic mathematical model. As results, the model can deliver not only spatially distributed water depths, but also flow velocities and directions. In regards for the fast development and easier access to the hydrodynamic models' packages, observed in the past decade, their application has become more often in engineering studies and projects. Thereby, due the expressive diversity of models with different methods and discretizations, it is necessary to compare and evaluate the models' capabilities and results. The objective of this study is to analyze the performance and uncertainties of three hydrodynamic models currently free available: HEC-RAS, FLO-2D and Iber. These softwares are used to map flooded areas. The study area comprises the municipality of Getúlio Vargas-RS, which is prone to floods, with recent occurrences in May 2017, October 2016, July 2015, June 2014, November 2013 and a historical flood in May 1992 that caused severe damages to the riverside population. To fulfil the study main objective, the methodology was composed of: 1) study area characterization by means of field surveys, 2) deployment of an Unmanned Aerial Vehicle (UAV) to compose a Digital Elevation Model (DEM), 3) discharge regionalization to the study area, 4) sensitivity model analysis to input parameters and numerical stability evaluation due to initial conditions and parameters, 5) flood simulations for several discharge values scenarios, and 6) mapping of hazard areas. It was possible to obtain a 0,34 m resolution DEM and discharges to the study area for specific return periods. According to the evaluation HEC-RAS has an application operability better, and a better performance, as well. It was found that time steps longer than 10 seconds caused numerical instability as well as grids larger than 25 meters. Maps were generated for the different flood return periods for every hydrodynamic model. Flood maps were consistent with observed water level data during flood events. The mapping of the hazard areas was also obtained, and it shows that the areas near the channel were classified as high level, whereas vicinal regions were classified as medium and low levels.

Keywords: Floods. Hydrodynamic Models. Uncertainties. Comparative of software. Mapping of flooded areas.

## LISTA DE FIGURAS

|   |    |
|---|----|
| Figura 1: Representação esquemática de inundação e enchente.....                              | 19 |
| Figura 2:A:Enchente. B:Inundação.....   | 19 |
| Figura 3: Hidrograma em situação natural e urbanizada.....                                    | 20 |
| Figura 4: MDT gerado a partir de dados SRTM. ....   | 27 |
| Figura 5: Termos de elevação do terreno e linha de água.....                                  | 35 |
| Figura 6: Grid fino e grid computacional.....   | 37 |
| Figura 7: Elevação de água e gráfico da elevação de água pela área superficial.....           | 38 |
| Figura 8: Representação do grid e do dual-grid. ....  | 39 |
| Figura 9: Layout do HEC-RAS. ....   | 49 |
| Figura 10: Esquema de distribuição de vazões do FLO-2D.....                                   | 54 |
| Figura 11: Fluxograma de funcionamento do FLO-2D. ....  | 56 |
| Figura 12: Exemplo de uma simulação do FLO-2D.....  | 58 |
| Figura 13: Definição nível de perigo para o mapa de risco. ....                               | 58 |
| Figura 14: Exemplo de mapa de risco.....  | 60 |
| Figura 15: Layout do Iber. ....   | 65 |
| Figura 16: Fluxograma da metodologia adotada. ....  | 68 |
| Figura 17: Inundação em outubro de 2016 em Getúlio Vargas-RS.....                             | 69 |
| Figura 18: Localização de Getúlio Vargas.....   | 70 |
| Figura 19: Imagem capturada pelo VANT mostrando a calha do Rio Abaúna.....                    | 73 |
| Figura 20: Nuvem de pontos esparsa. ....  | 74 |
| Figura 21: Nuvem de pontos densa. ....  | 74 |
| Figura 22: Modelo de malha poligonal. ....  | 75 |
| Figura 23: MDE com atributos de geometria para simulação 1D. ....                             | 77 |
| Figura 24: Calha do rio no MDE gerado com problemas devido a vegetação. ....                  | 77 |
| Figura 25: Representação do MDE com o canal sobreposto.....                                   | 78 |
| Figura 26: Mapa da bacia hidrográfica da área de estudo. ....                                 | 80 |
| Figura 27: Terreno com alocação dos termos fonte e sorvedouro nas simulações. ..              | 84 |
| Figura 28: Canal do Rio Abaúna com quebra do grid gerado. ....                                | 87 |
| Figura 29: Mancha de inundação em Getúlio Vargas.....   | 90 |
| Figura 30: Modelo Digital de Elevação gerado.....   | 91 |
| Figura 31: Imagens capturadas dispostas sobre o Modelo Digital de Elevação. ....              | 92 |
| Figura 32: Gráfico das vazões esperadas pelo tempo de retorno e regressão<br>logarítmica..... | 95 |

|   |     |
|---|-----|
| Figura 33: Bacia de drenagem para a área urbana de Getúlio Vargas. ....   | 96  |
| Figura 34: Gráfico das vazões específicas médias mensais da estação Passo Colombelli (Q1/A1) X Estação Passo Santa Tereza (Q2/A2). .... | 97  |
| Figura 35: Alturas simuladas na calibração e locais dos pontos. ....  | 99  |
| Figura 36: Simulação com grid de 50 metros. ....  | 100 |
| Figura 37: Simulação com passo de tempo de 30 minutos. ....   | 101 |
| Figura 38: Simulação 1D no HEC-RAS para tempo de retorno de 1 ano. ....   | 103 |
| Figura 39: Simulação 1D no HEC-RAS para tempo de retorno de 40 anos. ....   | 104 |
| Figura 40: Simulação 1D no HEC-RAS para tempo de retorno de 78 anos. ....   | 105 |
| Figura 41: Simulação realizada no HEC-RAS com tempo de retorno de 1 ano. ....   | 108 |
| Figura 42: Simulação realizada no HEC-RAS com tempo de retorno de 10 anos. .  | 109 |
| Figura 43: Simulação realizada no HEC-RAS com tempo de retorno de 50 anos. .  | 110 |
| Figura 44: Simulação realizada no HEC-RAS com tempo de retorno de 78 anos. .  | 111 |
| Figura 45: Simulação 2D realizada no FLO-2D com tempo de retorno de 1 ano. ...  | 114 |
| Figura 46: Simulações 2D realizadas no FLO-2D com tempo de retorno de 10 anos. ....   | 115 |
| Figura 47: Simulações 2D realizadas no FLO-2D com tempo de retorno de 50 anos. ....   | 116 |
| Figura 48: Simulações 2D realizadas no FLO-2D com tempo de retorno de 78 anos. ....   | 117 |
| Figura 49: Simulação 2D realizada no Iber para um tempo de retorno de 1 ano. ...  | 119 |
| Figura 50: Simulação 2D realizada no Iber para um tempo de retorno de 10 anos. ....   | 120 |
| Figura 51: Simulação 2D realizada no Iber para um tempo de retorno de 50 anos. ....   | 121 |
| Figura 52: Simulação 2D realizada no Iber para um tempo de retorno de 78 anos. ....   | 122 |
| Figura 53: Mapas comparativos da extensão da inundação para os 3 softwares e os 4 tempos de retorno simulados. ....                     | 125 |
| Figura 54: Mapa de velocidades de escoamento gerados no HEC-RAS para 78 anos de tempo de retorno. ....                                  | 131 |
| Figura 55: Mapa de velocidades de escoamento gerados no FLO-2D para 78 anos de tempo de retorno. ....                                   | 132 |
| Figura 56: Mapa de velocidades de escoamento gerado no Iber para 78 anos de tempo de retorno. ....                                      | 133 |
| Figura 57: Mapa de Perigo gerado no FLO-2D. ....  | 138 |

## LISTA DE TABELAS

|   |     |
|---|-----|
| Tabela 1: Tecnologias de imageamento. ....                            | 25  |
| Tabela 2: Valores de D para mistura e geometria.....                  | 44  |
| Tabela 3: Valores da magnitude de um canal aluvial.....               | 52  |
| Tabela 4: Definição de níveis de risco de inundação.....              | 59  |
| Tabela 5: Definição da intensidade de inundação da água. ....         | 60  |
| Tabela 6: Cálculos de tempo de retorno.....                           | 92  |
| Tabela 7: Modelos e valor de $R^2$ .....                              | 94  |
| Tabela 8: Procedimento de cálculo da vazão do Rio Abaúna.....         | 98  |
| Tabela 9: Valores de Grid, células e tempo de execução.....           | 100 |
| Tabela 10: Valores de passo de tempo e tempo de execução. ....        | 101 |
| Tabela 11: Áreas inundadas em cada um dos softwares. ....             | 124 |
| Tabela 12: Desempenho dos Modelos Hidrodinâmicos.....                 | 126 |
| Tabela 13: Notas de mensuração de comparação entre os softwares. .... | 136 |

## **LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

1D - Unidimensional

2D – Bidimensional

DSW - Diffusive Wave Approximation of the Shallow Water

MDE – Modelo Digital de Elevação

MDT – Modelo Digital de Terreno

RTIN – Rede de Triângulos Retângulos Irregulares

SRTM - Missão Topográfica Radar Shuttle

SIG – Sistema de Informações Geográficas

SW - Shallow Water

VANT – Veículo Aéreo Não Tripulado

## SUMÁRIO

|        |  |    |
|--------|--|----|
| 1      | INTRODUÇÃO .....   | 15 |
| 2      | Objetivos .....  | 17 |
| 2.1    | Objetivo Geral .....   | 17 |
| 2.2    | Objetivos Específicos .....  | 17 |
| 3      | REFERENCIAL TEÓRICO .....  | 18 |
| 3.1    | Inundações.....  | 18 |
| 3.2    | Problemas ocasionados .....  | 20 |
| 3.3    | Ferramentas frente as inundações.....                                      | 22 |
| 3.4    | Digitalização de Terrenos .....  | 24 |
| 3.5    | Regionalização de Vazões .....   | 27 |
| 3.6    | Tempos de retorno de inundações .....                                      | 30 |
| 3.7    | Modelos Hidrodinâmicos para predição de inundações .....                   | 31 |
| 3.8    | HEC-RAS .....  | 32 |
| 3.8.1  | Etapas da Simulação.....   | 35 |
| 3.8.2  | Entrada e saída de dados.....  | 48 |
| 3.9    | FLO-2D .....   | 50 |
| 3.9.1  | Etapas da simulação .....  | 54 |
| 3.9.2  | Entrada e saída de dados.....  | 56 |
| 3.9.3  | Geração de Mapas de Perigo .....   | 58 |
| 3.10   | Iber.....  | 60 |
| 3.10.1 | Etapas da Simulação.....   | 61 |
| 3.10.2 | Entrada e saída de dados .....   | 64 |
| 3.11   | Incertezas .....   | 65 |
| 4      | MATERIAIS E MÉTODOS.....   | 68 |
| 4.1    | Área de estudo.....  | 68 |
| 4.2    | Avaliação da Área .....  | 71 |
| 4.3    | Construção do modelo digital de elevação.....                              | 71 |
| 4.4    | Construção da Geometria para as simulações 1d e 2d no HEC-ras.....         | 75 |
| 4.5    | Regionalização de vazões .....   | 79 |
| 4.5.1  | Tempos de Retorno .....  | 80 |
| 4.5.2  | Área da Bacia .....  | 81 |
| 4.5.3  | Regionalização das Vazões.....   | 82 |
| 4.6    | Avaliação de diferença entre simulação e comparativo entre softwares ..... | 83 |
| 4.7    | Simulações nos Modelos Hidrodinâmicos.....                                 | 83 |
| 4.7.1  | Calibração do Coeficiente de Manning na Simulação 2D.....                  | 84 |

|       |  |     |
|-------|--|-----|
| 4.7.2 | Testes de intervalo de tempo computacional e tamanho de grid .....       | 85  |
| 4.7.3 | Simulação no HEC-RAS.....  | 85  |
| 4.7.4 | Simulação no FLO-2D .....  | 87  |
| 4.7.5 | Simulação no Iber.....   | 88  |
| 4.8   | Mapas de perigo e zoneamento.....  | 89  |
| 5     | RESULTADOS E DISCUSSÃO .....   | 90  |
| 5.1   | Avaliação da área.....   | 90  |
| 5.2   | Geração do MDE .....   | 90  |
| 5.3   | Tempos de retorno e regionalização de vazões .....                       | 92  |
| 5.4   | Simulação nos modelos .....  | 98  |
| 5.4.1 | Calibração do Coeficiente de Manning no HEC-RAS .....                    | 98  |
| 5.4.2 | Análise de sensibilidade dos parâmetros de entrada no HEC-RAS .....      | 99  |
| 5.4.3 | Simulação no HEC-RAS.....  | 102 |
| 5.4.4 | Simulação no FLO-2D .....  | 112 |
| 5.4.5 | Simulação no Iber.....   | 118 |
| 5.4.6 | Avaliação da diferença entre simulações .....                            | 123 |
| 5.4.7 | Comparativo dos modelos .....  | 126 |
| 5.4.8 | Zoneamento do município .....  | 136 |
| 6     | CONSIDERAÇÕES FINAIS .....   | 139 |
|       | REFERÊNCIAS.....   | 141 |
|       | ANEXO A-Tabela dos Coeficientes de Manning extraída do Manual do HEC-RAS | 147 |

## 1 INTRODUÇÃO

Em eventos extremos de precipitações é habitual que ocorra o acréscimo de vazão nos corpos hídricos e o escoamento extrapole a calha do rio e atinja a planície de inundação. Em regiões urbanizadas esta situação é agravada, com a impermeabilização do solo e a criação de diversos obstáculos artificiais.

Isto decorre do fato da maior parte do escoamento ser superficial, devido a impermeabilização e a obstrução do fluxo causada por muros, residências, prédios, que gera um pico no hidrograma das vazões (TUCCI, 2005). Para contornar este problema são construídas as drenagens urbanas que por problemas de dimensionamento ou entupimentos podem ser ineficazes e podem causar grandes transtornos nos centros urbanos.

Verifica-se que estes eventos de inundação oriundos de grandes precipitações podem causar diversos danos em uma cidade (HABERT et al., 2016), tanto à estrutura física quanto aos seus habitantes. Portanto, demarcar locais sujeitos à inundação constitui uma atividade essencial para o planejamento e gerenciamento do uso do solo (TUCCI, 2007).

Os modelos hidrológicos e os sistemas de informação geográfica (SIGs) vem ao encontro destes problemas, pois são ferramentas utilizadas para a predição de vazões de cheia e mapeamento de áreas inundadas de acordo com uma determinada cota de alagamento. Além disso, os modelos hidrodinâmicos também podem ser aplicados além da geração de mapas de profundidades, para o mapeamento de velocidades e direções de fluxo, realizando a composição de diversos mapas. Portanto, a modelagem matemática, sendo uma medida não estrutural, é relevante no âmbito do entendimento destes fenômenos para simulação da ocorrência de tais eventos.

Os locais que sofrem com estes problemas poderiam ter parte de seus danos reduzidos apenas por sistemas de alerta e zoneamento. Com isto, poderia haver uma mitigação dos prejuízos causados, ao tomar-se conhecimento de que a área é de risco e existindo um sistema de alerta adequado. Sistemas estes que teriam como início mapeamentos de locais de risco, como os que foram desenvolvidos neste estudo.

Com o acelerado desenvolvimento e acesso aos softwares de modelos hidrodinâmicos, isto tornou-se constante em projetos e estudos. Diante de uma

expressiva oferta de softwares com diferentes métodos e discretizações espaciais, impõe-se a necessidade de comparação e avaliação destes softwares. Acredita-se que diferentes métodos e softwares para a determinação de áreas passíveis de alagamento devem chegar a resultados similares e condizer com a realidade.

Observa-se também que apenas a demarcação por vetores em SIG, das áreas inundadas, não é suficiente para demonstrar o risco que estas áreas representam para a população, portanto é necessário avaliar o escoamento em si. Deste modo, o mapeamento das áreas inundáveis e zonas de perigo de áreas urbanas de municípios da região com modelos hidrodinâmicos, mostra-se como uma ferramenta relevante para a gestão e tomada de decisões.

Este estudo trata do desenvolvimento de uma tecnologia de mapeamento, obtenção de dados e aplicação de modelagem sobre áreas com risco a inundação. A técnica de mapeamento com *drones* objetiva desenvolver o mapeamento de alta resolução em locais com carência de dados, enquanto que busca-se encontrar o software mais adequado para simular o escoamento em zonas urbanas específicas.

A área de estudo compreende parte da zona urbana do município de Getúlio Vargas, situado no norte do Rio Grande do Sul. Este município sofreu com inundações recentes, como por exemplo em maio de 2017, outubro de 2016, julho de 2015, junho de 2014, novembro de 2013 e uma enchente histórica em maio de 1992 onde a população ribeirinha sofreu prejuízos econômicos com a catástrofe.

## **2 OBJETIVOS**

### **2.1 OBJETIVO GERAL**

Comparar softwares de simulação hidrodinâmica entre si e desenvolver uma metodologia de mapeamento de áreas inundáveis em Getúlio Vargas-RS, determinando o real perigo da inundação.

### **2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

1. Simular inundações aplicando os softwares HEC-RAS, FLO-2D e Iber
2. Avaliar incertezas das metodologias utilizadas.
3. Verificar e analisar os diferentes tamanhos das manchas de inundação variando o tempo de retorno das cheias em cada software.
4. Determinar o Mapa de Perigo através do FLO-2D, a partir da velocidade do fluxo e da profundidade das inundações para as regiões de interesse.

### 3 REFERENCIAL TEÓRICO

Esta seção destina-se ao desenvolvimento de conceitos a serem discutidos neste trabalho, como inundações, ferramentas para sua mitigação e a apresentação dos softwares utilizados, bem como dos seus métodos de cálculo.

#### 3.1 INUNDAÇÕES

De acordo com Brasil (2004), inundações fazem parte da dinâmica natural e sua deflagração, geralmente, pode ser dada por precipitações breves e intensas ou precipitações de longa duração. Estas podem ser intensificadas pelas alterações do meio ambiente e interferências antropogênicas do meio urbano, como a diminuição da permeabilidade do solo, modificação dos canais e diminuição da vazante dos cursos d'água por obras ou devido ao assoreamento.

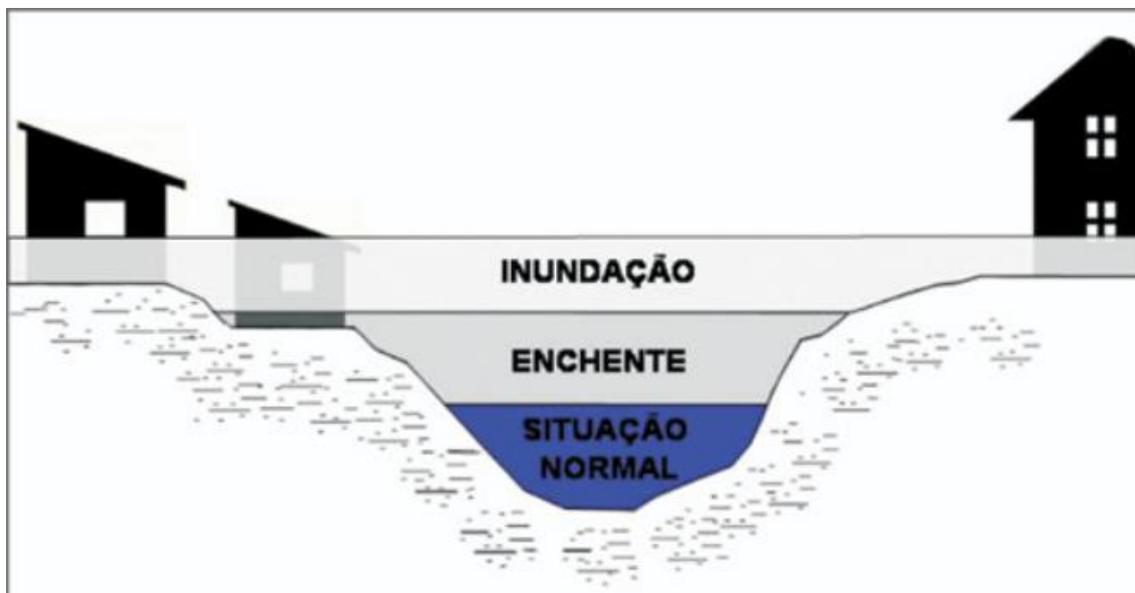
Tucci e Bertoni (2003) afirmam que as condições desordenadas de crescimento das cidades resultantes da urbanização, até sem qualquer planejamento, com relação as bacias hidrográficas, acabam por originar diversos problemas de cunho socioambiental, geralmente ligados às inundações.

Kobiyama et al. (2006) e Brasil (2004) afirmam que, conceitualmente, enchente é caracterizada quando as águas de uma chuva alcançam um curso de água e há uma elevação do nível apenas até o máximo da calha do rio, sem atingir as planícies de inundação. Já a inundação propriamente dita, ocorre quando as vazões aumentam de tal modo que a capacidade de descarga do rio é superada, eleva o nível d'água dos rios além do normal e transborda para áreas próximas. Estas áreas geralmente não são ocupadas pelas águas, e podem ser denominadas planícies de inundação, várzeas ou leito maior. Algo também passível de ocorrer, são os alagamentos, que são uma acumulação momentânea de água em determinado local, decorrente de problemas no sistema de drenagem, tendo ou não relação com processos fluviais. A Figura 1 e a Figura 2 de Brasil (2004), apresentam as definições de inundação e enchente.

Conceitualmente, a diferença entre enchente e inundação fundamenta-se ao confinamento ou não das águas de um curso d'água no seu canal de drenagem. É importante salientar que o processo hidrológico de inundação é um fenômeno dinâmico e que ao longo de um curso d'água podem haver trechos com cenários de

enchentes e inundações, com características dinâmicas específicas de energia cinética, volumes de água e impacto destrutivo.

Figura 1: Representação esquemática de inundação e enchente.



Fonte: BRASIL, 2004.

Figura 2:A:Enchente. B:Inundação.



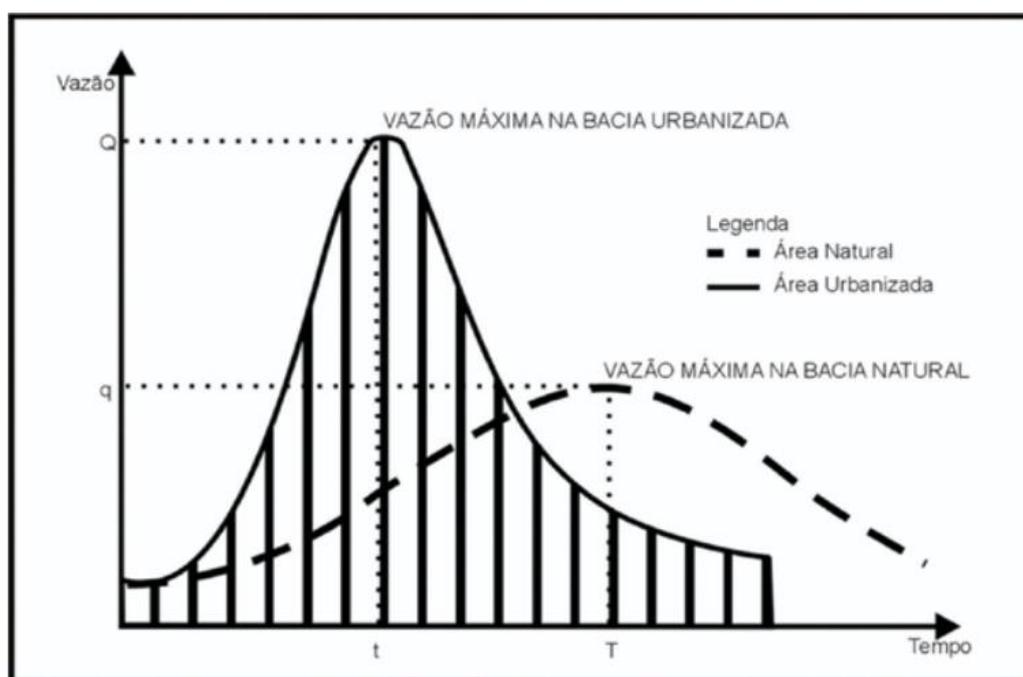
Fonte: BRASIL, 2004.

Castro et al. (2007) classifica as inundações em função da magnitude, como **excepcionais**, de **grande magnitude**, **normais** e de **pequena magnitude**. Há também uma classificação de tipologia, como **enchentes ou inundações graduais**, que são previsíveis e escoam gradualmente, **enxurradas ou inundações bruscas**, que ocorrem por chuvas intensas e são rápidas e violentas, **alagamentos**, que são águas acumuladas por precipitações e **inundações litorâneas**, que são causadas pela invasão do mar.

Sob o ponto de vista hidrológico, a inundação é causada por uma alteração nas vazões máximas de uma bacia, em função da diminuição da permeabilidade dos solos devido a urbanização. Tucci (2005) afirma que este pico das vazões pode sofrer um acréscimo de até 7 vezes, conforme a impermeabilização do local e aumenta assim consideravelmente a magnitude de seus impactos.

Como pode-se verificar na Figura 3, o hidrograma (retirado do Curso de Capacitação de Técnicos e Gestores Municipais no Mapeamento e Gerenciamento de Riscos de Deslizamentos em Encostas e Inundações de 2004) de uma bacia natural é mais achatado, desta forma, permanecem vazões menores por um maior tempo. Já no caso de situação urbanizada, com impermeabilização do solo, há um pico maior de vazões por um menor tempo, que podem resultar em enchentes e inundações.

Figura 3: Hidrograma em situação natural e urbanizada.



Fonte: BRASIL, 2004.

### 3.2 PROBLEMAS OCACIONADOS

Os problemas com inundação, promovem diversos prejuízos tanto na estrutura física da cidade, quanto para as pessoas que nela habitam. Garrote et al. (2016) pondera que danos causados pelas inundações podem ser classificados como diretos ou indiretos. O dano direto ocorre devido ao contato físico da água da inundação

(incluindo os sedimentos transportados e de material flutuante) com os seres humanos, propriedades ou quaisquer outros elementos. Já danos indiretos ocorrem pelos efeitos dos danos diretos e podem ocorrer também espacialmente ou temporalmente, fora da inundação. Um exemplo disto é a interrupção de tráfego, transporte e serviços públicos.

Habert et al. (2016) afirmam em seu estudo que as inundações provocam perdas relevantes nas esferas social, ambiental e econômica e devido aos últimos acontecimentos, também podem ser agravadas por alterações climáticas das décadas subsequentes.

Ainda de acordo com Brasil (2004), inundações e movimentos de massas são os principais processos associados a desastres naturais no país, conseqüentemente as inundações provocam elevadas perdas materiais e impactos na saúde pública.

Em comparação com os diversos episódios deflagradores de tragédias, as inundações foram as causadoras da maior proporção de prejuízos materiais e humanos, em esfera global, de 1900 a 2014. Apenas no Brasil registraram-se 121 eventos de inundação (59% dos registros de catástrofes) que representaram perdas econômicas de quase 9 bilhões de dólares, mais de 19 milhões de pessoas atingidas e quase 8 mil mortes (CRED, 2014).

Constatou-se o impacto destes desastres sobre a população brasileira no Atlas Brasileiro de Desastres Naturais e no Anuário Brasileiro de Desastres Naturais. Nestas informações observa-se que as regiões sul e sudeste foram as com maior incidência de inundações de 1991 a 2012 (MUNHOZ; VALERIANO, 2015).

Para prevenção destes tipos de tragédias, em âmbito nacional, foi criado um documento no ano de 2012. O Plano Nacional de Gestão de Riscos e Resposta a Desastres Naturais da Presidência da República possui ações empregadas para o enfrentamento de calamidades e precaução de desastres (BRUBACHER et al, 2015). Prevenção, monitoramento, alerta e mapeamento de áreas de alto risco estão neste documento, porém ainda é algo muito superficial, tendo em vista a grande ocorrência destes fenômenos. Considera-se áreas de risco de inundação os locais próximos a cursos d'água que podem ser habitados e sujeitos ao impacto direto desses fenômenos. Todos os habitantes destas áreas estão sujeitos a danos à integridade física, perdas materiais e patrimoniais.

No âmbito internacional existe a diretiva da União Europeia 2007/60, que é relativa à avaliação e gestão dos riscos de inundações. A mesma requer que sejam estabelecidos mapas de risco de inundação e indicativos de inundações e devem estar presentes também as potenciais consequências prejudiciais para a saúde humana, meio ambiente, patrimônio cultural e atividades econômicas (DIMIATRIS et al, 2016).

### 3.3 FERRAMENTAS FRENTE AS INUNDAÇÕES

Kobiyama (2006) explana que existem dois tipos de medidas para controle de desastres naturais: estruturais e não estruturais. A primeira visa modificar o escoamento fluvial com construções de diques, barragens, dentre outros, que vão tentar impedir o transbordamento da água para regiões próximas ao canal. Já a segunda objetiva criar sistemas de mapeamento que alertem os residentes em caso de inundação ou que informem que os mesmos se encontram em área de risco através de simulações realizadas por modelos matemáticos.

Tucci (2007) pondera que o zoneamento é uma ferramenta interessante de ser utilizada frente a proteção as inundações, sendo este descrito como regras que devem ser levadas em consideração para ocupação de determinadas áreas com risco de inundação, tendo-se em vista à diminuição em tempo futuro dos prejuízos materiais e humanos, em face das cheias. O zoneamento é uma importante medida não estrutural preventiva, já que pelas obras hidráulicas é difícil controlar picos de vazão nas zonas urbanizadas.

Há uma grande variedade de abordagens para estimar danos causados pelas inundações em potencial, principalmente dependendo da escala espacial e temporal da análise, a sua finalidade e a disponibilidade de dados e recursos (MESSNER et al., 2007).

Pereira (2002), afirma que os órgãos de planejamento e gestão tomam decisões através de elementos da geografia do local, com isto as tecnologias de geoprocessamento possuem elevada importância para a gestão da cidade. Pois elas podem ser utilizadas para monitoramento à distância, com a necessidade de menos estudos *in loco*.

O geoprocessamento é de grande auxílio no planejamento de áreas, pois permite gerar cartas geográficas com informações espaciais. Estas informações podem ser referentes ao relevo, uso e ocupação do solo, vegetação, áreas de risco,

dentre outros. É possível através dele gerarem-se mapas com áreas de risco à inundação, que leva em consideração o terreno e as cotas que determinada quantidade de água poderá atingir.

Mulungo (2012) afirma que os Sistemas de Informações Geográficas ou SIGs são uma poderosa ferramenta que permite executar diversas funções, tanto de armazenamento, quanto de manipulação de dados espaciais e possuem módulos para realizar análise, sobreposição e cruzamento das informações geográficas. A interação entre modelos matemáticos e estes sistemas pode ser considerada como algo relevante em trabalhos de descrições de processos hidrológicos em bacias.

Porém, apenas demarcar as áreas suscetíveis a inundação, como as metodologias existentes utilizando-se de SIGs, pode não ser suficiente para verificar o potencial de perigo que uma inundação pode causar. É necessário também uma verificação da velocidade do escoamento, pois com variação de velocidade, a energia do alagamento é variada e pode assim potencializá-lo em caso de velocidades maiores.

Com isto, Stephenson (2002) criou um índice de periculosidade que leva em consideração a velocidade e a altura do escoamento. Este índice está ligado diretamente à energia do escoamento e foi criado para indicar quais locais estão suscetíveis a um dano maior, devido à altura e a velocidade do escoamento, simulada através de modelos hidrodinâmicos.

Na primeira etapa o índice retorna os locais mais perigosos, em função da energia do escoamento (velocidade e altura). PREVENE (2001) propôs uma metodologia para calcular o mapa de perigo, com cruzamento os dados do índice de periculosidade e do tempo de retorno. Este mapa demonstra o nível de periculosidade que as pessoas estão expostas nos locais de risco.

Trivialmente, os estudos atuais objetivam apenas demarcar áreas de risco através de cotas de inundação em um terreno. Monteiro e Kobiyama (2013) levaram em consideração em seus estudos também a velocidade dos escoamentos. Um mapeamento das áreas de risco leva em consideração além das cotas e especificidades do terreno, a velocidade do escoamento, o que pode ser de grande valia no âmbito de gerenciamento e tomada de decisões em um município.

Diversas medidas podem ser tomadas para a diminuição dos impactos de inundações, podendo-se citar o controle de ocupação e urbanização de áreas da

planície de inundação dos rios, onde deve haver um planejamento do município para respeitar este zoneamento (SILVA, 2016).

### 3.4 DIGITALIZAÇÃO DE TERRENOS

Os Modelos Digitais de Terreno (MDT) são computacionalmente uma representação matricial de um relevo. Já os Modelos Digitais de Elevação (MDE) apresentam além do terreno outras especificidades, como vegetação e construções. Este dado pode possuir diversos formatos e é basicamente formado por uma matriz com linhas e colunas que representam latitude e longitude (x e y) de um terreno, sendo que cada termo desta matriz representa a altitude (z) de um terreno. É possível gerar MDT através de imagens de satélite, que possuem uma resolução de até 1 metro, porém é inviável economicamente devido ao alto custo das imagens.

Costa (2006) explica que podem ser gerados modelos de terreno a partir de fotografias ou imagens de satélite. As imagens possuem pixels em coordenadas (x,y), onde cada um representa uma função da intensidade da luz, como uma matriz. De acordo com a intensidade da cor de cada um dos pixels, é calculada a posição tridimensional de cada ponto para um MDE.

Shaad (2016) explana sobre as ferramentas atuais para obtenção de modelos de terreno. A tecnologia LiDAR e os leitores a laser terrestres de alta resolução têm se tornado cada vez mais acessíveis, no entanto, a operação e a implantação em locais com grande densidade urbana exige um exercício dispendioso.

No momento de compra de dados LiDAR e imagens de alta resolução, geralmente é necessário adquirir áreas mínimas, com largura e comprimento mínimas, em formato retangular. Com isto adquirem-se dados desnecessários que não serão utilizados porém terão custo ao usuário. Outra limitação destas tecnologias é que só são coletados dados quando o avião/satélite passa pelo local, nem sempre sendo no momento ideal.

Em contrapartida destas tecnologias de alta resolução e custo elevado, foram produzidas alternativas de imageamento digital de baixo custo com Veículos Aéreos Não Tripulados (VANTs), popularmente conhecidos por drones. Nesta opção é possível coletar imagens apenas da área e data em que o usuário necessita dos dados.

Outra opção são as técnicas de fotogrametria de curto alcance baseadas no solo, que possuem potencial para fornecer alternativas mais eficazes para construção de MDEs. A Tabela 1 apresenta estas técnicas.

Portanto, ao avaliar as diversas tecnologias de obtenção de dados para a construção de um MDE, observa-se que a metodologia com VANTs, possui o melhor custo benefício, pois pode imagear grandes áreas a um custo reduzido, sendo ideal para este tipo de estudo. Esta técnica consiste na utilização de um *drone* com uma rota de voo pré-definida, onde realiza-se a captura de imagens nos locais que deseja-se efetuar a construção do modelo.

Tabela 1: Tecnologias de imageamento.

| Tecnologia                     | Descrição  | Custo | Alcance |
|--------------------------------|--|-------|---------|
| LiDAR                          | É uma tecnologia de sensoriamento remoto que oferece mapeamento de última geração em alta resolução. É normalmente é operado a partir de sensores em uma aeronave. A cobertura é de grandes áreas (10 a 100 km <sup>2</sup> ) mas os custos de operação são altos.                               | Alto  | Alto    |
| Scanner a laser terrestre      | Os scanners a laser terrestres podem capturar dados do terreno a uma curta distância com alta resolução e precisão, mas ser uma tecnologia terrestre tem cobertura limitada. Tentativas de ampliação do alcance através da montagem em veículos foi vista na literatura e na prática.            | Alto  | Baixo   |
| VANTs                          | A fotogrametria à base de VANTs usa drones leves para coletar imagens que, por pós-processamento, podem ser usadas para derivar modelos de terreno.  | Baixo | Alto    |
| Fotogrametria de curto alcance | Uma câmera digital, como uma tecnologia de Captura de imagem / vídeo de baixo custo, é usada para coletar dados de solo baseados em imagem através de uma técnica de fotogrametria de curto alcance. Estas imagens obtidas das posições da câmera são pós-processados com o uso de um algoritmo. | Baixo | Baixo   |

Fonte: SHAAD,2016.

Segundo Neto (2014), esta técnica de imageamento requer três etapas fundamentais: a primeira é a idealização do voo, local, altura do voo, resolução, quantidade de imagens fotografadas, faixas de voo, tudo isto levando-se em consideração que tipo de resposta é buscada; a segunda é a execução do voo, onde é realizado o voo com capturas de fotografias da área de interesse e de acordo com a precisão, pode ser necessária à coleta de pontos adicionais; a terceira é o processamento dos dados, em que através das imagens coletadas e das informações do voo, estes são processados em softwares específicos e gerados os principais produtos.

A etapa de tratamento de dados, com as informações de voo e imagens capturadas, gera então o mosaico de ortofotos, que é o principal produto derivado da

fotogrametria. Basicamente é a junção das imagens individuais em uma única imagem georreferenciada. Com as fotografias georreferenciadas, procede-se o tratamento nas imagens e a construção de modelos através de softwares que gerem pontos com coordenada tridimensional.

Ainda, de acordo com Silva (2016), o surgimento dos VANT é uma alternativa rápida e precisa para aplicação em topografia, em comparação com outros equipamentos de coleta de dados, como uma estação total. Ao analisar-se estudos de viabilidade para mapeamentos e uso do solo gera-se mapas planialtimétricos altamente confiáveis (SOUZA, 2015).

Analisando a precisão planimétrica, de acordo com Silva (2014), com a utilização de uma câmera convencional e utilização de diferentes softwares atinge-se a escala de 1:400 com boa precisão dos objetos.

Gonçalves (2015) concluiu que a utilização de VANT para obtenção dos dados pode reduzir significativamente os custos sem comprometer a qualidade dos dados. No trabalho realizado por Ferreira (2013) utilizou-se de um VANT para obter um modelo digital de elevação (MDE) com precisão similar as técnicas do laser, possibilitando aerolevantamentos de baixo custo de operação, viabilizando a utilização em pequenas áreas.

Através do MDE podem ser geradas as curvas de nível, sendo este produto idêntico às curvas de nível geradas pelos diversos métodos de topografia, que apresentam melhor detalhamento do solo com precisão de centímetros, pois a partir da fotogrametria são gerados milhões de pontos enquanto que na topografia estes pontos são espaçados geralmente em 10 metros de distância.

Deste modo, a construção de um MDE através de VANTs pode ser interessante para levantamentos de grandes áreas de terrenos e é utilizado principalmente para levantamento de locais em que se objetiva realizar uma simulação hidrodinâmica.

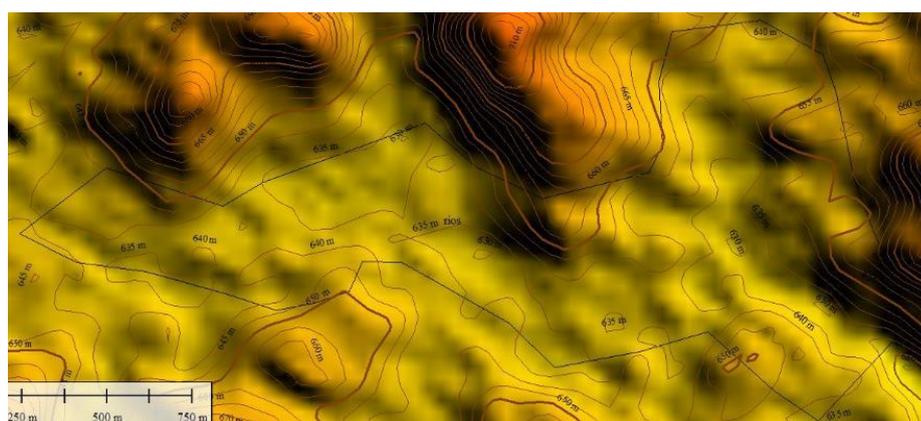
Todavia devem ser respeitadas algumas regras com relação a utilização de *drones*. A Agência Nacional de Aviação Civil (ANAC), criou em Maio de 2017 o “Regulamento Brasileiro de Aviação Civil Especial – RBAC –E nº 94”. Esta norma, classifica os VANT, bem como regulamenta os voos. Equipamentos utilizados para o fim de mapeamento geralmente ficam na classe 3 (menos de 25 kg), com operação VLOS (onde o piloto mantém contato visual direto com o equipamento), até 400 pés

de altitude e distantes 30 metros de pessoas, não necessitam de nenhuma autorização especial para realizar o voo.

Este tipo de dado espacial gerado por fotogrametria por *drones* pode ser utilizado para diversas finalidades, não apenas na área hidrológica e hidráulica, pois pode denotar quaisquer informações ambientais com grande precisão. Horrit e Bates (2001) avaliaram que a disponibilidade de uma descrição espacial detalhada do terreno, é o ponto fraco desta abordagem de simulações 2D. Pois sua integração com modelos hidrodinâmicos 2D altamente exigentes que mostram as condições reais do terreno e o comportamento do fluxo necessitam de dados com alta resolução.

Os dados de terreno disponíveis gratuitamente possuem resoluções que não conseguem demonstrar com precisão especificidades do terreno. A Figura 4 apresenta um MDT extraído da missão da NASA, denominada *Missão Topográfica Radar Shuttle* (SRTM), lançada com o objetivo de mapear a superfície terrestre.

Figura 4: MDT gerado a partir de dados SRTM.



Fonte: O autor.

### 3.5 REGIONALIZAÇÃO DE VAZÕES

Uma rede com medidas e dados pluviométricos e fluviométricos geralmente não abrange toda a área terrestre, sendo necessário nestes casos, a utilização de metodologias para estimativas. De acordo com ANA (2003), no Brasil, tem-se uma estação de recolhimento de dados a cada 2.013 km<sup>2</sup>, isto ocorre principalmente devido aos custos de implantação e manutenção da rede hidrométrica. Portanto, uma otimização e regionalização hidrológica destes dados é importante, devido a longitude das medidas e também devido as medidas serem predominantemente em cursos principais d'água (ELETROBRÁS,1985).

Para uma estimativa dos recursos hídricos do Brasil o conhecimento do comportamento dos rios e as variações de vazões e os regimes de chuva das bacias é importante, de acordo com Ibiapina et al. (1999), pois gera um histórico de distribuição espacial e temporal.

A regionalização hidrológica é, de acordo com Fill (1987), a transferência de informações das estações pluviométricas e fluviométricas para outras áreas especificadas. Dentre os métodos para a regionalização tem-se o que se utiliza das vazões mínimas através de equações de regressão regional, ajustadas de acordo com as características das bacias de cada região (ELETROBRÁS, 1985).

A aplicação do método possui o limitante da heterogeneidade física da bacia e dos processos do ciclo hidrológico, de acordo com Tucci et al. (2002). Os principais erros com relação a estimativa de vazão, de acordo com Chaves et al. (2002), são falta de ajuste do modelo e incertezas, devido à baixa densidade de postos de coleta de dados.

A regionalização é aplicada em locais onde as bacias possuem o mesmo clima, geologia, conformações geomorfológicas, tipos de solo e vegetação (Smakhtin (2001) *apud* Ferreira (2010)), devido a estes solos apresentarem características parecidas como escoamento, distribuição da vazão e magnitude.

Silva Junior (2003) em seu estudo sobre erros potenciais em bacias, analisou o comportamento hidrológico em diversas escalas. Os estudos demonstraram que o erro é limitado na extrapolação para bacias maiores que são geralmente usadas na regionalização. Para bacias menores os resultados mostram-se aceitáveis até 20 km<sup>2</sup>.

As propriedades estatísticas não se alteram com o passar do tempo, as séries podem até mudar, logo, se o sistema e as suas propriedades mudam não se pode assumir a estacionariedade das séries durante os anos (CRUZ, 2001).

Para Tucci (2009) as regiões com características semelhantes, tais como clima, geologia, geomorfologia, pedologia e uso e ocupação do solo, devem possuir um comportamento hidrológico semelhante, caso os postos fluviométricos pertencerem a mesma região geográfica e hidrológica.

A homogeneidade da regionalização, quando aplicada, traduz-se em um coeficiente de determinação ( $R^2$ ), que provém da aplicação de regressão múltipla de vazão com características físicas e/ou climáticas da região de interesse. Conforme Lemos (2006), essa identificação de regiões semelhantes pode ocorrer em duas

etapas, a primeira delimita as características locais e a seguinte é realizada através de análises estatísticas.

Para estes casos, salientam-se duas análises:

- *Análise de distribuição de frequência das vazões:* as distribuições de frequências das vazões mínimas das estações em uma região seguem uma tendência, sendo a diferença desta proporcional a média das séries de vazões consideradas. Com isso, pode-se obter séries transformadas de vazões, a partir da divisão dos seus valores pelas médias.
- *Análise do ajuste do modelo de regressão múltipla:* são analisados os coeficientes de regressão ( $R^2$ ) e o erro percentual dos valores de vazões observadas e estimadas, sendo a combinação de estações que apresentarem o melhor ajuste, será a região hidrológica mais homogênea.

Muitos métodos estão em estudo para superar o limitante dos dados existentes na maioria das bacias hidrográficas brasileiras, sendo que os mais empregados são a transferência de equações e parâmetros estatísticos (ELETROBRAS, 1985a).

O método mais indicado, de acordo com os autores Lemos (2006), Sousa (2009) e Ferreira (2010), é o método tradicional, que é, até então, o mais utilizado em estudos de regionalização e que apresenta os melhores resultados satisfatórios, apresentando erros menores de estimativa.

Para Oliveira (2008), este método é o mais empregado em estudos de regionalização no país. No entanto, a sua deficiência é a descontinuidade de vazões encontradas na transição de uma região para outra, ou até mesmo uma variação da equação, quando esta não for linear.

De acordo com Tucci (2009), a função matemática que descreve as variáveis é a Equação 1.

$$Q = F(X, X, \dots X_n) \quad (1)$$

onde:

Q é a vazão estimada ( $m^3/s$ );

X é a variável independente (m);

n é número de variáveis independentes

As limitações desse método, segundo os autores ELETROBRAS (1985a), Tucci (2002) e Rodriguez (2008), encontra-se no número mínimo de estações utilizadas

para o modelo de regressão, e não se deve utilizar estações influenciadas por reservatórios a montante.

### 3.6 TEMPOS DE RETORNO DE INUNDAÇÕES

Já para o cálculo do tempo de retorno de uma cheia, ou seja, de quanto tempo é necessário para que vazões máximas voltem a acontecer, com suas distribuições de probabilidades, pode-se utilizar a função da confiabilidade. Os modelos mais estudados são: exponencial, gama, log-normal e weibull.

Descreve-se Weibull como uma das mais populares no campo da confiabilidade, sendo utilizada para funções de falha crescentes, decrescente ou constantes. O modelo físico desta distribuição é originado de valores extremos (distribuições de Gumbell). Uma das maneiras de representação de Weibull é de que só correrá a falha quando a probabilidade deste item for muito grande, ou seja, num tempo de retorno de 100 anos se tivermos a probabilidade de ocorrência de um evento, teremos esse evento dentro destes 100 anos, este descritivo é a distribuição de Weibull (KAPUR, 1977).

A distribuição acumulada de Weibull de três parâmetros é dada pela Equação 2.

$$F(t) = 1 - e^{-\left[\frac{(t-\delta)}{(\theta-\delta)}\right]^\gamma}, \quad t \geq \delta, \delta \in \mathfrak{R}, \gamma > 0 \text{ e } \theta > 0 \quad (2)$$

onde:

$\gamma$  = parâmetro de forma

$\theta$  = parâmetro de escala ou vida característica

$\delta$  = parâmetro de localização ou vida mínima

Esta distribuição pode ser convertida para uma distribuição de dois parâmetros, que de acordo com Kapur (1977), é feita através de uma transformação linear. Ela é considerada a mesma equação, sendo a sua localização desconsiderada, conforme a Equação 3.

$$F(t) = 1 - e^{-\left[\frac{t}{\theta}\right]^\gamma} \quad (3)$$

Logo, integrando a Equação 3 tem-se a Equação 4.

$$\Gamma(z) = \int_0^{\infty} x^{z-1} e^{-x} dx \quad (4)$$

Assim, obtém-se a distribuição representada na Equação 5:

$$\Gamma(n + 1) = n! \quad (5)$$

### 3.7 MODELOS HIDRODINÂMICOS PARA PREDIÇÃO DE INUNDAÇÕES

Podem ser utilizados modelos com o intuito de descrever a complexidade dos processos hidráulicos e hidrológicos. Garrote et al. (2016) afirmam que no caso de inundações, a magnitude de danos é determinada utilizando uma relação entre as características de inundação e da extensão do dano econômico. Metodologias para avaliar danos foram propostas pela primeira vez nos EUA na década de 1960 e a maioria inclui a profundidade da água como o principal determinante do dano direto, apesar de existirem outras variáveis, tais como velocidade do fluxo, a duração da inundação ou a contaminação água, que também exercem uma influência significativa no total dos prejuízos diretos.

Porém, é complexo estimar estas variáveis, pois é necessário simular vazões em um terreno, sendo este escoamento regido por equações que requerem cálculos em áreas de estudo amplas. A fim de facilitar isto, surgem os modelos que tentam simular o escoamento de água em superfícies irregulares.

Após diversos casos de inundações ocorridas em áreas habitadas, nos últimos anos, foi incentivado o aperfeiçoamento de muitos trabalhos de investigação e predição de inundações. Os estudos conduziram a uma melhora nos modelos de drenagem urbana existentes (GIRAO et al., 2017).

Porém como o sistema de cálculo através de modelos hidrodinâmicos dificulta o uso dos métodos analíticos, os métodos numéricos são mais utilizados para este fim. Geralmente os modelos hidrodinâmicos trabalham com resolução por diferenças finitas.

Franco (1997) pondera que no método das diferenças finitas, as derivadas são substituídas por fórmulas já discretizadas, utilizando-se assim, de aproximações da série de Taylor. Com relação ao espaço, a derivada pode ser calculada por três métodos: progressivo (ponto atual e posterior), regressivo (ponto atual e anterior) ou centrado (ponto anterior e posterior). Já ao considerar-se a derivada em relação ao

tempo, o método pode ser implícito (combinação de valores das variáveis no tempo atual e posterior) ou explícito (uma variável discreta encontra-se no tempo posterior e todas as outras no tempo atual).

Apesar dos modelos hidrodinâmicos disponíveis trabalharem com formas de cálculo similares entre si (equação de continuidade e momento), a forma que estas equações são inseridas no código fonte dos modelos, pode variar. Esta diferença na discretização das equações pode resultar em diferenças no tempo de cálculo de cada um dos softwares.

Fernandez et al. (2006) argumentam que os modelos para determinação de possíveis zonas inundáveis no espaço são ferramentas de grande importância, afim de efetuar-se planejamentos e gestão de risco, pois apesar de serem medidas não estruturais, atuam preventivamente nas áreas de interesse.

Os modelos 1D (unidimensionais) simulam geralmente a calha de escoamento, já os modelos 2D (bidimensionais) conseguem demonstrar as planícies de inundação com precisão, porém, com um maior custo computacional.

Portanto, é possível simular inundações nos modelos hidrodinâmicos utilizando-se das informações de entrada dos dados hidrológicos e do terreno estudado. Existem diversos softwares que podem efetuar estas simulações, por exemplo o HEC-RAS, o FLO-2D e o Iber. Estes modelos simulam o escoamento da água no terreno informado, utilizando-se de expressões matemáticas que são a base do modelo. Nas seções de 3.7 a 3.10 serão tratadas as especificidades de cada modelo.

### 3.8 HEC-RAS

O HEC-RAS foi desenvolvido pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos e atualmente pertence ao Departamento do Corpo de Bombeiros do país. O mesmo realiza simulações de inundações em uma e duas dimensões em condições de fluxo estáveis e instáveis por aplicação de um esquema de diferenças finitas entre seções sucessivas em que a geometria do canal estudado pode variar. (REIS; SCHMIDT, 2017)

O HEC-RAS permite a execução de simulações unidimensionais ou bidimensionais de fluxos hidráulicos, transporte de sedimentos, modelagem de temperatura da água e modelos de qualidade da água generalizada, permitindo deste modo, a inserção de diversos objetos na simulação. Na literatura se observam

diversos estudos realizados com o auxílio desta ferramenta, sendo este um dos mais populares softwares de simulação hidrodinâmica da atualidade.

Moya Quiroga et al. (2016) efetuaram simulações no HEC-RAS e concluíram que o software mostrou uma boa performance no comparativo com manchas de inundações obtidas por imagens de satélite, afim de contar com a vantagem de fornecer a profundidade, a velocidade e a duração do escoamento da inundação. O estudo demonstrou que o software   uma importante ferramenta para eventos em regime permanente e não permanente, possuindo aplica es de análise de possíveis estratégias de gerenciamento frente a inunda es.

Reis e Schmidt (2017) utilizaram o HEC-RAS e algoritmos inseridos no SIG GRASS para delimita o de áreas onde irão ocorrer inunda es. Foram gerados mapas de riscos destas na bacia no Córrego Rangel em Patrocínio-MG, utilizando-se de calibra o com tempo de retorno de 50 anos e comparando resultados, concluindo que os dois softwares obt m resultados similares.

Fernandez et al. (2013) aplicaram a compara o do HEC-RAS e o modelo LISFLOOD-FP utilizando-se de parâmetros como 100 anos de tempo de retorno e calibra o conforme uma cheia ocorrida em 2006, assim compara então os resultados dos dois softwares e obt m que o HEC-RAS   mais eficiente na velocidade dos cálculos e os resultados comparados dos dois, de acordo com a metodologia de Horritt e Bates (2002)   de 65% de sobreposi o de áreas inundadas.

Afshari et al. (2018) compararam alguns modelos de baixa complexidade (AutoRoute e HAND) com o HEC-RAS. Os modelos simplificados apresentaram um desempenho inferior ao HEC-RAS, que pode ser atribuído   natureza de baixa complexidade dos modelos, conseguindo apenas funcionar bem em um terreno simples. Em condi es complexas, modelos de baixa complexidade sofrem para gerar resultados comparáveis aos do HEC-RAS.

Para os dados de entrada, a se o do canal do rio pode ser obtida através de levantamento topográfico de uma série de se es transversais ao longo do canal em estudo. A zona inundada   calculada a partir das alturas de água nas se es transversais. Considerando que a cota da superfície livre   constante na se o, a zona inundada   limitada pela intercepta o da topografia do terreno com a superfície livre em cada se o e o resultado da interpola o entre os perfis das se es transversais.

O modelo resolve, de acordo com Reis e Schmidt (2017), as equações unidimensionais de continuidade e momento de *Saint Venant* (Equações 6 e 7 respectivamente) no sentido longitudinal, por diferenças finitas, tanto em regime permanente quanto variável.

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (6)$$

$$\frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{A} \frac{\partial \left( \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + g \frac{\partial w}{\partial x} = g(S_o - S_e) \quad (7)$$

onde:

Q é a descarga (m<sup>3</sup>/s);

A é a área molhada (m<sup>2</sup>);

g é a aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>);

w é a profundidade da água (m);

S<sub>o</sub> é a inclinação longitudinal (Expressando a força gravitacional);

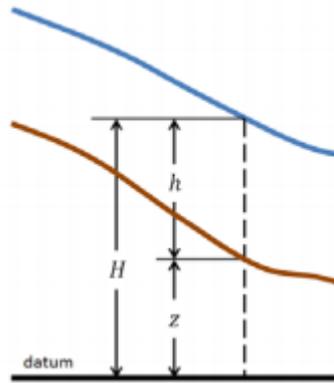
S<sub>e</sub> é a energia de declive (ou então fricção);

$\partial w / \partial x$ ,  $\frac{1}{A} \partial Q / \partial t$  e  $\frac{1}{A} \partial (Q^2 / A) / \partial x$  representam a pressão gradiente e os termos de aceleração locais e de convecção da equação de momento.

Usace (2016) descreve que o HEC-RAS trabalha com a resolução das equações do canal e também do grid do terreno ao entorno do corpo hídrico, no momento de transbordamento do canal. No modelo 1D, a descarga é distribuída dentro da secção transversal na direção longitudinal. Este pode criar dificuldades quando são necessárias múltiplas direções de fluxo ou quando a troca de fluxo entre o canal e a planície de inundação não pode ser negligenciada, com baixo custo computacional. Porém quando é utilizada a opção 2D, o custo computacional sobe consideravelmente, devido ao modelo utilizar dados de terreno por *raster*.

Ao observar a Figura 5, pode-se analisar que é assumido que a superfície de elevação ou terreno é composta de z(x,y) e o escoamento da água em h(x,y,t), portanto a superfície de elevação da água é H(x,y,t)=z(x,y)+h(x,y,t).

Figura 5: Termos de elevação do terreno e linha de água.



Fonte: USACE, 2016.

### 3.8.1 Etapas da Simulação

A seguir são tratados os métodos de cálculo que o HEC-RAS utiliza, equações utilizadas, bem como simplificações inerentes ao modelo, obtidas em Usace (2016).

#### 3.8.1.1 Conservação de massa

O modelo assume que o fluido simulado é incompressível, com o objetivo de facilitar as simulações. Portanto, define-se a equação diferencial de conservação de massa como sendo a Equação 8. (USACE, 2016)

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} + q = 0 \quad (8)$$

Considerando o tempo  $t$  (s), têm-se:

$u$  e  $v$  como os componentes da velocidade em  $x$  e em  $y$  respectivamente (m/s);

$q$  é o termo do fluxo ( $m^3/s$ ).

Ao transformar-se as coordenadas  $x$  e  $y$  e formato vetorial, a equação fica no formato da Equação 9.

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \nabla \bullet hV + q = 0 \quad (9)$$

onde:

$V = (u,v)$  é a velocidade (m/s);

$\nabla$  é o operador de derivação parcial, escrito por  $\nabla = \partial/\partial x, \partial/\partial y$ .

Ao se integrar a região horizontal, pelo vetor normal  $n$ , utilizando os conceitos do Teorema da Divergência de Gauss, a forma integral é descrita na Equação 10.

$$\frac{\partial}{\partial t} \iiint_{\Omega} d\Omega + \iint_S V \bullet ndS + Q = 0 \quad (10)$$

O volume da região ( $\Omega$ ) é representado em três dimensões pela ocupação do fluído. Os limites laterais são dados por  $S$ . A fonte/sorvedouro  $Q$  é conveniente para representar outras condições de transferência de massa, entradas ou saídas do sistema, onde geralmente têm-se as fontes como positivas e sorvedouros como negativos. (USACE, 2016)

Esta forma integral da equação de continuidade é apropriada, a fim de seguir uma abordagem de resolução por dados de sub-grids. Com isto, o volume de  $\Omega$  representará uma pilha de volumes finitos e as integrais serão calculadas utilizando informações sobre a topografia.

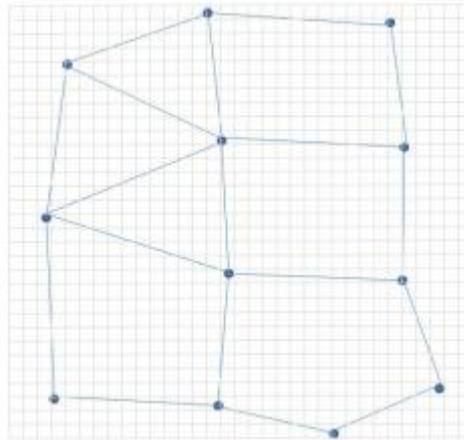
#### 3.8.1.2 Sub-grid

Atualmente podem se ter dados topográficos em alta resolução, obtidos das mais diversas formas, mas há casos em que os dados são muito densos para serem utilizados diretamente como um grid para o modelo numérico. Isto, segundo USACE (2016) apresenta um dilema, em que um grid com maior resolução deve ser usado para produzir uma melhor simulação de fluído e grids com menores resoluções devem ser utilizados para diminuir o tempo de cálculo. (USACE, 2016)

Neste contexto, a abordagem sub-grid por batimetria aproximada apresenta-se como uma alternativa para sanar este problema. Alguns detalhes de alta resolução podem ser perdidos, mas existe informação suficiente para que o método numérico realize os cálculos através da conservação de massa.

Este método é apropriado para muitas aplicações, por exemplo, a superfície de água livre é mais suave do que a de um terreno, devido a isso, um grid grosseiro pode ser eficaz na utilização para cálculo da elevação da superfície de água. Na Figura 6, o grid fino é representado pelo grid cartesiano em cinza e o grid computacional é exibido em azul. (USACE, 2016)

Figura 6: Grid fino e grid computacional.



Fonte: USACE, 2016.

O volume é então obtido através de uma integral tripla, proveniente da equação 10, sendo  $\Omega$  o volume de uma região horizontal delimitada. Assumindo que isto é uma função da elevação da superfície da água  $H$ , o primeiro termo da Equação 10 é discretizado como a Equação 11:

$$\frac{\partial}{\partial t} \iiint_{\Omega} d\Omega = \frac{\Omega(H^{n+1}) - \Omega(H^n)}{\Delta t} \quad (11)$$

Neste caso, os expoentes são utilizados para indexar passos de tempo e a diferença entre dois passos de tempo consecutivos é  $\Delta t$ . Se as células são assumidas por ter uma forma poligonal, a integral de contorno da Equação 11 pode ser escrita como a soma sobre as faces verticais da região volumétrica, conforme Equação 12.

$$\iint_S V \cdot ndS = \sum_k V_k \cdot n_k A_k(H) \quad (12)$$

onde:

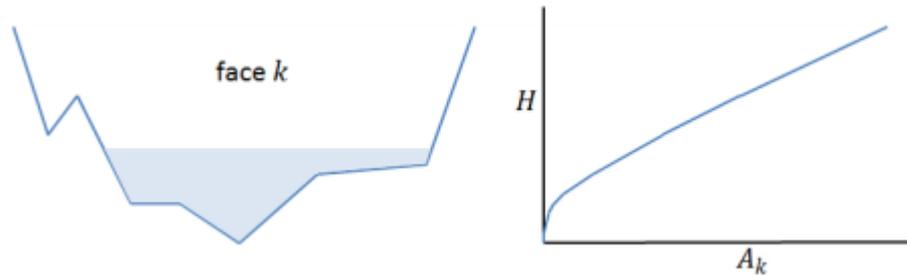
$V_k$  e  $n_k$  são termos da velocidade(m/s);

$K$  é o vetor unitário normal na face (1);

$A_k(H)$  é a área na face  $k$  da função da elevação de água ( $m^2$ ).

Na Figura 7, é representada a forma da face em um grid fino e a correspondente função da área da superfície  $A_k$  nos termos da elevação da superfície de água  $H$ .

Figura 7: Elevação de água e gráfico da elevação de água pela área superficial.



Fonte: USACE, 2016.

As equações 11 e 12 podem ser substituídas na Equação 10 para obter-se a Equação 13 de conservação de massa da batimetria de sub-grid.

$$\frac{\Omega(H^{n+1}) - \Omega(H^n)}{\Delta t} + \sum_k V_k \cdot n_k A_k(H) + Q = 0 \quad (13)$$

Nota-se que a Equação 9 requer algum conhecimento do sub-grid, mantendo as células de volume  $\Omega(H)$  e as áreas das faces  $A_k(H)$  em função da elevação de água  $H$ . Porém, ao não existir esta informação, podem ser encontrados pela construção dos termos  $\Omega(H) = P \cdot h$  e  $A_k(H) = l_k \cdot h$ , sendo que  $P$  é a célula de área,  $l_k$  é o comprimento da borda  $k$  (ambos independentemente do  $H$ ) e  $h = H - z$  é a profundidade da água. (USACE, 2016)

Algumas considerações especiais são necessárias para o caso de existirem algumas células do grid vazias, ou seja, sem cota de elevação de água. Nota-se que no caso em que a célula  $\Omega$  for vazia e o volume for zero, as células vazias permanecem assim até que elas tenham um ganho de volume de balanceamento de um fluxo a partir de uma das suas faces ou do termo fonte. Se a face  $k$  de uma célula é seca, a área  $A_k$  é zero e no sistema de equações vai estar ausente o termo  $V_k$ , por isso este é indefinido (USACE, 2016).

No entanto, será verificado que a equação de momento nas células vazias gerará uma velocidade zero no limite. Por conseguinte, o processo de secagem e de molhagem é contínua e coerente com as equações, embora computacionalmente, células secas devem ser manuseadas como um caso especial.

### 3.8.1.3 Grid e Dual Grid

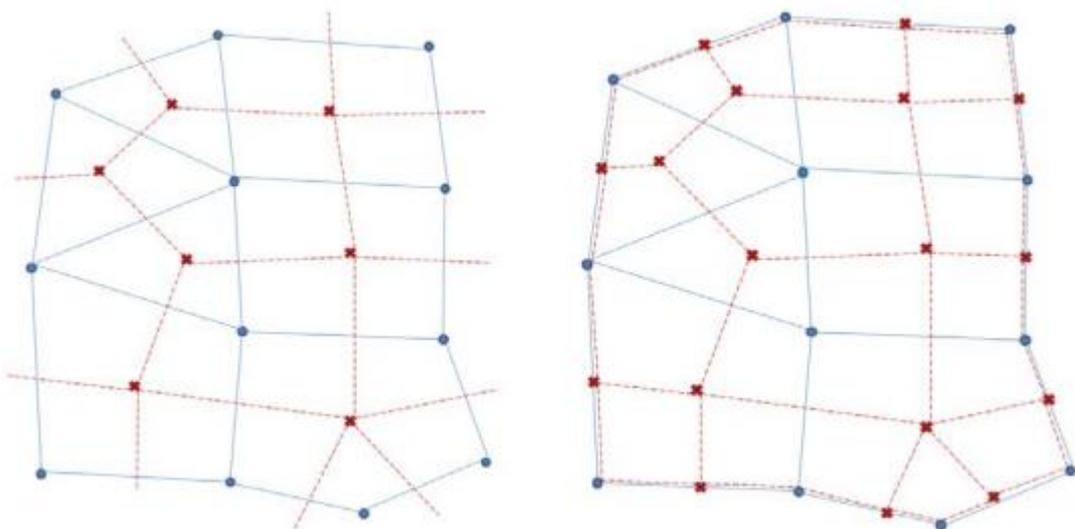
Para ter uma forma mais eficiente de aproveitamento dos métodos numéricos, o domínio é dividido de forma que não haja sobreposição de polígonos para formar um grid. Para fornecer o máximo de flexibilidade, o modelo não requer grid estruturado ou ortogonal. No entanto, existindo ortogonalidade parcial ou total da rede, a velocidade de computação pode ser relativamente maior.

Segundo Usace (2016), o modelo não possui restrições em relação ao número de lados das células poligonais (porém define-se o número 8 para eficiência e economia de espaço em memória). Deve ser enfatizado que a escolha de um grid é relevante, pois a estabilidade e precisão da solução depende muito da orientação e geometria do grid de elementos.

Devido os termos da derivada de segunda ordem e a natureza diferencial das variáveis, além do grid regular, necessita-se de uma dupla rede, afim de se obter um modelo numérico de equações diferenciais. O grid duplo abrange também o domínio e por definição, é caracterizado de uma correspondência entre nós duplos e grade regular de células, da mesma forma entre duas células e no grid regular (USACE, 2016).

Na Figura 8 o grid é representado por pontos e linhas, enquanto o segundo grid é representado por cruces e linhas tracejadas.

Figura 8: Representação do grid e do dual-grid.



Fonte: USACE, 2016.

No ponto de vista matemático, o grid é aumentado como uma célula e a rede dupla é aumentada como um nó. Com estes incrementos, o grid e seu duplo possuem propriedades interessantes. Por exemplo, a borda dupla se cruza com a borda regular e os dois grupos estão em correspondência um-para-um. Também as células duplas estão em um-para-um com o grid de nós e os nós duplos estão em correspondência um-para-um com as células do grid correspondente. Além disto, o duplo do duplo é o grid original. (USACE, 2016)

Contudo, no contexto de uma simulação numérica, estender esta grade para tender ao infinito é impraticável. O grid duplo, portanto, é truncado pela adição de nós duplos nos centros de limites de bordas e duplas bordas no limite para se juntar a fronteira dos nós duplos. A correspondência um-para-um não vai ao infinito pelo truncamento do modelo, porém, outras relações complexas podem ser obtidas. No caso, os nós duplos estão agora em uma correspondência um-para-um com o conjunto de células do grid e bordas de limite. Com isso, os limites de borda são considerados como uma espécie de células topológicas artificiais sem área, que são extremamente úteis em condições de contorno.

Neste contexto, é conveniente o cálculo numérico da superfície de elevação de água  $H$  nos centros das células do grid (incluindo células artificiais), a velocidade perpendicular para as faces (determinação como transferência entre uma e outra), e o vetor velocidade  $V$  nos pontos da face.

No caso de modelagem de regime de escoamento em canais, algumas simplificações podem ser impostas. A equação de *Navier Stokes* é utilizada para obter soluções de escoamento de fluídos em três dimensões. Uma das simplificações que podem ser utilizadas é a equação de *Shallow Water* ou Águas Rasas (SW), assumindo um fluído incompressível, densidade e pressão hidrostática uniforme. Nestes escoamentos, o termo pressão gradiente barotrópica (gravidade) e os termos de atrito são dominantes nas equações de momento não permanentes, sendo que a advecção e o termo de viscosidade podem ser desconsiderados. (REIS; SCHMIDT, 2017)

A equação de momento em sua forma bidimensional é a Aproximação da Difusão de Onda. Combinando esta equação com a de conservação de massa, obtém-se a equação *Diffusive Wave Approximation of the Shallow Water* (DSW).

### 3.8.1.4 Conservação de Momento

USACE (2016) pondera que quando as escalas de comprimento horizontais são muito maiores do que a escala de comprimento vertical, o volume da conservação implica que a velocidade vertical é pequena. A equação de *Navier-Stokes* para o momento vertical pode ser usada para justificar que a pressão é praticamente hidrostática. Na ausência de gradientes de pressão baroclínicas (densidade variável), vento forte forçando e pressão não-hidrostática, a versão verticalmente média da equação de momento é adequada. Com isto a modelagem pode ser apenas bidimensional, sem considerar o termo tridimensional “z”.

Velocidade vertical e termos verticais derivativos podem ser negligenciados com segurança (em ambas as equações de massa e quantidade de movimento). As equações de *Shallow Water* são, portanto as Equações 14 e 15.:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial x} + \nu_t \left( \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) - c_f u + f v \quad (14)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial y} + \nu_t \left( \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) - c_f v + f u \quad (15)$$

onde:

$u$  e  $v$  são as velocidades nas direções cartesianas (m/s);

$g$  é a aceleração gravitacional (m/s<sup>2</sup>);

$\nu_t$  é o coeficiente de viscosidade turbulenta horizontal (1);

$c_f$  é o coeficiente de atrito inferior (1);

$R$  é o raio hidráulico (m);

$f$  é o parâmetro de Coriolis.

Observa-se que enquanto o lado esquerdo da equação contém os termos de aceleração, o lado direito representa as forças internas ou externas que atuam sobre o fluido. Os lados foram organizados de tal modo, de acordo com a segunda lei de Newton, a partir da qual as equações de momento são em última análise derivadas.

As equações de momento também podem ser apresentadas como uma única forma de um vetor diferencial. A vantagem desta apresentação da equação é que ela se torna mais compacta e facilmente legível. A forma vetorial da equação momento é descrita na Equação 16.

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \cdot \nabla V = -g\nabla H + v_t \nabla^2 V - c_f V + f k \times V \quad (16)$$

sendo:

$\nabla$  é o vetor da derivada parcial que provém dos operadores  $\nabla = (\partial / \partial x, \partial / \partial y)$ ;

$k$  é o vetor unitário na direção vertical.

Cada termo da equação vetorial tem uma contrapartida física. Da esquerda para a direita, há a aceleração instável, a aceleração convectiva, o termo pressão barotrópica, a difusão turbulenta, a fricção de fundo e o termo de Coriolis.

USACE (2016) aponta em uma análise dimensional que quando a profundidade da água é muito pequena, o termo de atrito inferior domina a equação. Como consequência, a equação para células vazias toma a forma do limite de  $V=0$ . Como anteriormente, as células vazias são computacionalmente tratadas como um caso especial, mas o resultado é contínuo e fisicamente consistente durante o processo de umedecimento ou de secagem.

#### 3.8.1.4.1 Aceleração

Os termos de aceleração Eulerianos no lado esquerdo, podem ser condensados em um termo derivado de aceleração Lagrangeano tomado ao longo do caminho de movimento com o termo de velocidade na Equação 17.

$$\frac{DV}{Dt} = \frac{\partial V}{\partial t} + V \cdot \nabla V \quad (17)$$

#### 3.8.1.4.2 Gravidade

Caso a superfície de escoamento não for horizontal, o peso de colunas contínuas de água com alturas diferentes irá produzir um gradiente de pressão. No

caso de uma densidade uniforme, será como gradiente da pressão barotrópica (USACE, 2016). Isso é expresso pelo primeiro termo no lado direito da equação.

A latitude afeta o valor de  $g$  em até  $\pm 0,3\%$ , devido à rotação da Terra e da protuberância equatorial. De acordo com a fórmula Somigliana da Equação 18.

$$g = g_o \left( \frac{1 + k \sin^2 \varphi}{\sqrt{1 - e^2 \sin^2 \varphi}} \right) \quad (18)$$

onde:

$\varphi$  é a latitude(m);

$g_o$  é a aceleração gravitacional no equador (9,7803267715 m / s<sup>2</sup>(32.0876862582 ft / s<sup>2</sup>));

$k$  é a constante de gravidade normal (0,0019318514);

$e$  é o quadrado da excentricidade da Terra (0,0066943800).

#### 3.8.1.4.3 Viscosidade Turbulenta

USACE (2016) comenta que a turbulência é um fenômeno caótico complexo e o movimento de fluídos com turbilhões abrangem uma ampla gama de escalas de comprimento. Muitas das escalas de comprimento são muito pequenas para serem resolvidas por um modelo numérico discreto, de modo que a mistura de fluxo turbulento é modelada como um processo de difusão de gradiente. Nesta abordagem, a taxa de difusão é moldada como a viscosidade turbulenta com o coeficiente  $v_t$ .

O coeficiente de viscosidade turbulenta pode ser parametrizado como a Equação 19.

$$v_t = Dhu_* \quad (19)$$

sendo:

$D$  é a constante empírica (1);

$u_*$  é a velocidade de cisalhamento (m/s), calculada através da Equação 20.

$$u_* = \sqrt{gRS} = \frac{\sqrt{g}}{C} |V| = \frac{\sqrt[n]{g}}{R^{1/6}} |V| \quad (20)$$

$R$  é o raio hidráulico (m);

S é a inclinação de energia, que pode ser calculada usando a fórmula de Chézy e ainda mais simplificada usando a fórmula Manning (Equação 21).

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (21)$$

A difusão é assumida como isotrópica. Os valores empíricos  $D_L$  e  $D_T$  são assumidos como sendo idênticos. O coeficiente de mistura D é um valor empírico que varia com a geometria da superfície de fundo e das paredes. Alguns valores para D são fornecidos na Tabela 2.

Tabela 2: Valores de D para mistura e geometria.

| D           | Intensidade de Mistura | Geometria e Superfície                                     |
|-------------|------------------------|--|
| 0,11 a 0,26 | Mistura Pequena        | Em linha reta, superfície lisa.                            |
| 0,30 a 0,77 | Mistura Moderada       | Meandros suaves, superfície com irregularidades moderadas. |
| 2,0 a 5,0   | Mistura Forte          | Meandros fortes, superfície áspera.                        |

Fonte: USACE, 2016.

#### 3.8.1.4.4 Fricção de fundo

Para as questões de rugosidade, utilizando a fórmula de Chézy, o coeficiente de atrito inferior é a Equação 22.

$$C = \frac{g|V|}{CR^2} \quad (22)$$

sendo:

$g$  é a aceleração gravitacional (9,81 m/s<sup>2</sup>);

$V$  é a magnitude do vetor velocidade (m/s);

$C$  é o coeficiente Chézy (m<sup>1/2</sup>/s);

$R$  é o raio hidráulico (m).

Os resultados empíricos demonstram que o coeficiente de Chézy pode ser aproximado utilizando a fórmula *Gauckler-Manning-Strickler*, ou a fórmula de Manning. Essa relação indica que o coeficiente  $C$  de Chézy está relacionado com o

raio hidráulico  $R$  pela fórmula  $C = R^{1/6}/n$ , onde  $n$  é empiricamente derivado, sendo o coeficiente de rugosidade conhecido como  $n$  de Manning. Como esperado, o coeficiente  $n$  não é independente das unidades e é usualmente medido em  $s/m^{1/3}$  no sistema SI. Aplicando a fórmula de Manning, o coeficiente de atrito inferior é agora dado pela Equação 23. (USACE, 2016)

$$c_f = \frac{n^2 g |V|}{R^{4/3}} \quad (23)$$

onde:

$g$  é a aceleração gravitacional (9,81 m/s<sup>2</sup>);

$V$  é a magnitude do vetor velocidade (m/s);

$N$  é o coeficiente de rugosidade (1);

$R$  é o raio hidráulico (m).

#### 3.8.1.4.5 Efeito Coriolis

O último termo da equação dinâmica refere-se ao efeito Coriolis, de acordo com Usace (2016) isto explica o fato de que a referência da equação está ligada à terra, que está em rotação em torno do seu eixo. A componente vertical do termo de Coriolis é ignorada de acordo com os pressupostos de Shallow Water (SW). A força horizontal pode ser sentida por qualquer objeto na estrutura rotativa e é proporcional ao parâmetro de Coriolis dado pela Equação 24.

$$f = 2\omega \sin\phi \quad (24)$$

onde:

$\omega$  é a velocidade angular sideral da Terra (0,00007292115855306587/s);

$\phi$  é o latitude (m).

#### 3.8.1.5 Aproximação da Difusão Onda das Equações de *Shallow Water*

A fórmula de Manning pode ser utilizada para estimar o coeficiente *Chézy*. E se outras restrições são assumidas sobre a física do fluxo, uma relação entre o gradiente de pressão barotrópico e o atrito de fundo é obtido a partir da forma de onda da difusão da equação de momento. Esta relação é extremamente útil devido à sua simplicidade,

no entanto, deve se notar-se que ela pode ser aplicada apenas em um âmbito estreito da equação geral de momento (USACE, 2016).

Nas condições descritas nesta seção, a equação da difusão de onda pode ser usada no lugar da equação de momento. Será observado afrente que o modelo correspondente se torna um modelo de uma equação conhecida como a aproximação da difusão de onda das equações de *Shallow Water (DSW)*. (USACE, 2016)

Até este ponto, descreveu-se apenas o sistema hidráulico de momento. A partir de agora a discussão parte para a formulação numérica da solução. Será conveniente denotar o raio hidráulico ( $R$ ) e as áreas das faces de seção transversal ( $A$ ) como uma função da elevação da superfície de água ( $H$ ), então  $R = R(H)$ ,  $A = A(H)$ .

### 3.8.1.6 Difusão de onda na forma da Equação de Momento

Quando o atrito de superfície e a gravidade controlam o escoamento; o regime não permanente, advecção, turbulência e termo de Coriolis na equação de momento, podem ser desconsiderados para simplificar a expressão. Se o fluxo é impulsionado pela pressão gradiente barotrópica equilibrada por baixo atrito, a equação de momento simplificada resulta na Equação 25. (USACE, 2016)

$$\frac{n^2 |V|V}{(R(H))^{4/3}} = -\nabla H \quad (25)$$

Dividindo ambos os lados pela sua norma, ela pode ser rearranjada para sua forma mais clássica (Equação 26):

$$V = \frac{-(R(H))^{2/3} \nabla H}{n |\nabla H|^{1/2}} \quad (26)$$

onde:

$V$  é o vetor velocidade (m/s);

$R$  é o raio hidráulico (m);

$\nabla H$  é o gradiente de elevação da superfície (m);

$n$  é a derivação empírica do  $n$  de Manning(1).

### 3.8.1.7 Aproximação da Difusão de onda nas Equações de *Shallow Water*

Quando a velocidade é determinada por uma relação entre o gradiente de pressão barotrópica e o atrito de fundo, a difusão de onda na forma da Equação de Momento pode ser utilizada ao invés da equação de momento e o sistema de equações pode ser simplificado para uma equação modelo (USACE, 2016). Uma substituição direta da equação de difusão de onda na equação de conservação de massa resulta na forma diferencial clássica da equação aproximada da difusão de onda das equações de *Shallow Water* (DSW), representada na Equação 27:

$$\frac{\partial H}{\partial t} - \nabla \cdot \beta \nabla H + q = 0 \quad (27)$$

, quando (Equação 28):

$$\beta = \frac{(R(H))^{5/3}}{n|\nabla H|^{1/2}} \quad (28)$$

Se a informação de do grid for de interesse, a equação de difusão de onda pode ser substituída na batimetria de sub-grid, na forma da equação da continuidade, para obter a Equação (29):

$$\frac{\Omega(H^{n+1}) - \Omega(H^n)}{\Delta t} - \sum_k \alpha \nabla H \cdot n + Q = 0 \quad (29)$$

, quando (Equação 30):

$$\alpha = \alpha(H) = \frac{(R(H))^{2/3} A_k(H)}{n|\nabla H|^{1/2}} \quad (30)$$

onde:

$\Omega(H^n)$  é o volume da célula no tempo  $n$  (m<sup>3</sup>);

$A_k(h)$  é a área da superfície  $k$  (m<sup>2</sup>), como função da elevação de água.

Uma vez que a equação  $DSW$  é solucionada, as velocidades podem ser verificadas ao substituir a elevação de água na equação de difusão de onda.

### 3.8.1.8 Condições de contorno

Em cada passo de tempo, condições de contorno devem ser dadas em todas as bordas do domínio. No caso, necessitam-se de três condições.

- 1) Elevação da superfície de água: O valor da superfície de elevação de água  $H = H_b$  é dado em uma das bordas de contorno.
- 2) Gradiente da superfície de água: A declividade da superfície de água  $S_b$  na direção normal ao limite é imposta. A condição é expressa na Equação 31.

$$\nabla H \cdot n = S_b \quad (31)$$

- 3) Fluxo: O Fluxo  $Q_b$  que atravessa as seções é fornecido. Na equação da continuidade, a condição é implementada por substituição direta na fórmula de fluxo correspondente nas faces de contorno. Mais formalmente, a superfície integral na equação é limitada pela Equação 32. (USACE, 2016)

$$\iint_b V \cdot ndS = Q_b \quad (32)$$

Onde a integral é dada a cargo da fronteira de superfície onde os limites de contorno se aplicam. Se a batimetria de sub-grid é preferível, a limitante da forma da equação deve ser usada e a condição de contorno assume a forma da Equação 33.

$$V_b \cdot n_b A_b(H) = Q_b \quad (33)$$

### 3.8.2 Entrada e saída de dados

No software, é possível editar, além da geometria da superfície de inundação, também as seções do canal de escoamento, conferindo uma maior precisão ao escoamento.

Nele é possível inserir facilmente as condições de contorno para uma simulação. Estas condições são basicamente uma fonte e um sorvedouro na geometria, que são definidos através de linhas. A fonte pode ser definida como um

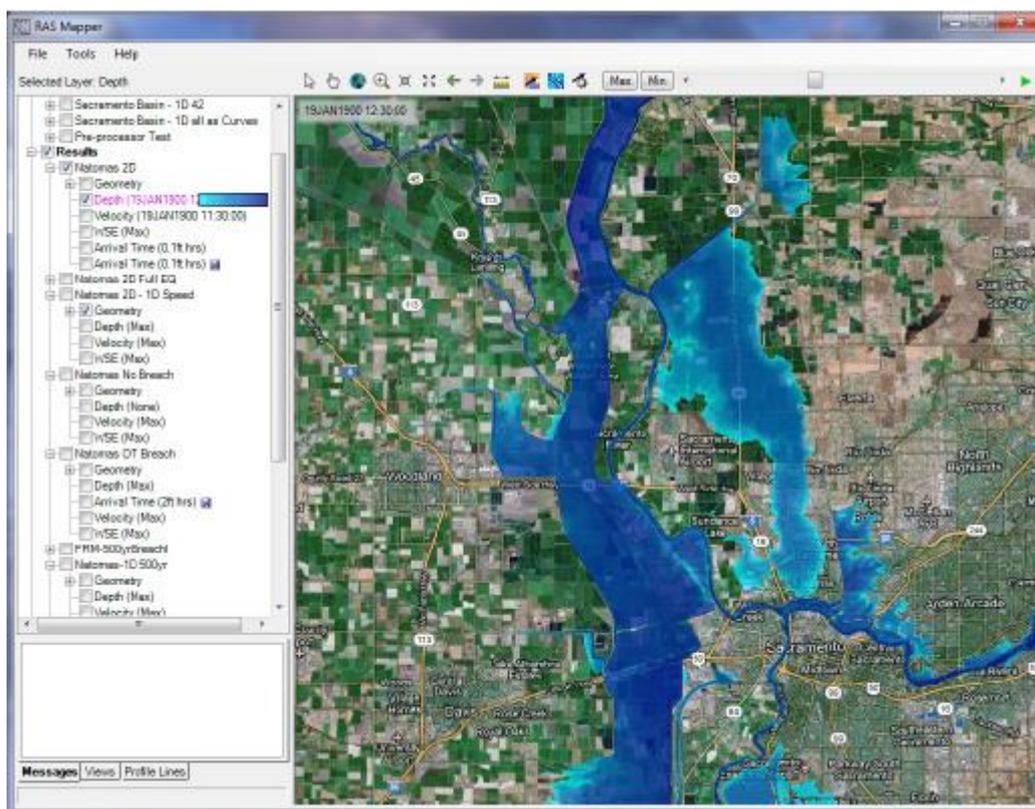
hidrograma e o sorvedouro como um local de saída da vazão onde o dado inserido é a declividade.

Na edição da geometria pode-se delimitar a área onde se deseja inserir a superfície 2D de simulação, podendo ser diferenciado os números de *Manning* dos diversos locais por onde a simulação escoará e também possíveis áreas sem fluxo. É possível também a inserção de estações de bombeamento além de estruturas hidráulicas laterais e transversais, além de pontes e outros objetos hidráulicos.

Após este passo, é necessária a inserção das condições de contorno, podendo estas serem permanentes (vazão invariável), quase não permanente (variável) e não permanentes (variável em função do tempo), inserindo-se os hidrogramas de entrada e condições de saída.

Por fim, definem-se as condições de simulação, passos de tempo e início e fim da mesma. Após a simulação é possível a visualização da simulação sobre a camada raster. A Figura 9 demonstra o layout do programa, bem como um exemplo de simulação, onde pode se verificar a área da inundação.

Figura 9: Layout do HEC-RAS.



Fonte: USACE,2016.

### 3.9 FLO-2D

De acordo com FLO-2D Software, INC (2017), o FLO-2D conta com uma versão grátis e outra paga, e segundo o manual de uso, é um modelo básico de inundação feito a partir de rotas da hidrografia sobre uma superfície de várzea (próximo a um corpo hídrico) não confinada. Este modelo pode então ser expandido com um fluxo de um canal ou outros componentes. O modelo possui mais detalhes de simulação como precipitação, infiltração, estruturas hidráulicas, diques, transporte de sedimentos e lama, sulcos, voçorocas, edifícios e obstruções diversas, que modificam a maneira que a água flui. Diversos trabalhos já se utilizaram do modelo FLO-2D.

Corrêa (2010) realizou um estudo com o modelo hidrodinâmico FLO-2D para um estudo bidimensional do comportamento dos rios dos Cedros no estado de Santa Catarina. Os seus resultados foram comprovatórios com a realidade, no entanto, um pouco disparados na dimensão da altitude.

Calligaris et al. (2008) utiliza-se da simulação com vários fatores e tempos de retorno para determinar quais seriam os limites de área habitáveis de Canale Valley localizado na Itália. Os seus resultados foram satisfatórios para tempo de retorno de 200 anos e a análise contendo transporte de sedimentos gerou resultados condizentes.

Dimitriadis et al. (2016) comparou o FLO-2D com outros softwares de simulação hidrodinâmica, avaliando incertezas e concluiu que elas podem aumentar ou diminuir em função dos parâmetros de entrada. Porém o autor comenta que são necessários mais estudos acerca das incertezas inerentes aos modelos.

Monteiro e Kobiyama (2013) desenvolveram uma proposta de mapeamento de perigo de inundação, outra funcionalidade do modelo. Os autores chegaram a mapas de profundidades de inundações para os mais diversos tempos de retorno e conseguiram gerar com sucesso os mapas de perigo de inundações para a área de estudo.

O FLO-2D Basic (versão grátis do software) permite simular inundações em rios, fluxos aluviais não confinados, inundações urbanas com fluxo de ruas, obstrução de fluxo, perda de armazenamento, tsunamis, escoamento de precipitação pluviométrica e estudos de inundação e projetos de mitigação de inundações.

Este software utiliza como base a equação da continuidade e a equação de momento (equações 6 e 7), sendo portanto as mesmas utilizadas pelo HEC-RAS. O

algoritmo resolve a equação para a velocidade de fluxo através de um elemento da matriz de cada vez. O FLO-2D é baseado em *raster* (matriz onde são realizadas operações com seus termos) e permite geometria flexível do canal e do terreno de várzea. Isto resolve o conjunto de equações unidimensionais de *Saint Venant*, usando um esquema de diferenças finitas. Com isso ele pode descrever com detalhe a onda de propagação do fluxo ao longo do canal e planície de inundação.

Com a velocidade e geometria do canal, obtém-se a nova vazão na direção determinada. Esta vazão é calculada para as oito direções vicinais que depois são somadas, para determinar a direção/vazão do fluxo e verificar se o mesmo está entrando ou saindo do elemento. Após é multiplicado o somatório destas vazões pelo intervalo computacional  $\Delta t$  e assim é obtido o volume atual do grid e devido ao conhecimento da área anterior, é possível a determinação da variação da altura.

Em seguida o modelo testa a estabilidade numérica e então realiza os cálculos para os grids subsequentes. Em caso de teste e resultado negativo, o software solicita ao usuário que diminua os intervalos computacionais, eliminando os valores calculados e reinicia o processo.

O software funciona movendo o volume de inundação, formando camadas de fluxo terrestre ou segmentos, para formar um roteamento de canal. Este fluxo é controlado de acordo com a topografia do local e sua fricção ao solo, ou resistência. Esse controle de inundações em duas dimensões é realizado através da integração numérica das equações de conservação de fluídos (continuidade) e de movimento (equação dinâmica de momentum) explicitada a seguir.

O modelo FLO-2D foi desenvolvido por O'Brien et al. (1993) e baseia-se na conservação de massa e na forma bidimensional das equações de quantidade de movimento é dado pelas Equações 34, 35 e 36:

$$i = \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h V_x}{\partial x} + \frac{\partial h V_y}{\partial y} \quad (34)$$

$$S_{fx} = S_{ox} - \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{V_x \partial V_x}{g \partial x} - \frac{V_y \partial V_y}{g \partial y} - \frac{\partial V_x}{g \partial t} \quad (35)$$

$$S_{fy} = S_{oy} - \frac{\partial h}{\partial y} - \frac{V_y \partial V_y}{g \partial y} - \frac{V_x \partial V_x}{g \partial x} - \frac{\partial V_y}{g \partial t} \quad (36)$$

onde:

$h$  é a profundidade do fluxo (m);

$V_x$  e  $V_y$  os componentes das velocidades em  $x$  e  $y$  médias (m/s);

$i$  a intensidade de chuva (mm/h);

$S_{fx}$  e  $S_{fy}$  os componentes  $x$  e  $y$  da declividade de atrito, perda de carga (1);

$S_{0x}$  e  $S_{0y}$  os componentes  $x$  e  $y$  da declividade do canal (1).

O componente de inclinação de fricção  $S_f$  baseia-se na equação de Manning, logo, esta equação representa o fluxo de canal médio de profundidade unidimensional, abrangendo declividade, fricção, pressão e aceleração local.

Com o objetivo de solucionar as equações de quantidade de movimento utiliza-se um esquema numérico de diferenças finitas. Usa-se um grid com elementos quadrados como domínio do sistema, e em cada termo da matriz se realizam cálculos nos 8 pixels vizinhos ao grid de origem. O processo inicia com a estimativa da altura do fluxo, a geometria do local analisado, a rugosidade e a declividade, sempre analisando dois elementos do grid que estão recebendo o fluxo, obtidos como valores médios entre os dois termos.

O software é mais adequado para locais onde a resolução das células do grid são maiores, uma vez que pode ser demorado o processamento de um elevado número de células. Para as planícies de inundação, as equações de movimento são aplicadas computacionalmente, independente à velocidade do fluxo médio em cada uma das direções. Ele possui capacidade de simular inundações urbanas em alta resolução e detalhes ilimitados, com sistema de drenagem de tempestades possuindo um grid mínimo de 3 metros.

De acordo com Henderson (1966) a magnitude de um canal aluvial ligeiramente íngreme com hidrograma tem os seguintes valores:

Tabela 3: Valores da magnitude de um canal aluvial.

|                              | Declividade | Gradiente de Pressão      | Convecção local               | Aceleração local            |
|------------------------------|-------------|---------------------------|-------------------------------|-----------------------------|
| Termo da equação de momentum | $S_0$       | $\partial h / \partial x$ | $V \partial V / g \partial x$ | $\partial V / g \partial t$ |
| Magnitude (ft/mi)            | 26          | 0.5                       | 0.12 – 0.25                   | 0.05                        |

Fonte: FLO-2D ENGINEERING INC, 2009.

Logo, pode-se verificar que em declives pouco íngremes e constantes, o fluxo é uniforme e modela a progressão das ondas, descartando deste modo a contribuição do gradiente de pressão e os termos de aceleração.

A adição do gradiente de pressão na equação de onda difusa é necessária para atenuar a onda de difusão e as camadas de fluido na planície de inundação. Os termos de aceleração locais e o de convecção são importantes para a simulação de inundações com encostas planas, adversas ou muito íngremes, ou em outras condições de fluxo muito adversas e instáveis. Somente a equação de onda dinâmica é aplicada nesta versão do FLO-2D.

Para a determinação da velocidade de fluxo utiliza-se, inicialmente a equação da onda difusa com inclinação média do espelho d'água. Esta velocidade então é utilizada juntamente com a tangente de *Newton-Raphson* de segunda ordem para calcular o termo de aceleração local ou equação dinâmica completa. Se após a terceira iteração a solução com tangente ocasionar em resultado com falha, o valor em que foi estimado a onda difusiva é adotado para o sistema.

A equação de impulso de onda dinâmica completa tem um termo de aceleração local que tem diferença na velocidade para direção do fluxo dado em relação ao intervalo de tempo. O termo da aceleração convectiva é avaliado conforme a diferença na velocidade de fluxo através da variação do tempo. Por exemplo tem-se o termo de aceleração local como  $(1/g \cdot \partial V / \partial t)$  para um elemento (Equação 37):

$$\frac{\Delta(V_t - V_{t-1})_{251}}{g \times \Delta t} \quad (37)$$

onde:

$V_t$  é a velocidade na direção leste para um elemento no tempo t (m/s);

$V_{t-1}$  é a velocidade no tempo anterior (t-1) na direção leste (s);

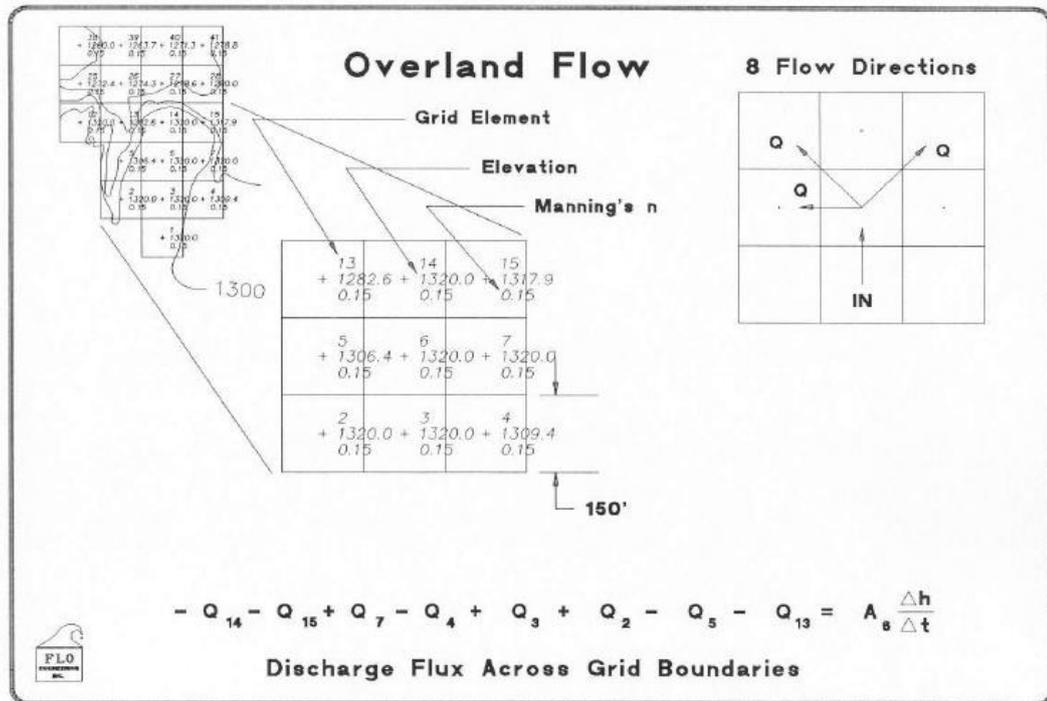
$\Delta t$  é o intervalo de tempo (s);

$g$  é a aceleração devido à gravidade (9,81m/s);

A vazão através do elemento de grade é calculada usando os termos de velocidade da área de fluxo transversal, com isto, é calculada para as oito direções. A soma total das direções irá formar a mudança líquida da vazão e, multiplicada pelo

intervalo de tempo, gera o valor do volume de água na rede, como observado na Figura 10.

Figura 10: Esquema de distribuição de vazões do FLO-2D.



Fonte: FLO-2D ENGINEERING INC,2009.

A mudança líquida no volume é dividida pela área da superfície ou de armazenamento e se obtém a profundidade de fluxo  $\Delta h$  em metros. A integração de rastreamento é realizada da mesma maneira, salvo que a profundidade do fluxo é uma função da geometria da seção transversal e geralmente tem-se valores de elemento de grade a montante e a jusante para vazão. A equação 38 demonstra isto.

$$\sum Q_x^{i+1} = Q_n + Q_e + Q_s + Q_w + Q_{ne} + Q_{se} + Q_{sw} + Q_{nw} = A_{surf} \times \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (38)$$

onde:

$Q_x$  é a vazão em um tempo determinado ( $m^3/s$ );

$A_{surf}$  é a área da superfície de um elemento de grade ( $m^2$ );

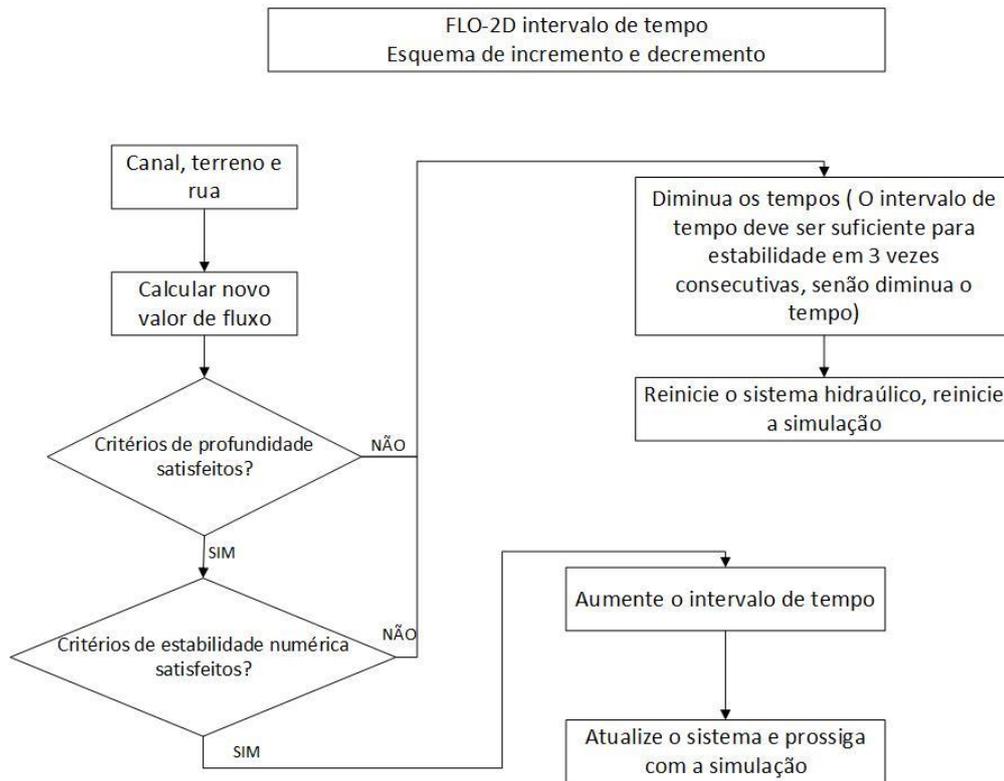
$\frac{\Delta h}{\Delta t}$  é a mudança de profundidade em um intervalo de tempo ( $m/s$ ).

### 3.9.1 Etapas da simulação

Suscintamente, de acordo com FLO-2D Engineering Inc (2009), o algoritmo para solução utiliza-se das seguintes etapas:

- 1) Calcula-se a geometria do fluxo médio, rugosidade e inclinação entre os dois elementos de grade (montante e jusante);
- 2) A profundidade do fluxo  $\Delta x$  é estimada para calcular a velocidade através de limite em um intervalo de tempo (i+1), utiliza-se aqui uma estimativa linear (profundidade média entre dois pontos).
- 3) Calcula-se a primeira estimativa da velocidade com a equação da onda difusa.
- 4) A velocidade de onda difusa, predeterminada para o intervalo de tempo, é usada em *Newton-Raphson* para resolução da equação de onda dinâmica completa.
- 5) A vazão é calculada multiplicando a velocidade de fluxo pela área da seção transversal .
- 6) A vazão incremental para o intervalo de tempo nos oito limites é somada e esta mudança de volume é distribuída sobre a área de armazenamento para determinar, assim, o aumento incremental na profundidade de fluxo. Tem-se aqui  $\Delta Qx$  que será a mudança líquida na vazão para o intervalo de tempo  $\Delta t$  entre os tempos i e i+1.
- 7) Verifica-se, então, o critério de estabilidade numérica com os valores da profundidade de fluxo, se algum destes critérios de estabilidade excedem, o tempo de simulação reinicia-se para o anterior, por conseguinte, o incremento de tempo é reduzido e reinicia-se todos os cálculos novamente, descartando-se os anteriores.
- 8) A simulação procede com incrementos de tempo até que os critérios de estabilidade explicitados anteriormente sejam excedidos.

Figura 11: Fluxograma de funcionamento do FLO-2D.



Fonte: Modificada de FLO-2D ENGINEERING INC,2009.

### 3.9.2 Entrada e saída de dados

O módulo Grid Developer System (GDS) cria e edita o sistema da grade FLO-2D e os arquivos de dados, fornecendo uma plataforma para executar os outros módulos. O GDS é um programa de pré-processamento que irá sobrepor o sistema de grade nos pontos do modelo de terreno, interpolando e atribuindo elevações aos elementos da grade.

Ele prepara automaticamente os arquivos básicos de entrada para o modelo FLO-2D. Fotos aéreas georreferenciadas, imagens de arquivos de forma ou mapas podem ser importados como imagens em segundo plano para suportar a edição gráfica. Além do desenvolvimento do sistema de grade FLO-2D, o GDS também fornece características editoriais importantes, incluindo a atribuição de elementos de grade espacialmente variáveis, tais como canais, diques, ruas, infiltração, fatores de redução de área e largura, elevação e rugosidade. Permite a seleção de elementos individuais ou grandes grupos de nós usando o cursor. A precipitação também pode variar espacialmente.

Uma exibição gráfica das profundidades de fluxo pode ser visualizada na tela durante uma simulação FLO-2D para contemplar a progressão da onda sobre a

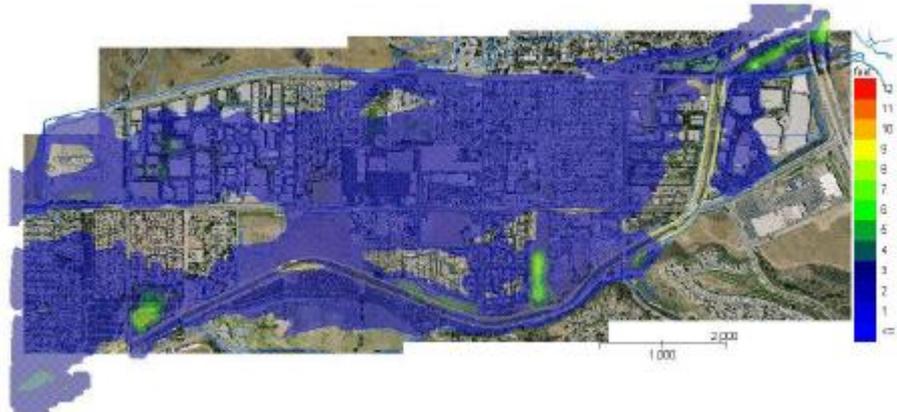
superfície de fluxo potencial. Além das profundidades de fluxo previstas, um hidrograma de entrada será plotado. Para a simulação de precipitação pluviométrica, a precipitação cumulativa também pode ser plotada.

Os resultados do elemento de grade para a planície de inundação, canal e fluxo de rua podem ser revistos em um no módulo MAXPLOT ou os contornos de inundação podem ser gerados no módulo MAPPER. O módulo HYDROG traça o hidrograma para cada elemento de canal ou também para avaliação da hidráulica média do canal em um determinado alcance. O usuário pode selecionar os elementos do canal a montante e a jusante e o programa calcula a média da hidráulica para todos os elementos do canal ao alcance, incluindo: velocidade, profundidade, descarga, área de fluxo, raio hidráulico, perímetro molhado, largura máxima, largura para proporção de profundidade, inclinação de energia e tensão de cisalhamento do leito.

O MAPPER é o principal programa para exibir os resultados do FLO-2D. Este pode criar gráficos de contorno de cores com alta resolução. Podem ser elaboradas diversas combinações de mapas: elementos de grade ou tramas de ponto MDE, mapas de contorno de linha e mapas de contornos sombreados. Os mapas podem ser criados para elevações da superfície do solo, elevações máximas da superfície da água, profundidades máximas de fluxo da planície inundável, velocidades máximas, pressão estática e dinâmica máxima, energia específica e delineamento.

O modelo FLO-2D é constituído por diversos arquivos de saída, visando auxiliar o usuário a organização dos resultados. O sistema hidráulico da linha de inundação, do canal e da rua está explicitado em arquivo. Os dados hidráulicos incluem a elevação da superfície da água, profundidade do fluxo e as respectivas velocidades nas oito direções de fluxo. A descarga para intervalos de saída especificados (hidrogramas) encontra-se em vários arquivos. Uma tabela de resumo de conservação de massa que compara a entrada, saída e armazenamento no sistema é apresentada no arquivo SUMMARY.OUT. Por conseguinte, a descrição completa de todos os arquivos de saída é explicitada no Manual de Entrada de Dados. A Figura 12 demonstra um exemplo de uma simulação no FLO-2D

Figura 12: Exemplo de uma simulação do FLO-2D.

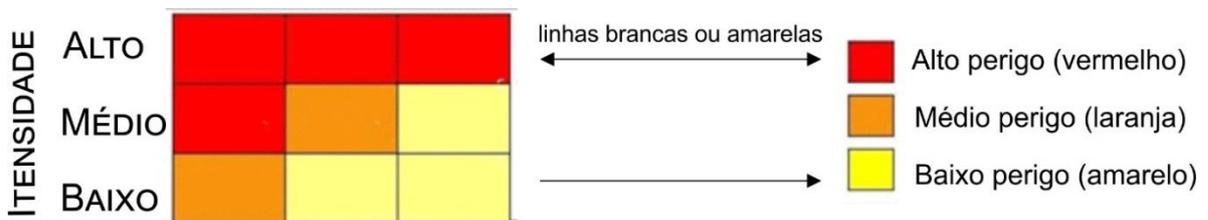


Fonte: FLO-2D ENGINEERING INC,2009..

### 3.9.3 Geração de Mapas de Perigo

Conforme a metodologia desenvolvida por Garcia et al. (2003), o MAPPER cria mapas de risco de inundação demarcando áreas que possivelmente serão inundadas. Os critérios de delimitação de perigo são propostos pelo Projeto PREVENE (2001) seguindo normas suíças e austríacas, que estabelecem três zonas de perigo de acordo com os níveis. Este nível é determinado conforme o local e é função da intensidade de inundação e sua probabilidade de ocorrência. A intensidade é definida pela profundidade e velocidade do fluxo. A probabilidade é inversamente proporcional à magnitude da inundação, devido ao fato de que os grandes eventos ocorrerem com menor frequência. Logo com estas funções, define-se o nível através da Figura 13.

Figura 13: Definição nível de perigo para o mapa de risco.



|                          | Alto | Médio | Baixo | Muito baixo |
|--------------------------|------|-------|-------|-------------|
| <b>Probabilidade</b>     |      |       |       |             |
| Tempo de retorno         | 10   | 100   | 500   | >>>500      |
| Probabilidade de exceder | 10%  | 1%    | 0,2%  | <<<0,2%     |

Fonte: Adaptado de FLO-2D ENGINEERING INC.,2009.

Exemplificando na Figura 13, tem-se os tempos de retorno como sendo 10, 100 e 500, sendo que o usuário do software irá configurar esses dados no momento da geração do mapa. Estes valores serão de acordo com os dados de simulação utilizados e serão caracterizados por nível alto (vermelho), nível intermediário (laranja) e baixo (amarelo).

As cores utilizadas no mapa são designadas para cada área específica que determinam certos cuidados de acordo com a tabela.

Tabela 4: Definição de níveis de risco de inundação.

| Nível de perigo | Cor no mapa | Descrição   |
|-----------------|-------------|---|
| Alto            | Vermelho    | As pessoas estão em perigo dentro e fora de suas casas. Estruturas correm o risco de serem destruídas.  |
| Médio           | Laranja     | As pessoas estão em perigo fora de suas casas. Os edifícios podem sofrer danos e possíveis destruição, dependendo das características da construção.            |
| Baixo           | Amarelo     | O perigo para pessoas é baixo ou inexistente. Os edifícios podem sofrer pequenos danos, mas a inundação da sedimentação pode afetar os interiores da estrutura. |

Fonte: Adaptado de FLO-2D ENGINEERING INC., 2009.

A definição de intensidade do evento ocorre por diversos métodos, um dos existentes é austríaco, que utiliza-se da energia total e considera os parâmetros de profundidade e velocidade (Equação 39).

$$h+v^2/2g \tag{39}$$

onde:

h é a profundidade do fluxo(m);

v é a velocidade (m/s);

g é a aceleração gravitacional (m/s<sup>2</sup>).

O método suíço é elaborado através da combinação do produto da profundidade de fluxo, (h) e velocidade de fluxo (v). Deste modo a alta intensidade é atribuída a profundidade de alto fluxo independente das velocidades do fluxo. Assim, para a definição de intensidade de inundação de água, pode-se consultar a Tabela 5 e de acordo com a profundidade, conhecer a sua intensidade.

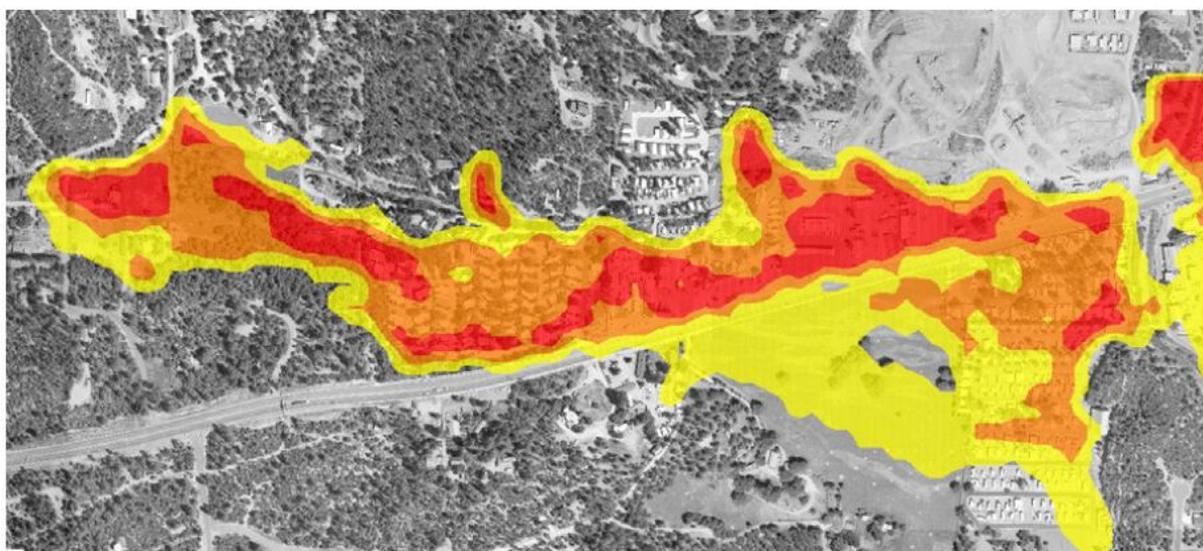
Tabela 5: Definição da intensidade de inundação da água.

| Intensidade da água | profundidade máxima h (m) |    | Produto de profundidade máxima h vezes velocidade máxima v (m <sup>2</sup> /s) |
|---------------------|---------------------------|----|--|
| Alto                | $h > 1.5\text{m}$         | OU | $vh > 1.5 \text{ m}^2/\text{s}$  |
| Médio               | $0.5 < h < 1.5$           | OU | $0.5 \text{ m}^2/\text{s} < vh < 1.5 \text{ m}^2/\text{s}$                     |
| Baixo               | $0.1 < h < 0.5$           | E  | $0.1 \text{ m}^2/\text{s} < vh < 0.5 \text{ m}^2/\text{s}$                     |

Fonte: Adaptado de FLO-2D ENGINEERING INC.,2009.

Com os valores carregados no programa é gerado um mapa com a demonstração dos locais de maior e menor perigo, na Figura 14 pode-se ter um exemplo de um mapa de risco.

Figura 14: Exemplo de mapa de risco.



Fonte: FLO-2D ENGINEERING INC.,2009

### 3.10 IBER

O Software Iber é um modelo de simulação de fluxo turbulento em escoamento livre em regime não permanente. O mesmo é construído através de 3 módulos de cálculos: hidrodinâmico, turbulência e transporte de sedimentos. Todos estes funcionam com malhas nas estruturas de volumes finitos triangulares e quadriláteros. Observa-se na literatura diversos estudos que utilizam este modelo.

Ochoa et al. (2016) se utiliza do software para fazer uma comparação entre HEC-RAS e IBER e delinea zonas passíveis de inundação no rio Ctalamochita na cidade de Bell Vile. Suas conclusões são semelhantes nos resultados, no entanto, o IBER apresenta menos erros de cálculo e menor porcentagem deste, já o HEC-RAS

torna-se mais positivo no tempo de simulação sendo aqui considerado 1000 vezes mais rápido.

Bladé et al. (2017) usa o software para simulação e testes em casos reais e imaginários para análise da ferramenta e após estes, conclui-se que os resultados são satisfatórios e suficientes para tal.

Bodoque et al. (2016) modelou inundações no Rio Alberche, em Navaluenga, localizada no Espanha. O autor realizou uma análise de perigo de inundação (no Iber), da vulnerabilidade social da região, bem como da percepção dos riscos a que a sociedade está imposta. Verificou-se que são necessárias estratégias para aumentar a percepção da população acerca destes riscos.

Garrote et al. (2016) testou o Iber no Rio Cega, em Segóvia, na Espanha, que sofre com inundações recorrentes. Utilizaram-se dados de topografia LiDAR e diversos cenários para testar a magnitude dos danos. Observou-se que algumas funções de danos superestimam as perdas econômicas. Portanto devem-se considerar os dados das condições socioeconômicas do local.

### 3.10.1 Etapas da Simulação

#### 3.10.1.1 Módulos de cálculo

Na etapa hidrodinâmica são resolvidas as equações de águas rasas bidimensionais provenientes da profundidade, descritas como equações *Shallow Water* bidimensionais ou equações de *Saint Venant* bidimensionais. (OCHOA et al., 2016)

No modelo hidrodinâmico, de acordo com Ochoa et al. (2016), as equações de conservação de massa e momento são resolvidas nas direções horizontais como descritos nas Equações 40, 41 e 42.

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hU_x}{\partial x} + \frac{\partial hU_y}{\partial y} = M_s \quad (40)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial hU_x}{\partial t} + \frac{\partial hU_xU_y}{\partial x} + \frac{\partial hU_x^2}{\partial y} \\ = -gh \frac{\partial Z_s}{\partial x} + \frac{\tau_{s,x}}{\rho} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho} - \frac{g h^2}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial x} - 2\Omega \sin \lambda U_y + \frac{\partial h\tau_{xx}^e}{\partial x} + \frac{\partial h\tau_{xy}^e}{\partial y} + M_x \end{aligned} \quad (41)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial h U_y}{\partial t} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial x} + \frac{\partial h U_y^2}{\partial y} \\ = -gh \frac{\partial Z_s}{\partial y} + \frac{\tau_{s,y}}{\rho} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho} - \frac{g h^2}{\rho} \frac{\partial \rho}{2 \partial y} - 2\Omega \sin \lambda U_y + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{yy}^e}{\partial y} + M_x \end{aligned} \quad (42)$$

onde:

$h$  é a altura da calha do rio (m);

$U_x, U_y$  são as velocidades de acordo com a profundidade (m/s);

$g$  é a aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>);

$Z$  é a elevação da água livre (m);

$T_s$  é o atrito da superfície livre devido ao vento;

$T_b$  é o atrito da superfície do fundo, ou seja da superfície do rio;

$\Omega$  é a velocidade angular de rotação da Terra;

$\lambda$  é a latitude do ponto considerado;

$T_{exx}, T_{exy}, T_{eyy}$  são as tensões tangenciais horizontais efetivas;

$M_s, M_x, M_y$  são os valores de fonte/sumidouro para massa e momento e a partir destes que se realiza a modelagem de precipitação, infiltração e sumidouros.

Em resumo os valores considerados na simulação são: a pressão hidrostática, inclinação da superfície de escoamento, tensões tangenciais, viscosas e turbulentas, o atrito do fundo, atrito da superfície com o vento, a precipitação e a infiltração. A fricção do fundo da calha do rio é calculada semelhante ao HEC-RAS descrito na seção 3.8.8.

No módulo de turbulência são calculadas as tensões turbulentas do cálculo hidrodinâmico e, para isto, são utilizadas diferentes modelos com diferentes graus de complexidade, por exemplo, na versão atual temos um modelo parabólico, um modelo de longitude e um modelo k- $\epsilon$ .

Ele considera a hipótese de que há uma pressão hidrostática e velocidades uniformes no eixo z. O mesmo baseia-se também nas equações de conservação de massa e movimento nas direções horizontais. As equações possuem como termos fonte a pressão hidrostática, a declividade do fundo, as tensões tangenciais viscosas e turbulentas, a rugosidade do fundo e superficial (por ventos), a precipitação e a infiltração. (BLADÉ et al., 2017)

### 3.10.1.2 Rugosidade

A rugosidade de fundo, de acordo com Iber (2014), produz uma força de fricção que se opõe a velocidade e produz turbulência o que pode ser caracterizado pela velocidade de fricção ( $u_f$ ) que é expressa na tensão tangencial de fundo. Neste caso,  $\tau_b$  representa o módulo da força de fricção e  $\rho$  é a densidade da água (Equação 43).

$$u_f = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho}} \quad (43)$$

Nestes casos não é possível calcular diretamente a velocidade de fricção, sendo necessário relacioná-la com o coeficiente de fricção de fundo  $C_f$  (Equação 44).

$$\tau_b = \rho u_f^2 = \rho C_f |U|^2 \quad (44)$$

O raio hidráulico definido por área sobre perímetro, em modelos bidimensionais, pode ser definido também como uma coluna de fluido de largura  $\Delta x$  e profundidade  $h$ , possuindo nestes casos profundidade e raio hidráulico com o mesmo significado (Equação 45).

$$R_h = \frac{A}{P_m} = \frac{h\Delta x}{\Delta x} = h \quad (45)$$

O coeficiente de fricção de fundo é calculado, utilizando o coeficiente de Manning ( $n$ ) como um parâmetro (Equação 46).

$$C_f = g \frac{n^2}{h^{1/3}} \quad (46)$$

### 3.10.1.3 Atrito do vento

A força de atrito pelo vento pode ser calculada a partir da velocidade do vento a 10 metros de altura e para o coeficiente de arraste utiliza-se da equação de *Van Dorn*, sendo  $C_{vd}$  o valor do coeficiente de arraste igual a  $2,5 \times 10^{-6}$  (Equação 47). (IBER, 2014)

$$\tau_s = \rho C_{vd} V_{10}^2 \quad (47)$$

#### 3.10.1.4 Tensões

As tensões efetivas incluem as tensões viscosas, as turbulentas e os termos de dispersão. Os termos de dispersão são negligenciados nestas equações, porém podem possuir relevância se as velocidades ao longo da profundidade possuírem grande variação. Já as tensões viscosas são calculadas a partir da viscosidade cinemática, enquanto que a turbulenta é calculada por um modelo embutido no Iber.

A tensão de cisalhamento gerada pelas margens é inferior da provocada pelo fundo, porém em situações de canais muito estreitos e profundos, o Iber distingue a necessidade de se utilizar o termo de atrito lateral, podendo ser turbulento liso, rugoso ou de transição. Dependendo do regime de escoamento, subcrítico, crítico ou supercrítico, têm-se o número de condições de contorno necessárias para o funcionamento do modelo. Outra variável que deve ser considerada neste modelo é a infiltração, utilizada para o cálculo de vazão superficial para transformação de precipitação em fluxo superficial. Este termo é um sorvedouro na equação de conservação de massa. (IBER. 2014)

As equações são solucionadas em forma integral, através do método dos volumes finitos, sendo que são necessárias discretizações da área de estudo, dividindo o grid em células relativamente pequenas de 3 ou 4 lados, com a vantagem de se adaptar praticamente a qualquer geometria. Para estas discretizações temporais e espaciais se resolve a forma integral das equações de conservação.

#### 3.10.2 Entrada e saída de dados

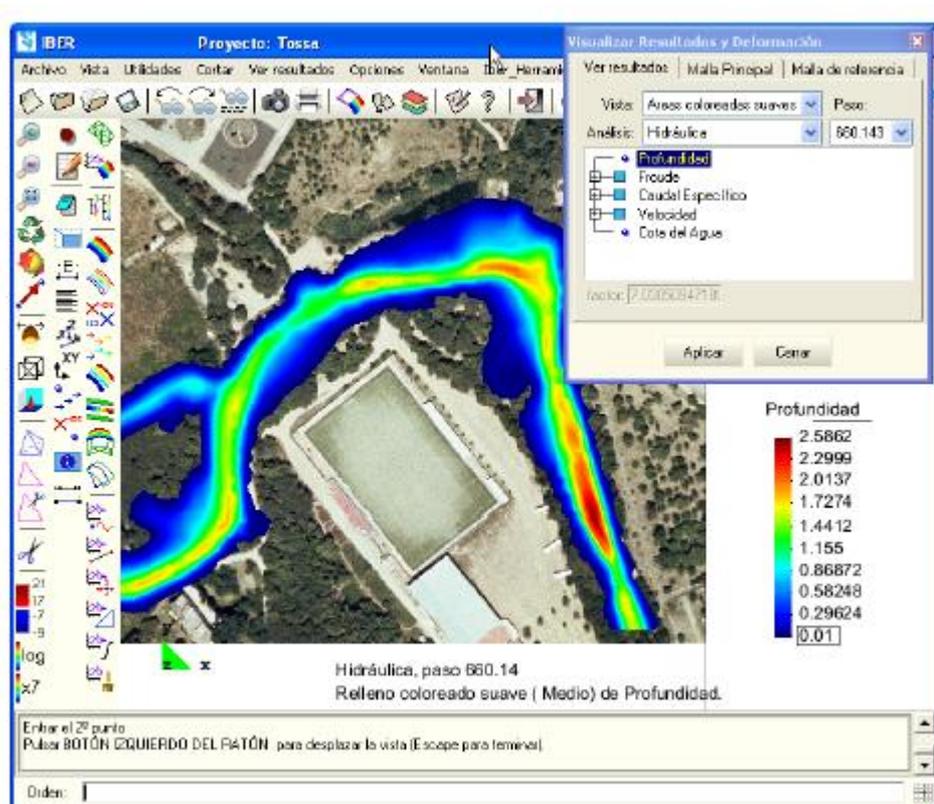
O Iber também funciona com a inserção de um modelo digital de terreno e dados de vazão. Podem ser inseridos dados de pontos de MDEs, dados de grids irregulares de triângulos (RTIN), superfícies para cada célula do *raster* do MDE e também shapes de grids de triângulos irregulares obtidos em ambiente SIG.

Os dados de fluxo, de entrada e saída dependem, se a simulação for em condição crítica, subcrítica ou supercrítica, bem como as condições internas de objetos hidráulicos. Em caso de regime subcrítico é necessária a entrada de dados de saída, como vertedouros ou curvas de saída do sorvedouro.

Observa-se que este software foi concebido para facilitar o desenho de objetos hidráulicos em geometrias e simular condições de escoamento críticas em torno destes objetos. O mesmo leva em consideração rugosidade do terreno, representada pelo número de Manning, processos de chuva que consideram infiltração, transporte de sedimentos de fontes quaisquer ou do fundo do canal, componentes de vento, e condições para ocorrência de turbulência.

O modelo solicita dados de tempo para as simulações e alguns parâmetros para a execução das mesmas, bem como escolha de modelos de turbulência e transporte de sedimentos, se ativos. Posteriormente, o software apresenta os resultados com possibilidade de personalização das visualizações e geração de gráficos.

Figura 15: Layout do Iber.



Fonte: IBER, 2014.

### 3.11 INCERTEZAS

A modelagem de enchentes em zonas urbanas, envolve o uso de computação para simular a propagação de água para uma superfície que pode possuir características complexas. Estas técnicas são aplicadas para resolver equações inerentes ao fluxo de fluidos, como a conservação de massa, momento e energia

(GHIMIRIE et al, 2013). A resolução destas equações, em grandes extensões de áreas, pode adquirir incertezas inerentes ao modelo matemático utilizado.

Em geral, o conceito de incerteza significa que há falta de certeza e, devido ao conhecimento limitado para especificar uma situação atual, é impossível descrever exatamente o resultado do estado futuro, não mais do que uma possibilidade (RETZER et al., 2009).

Dimitriadis et.al (2016) afirmam que é dada uma pequena atenção às incertezas dos modelos relacionadas a premissas de modelagem e simplificações. Incertezas estas relacionadas tanto para a simulação hidrológica, quanto para a hidráulica, que podem ser inerentes a estrutura, parâmetros, limites, condições e dados de entrada do modelo. Tais incertezas podem ser relativamente grandes, até mesmo em pequenas bacias.

Deste modo, sugere-se a realização de uma análise de incertezas com o intuito da determinação dos intervalos de confiança das predições, levando em conta as diversas fontes de incerteza no modelo. Esta metodologia é altamente recomendável quando a modelagem é aplicada (CABRAL et al.,2017).

Fernandez et al. (2006) aponta também que apesar das diversas aplicações dos modelos, é importante verificar a diferença entre as metodologias. Verificando-se também as diferentes técnicas numéricas e os diversos níveis de representação matemática do escoamento.

No tema de análise de incerteza, as questões fundamentais devem ser o tamanho da incerteza, bem como a medição da composição, propagação e interação de incertezas. No entanto, atualmente, não existe um quadro universal de medição e avaliação de incerteza, o que leva a dificuldade de predizê-la (ZENG et al., 2016).

A previsão de inundações e avaliação de impactos são temas multidisciplinares de grande relevância, abrangendo ciências meteorológicas, hidrológicas, hidráulicas e ambientais, associados ainda as tecnologias (DIMITRIADIS et al., 2015).

Segura-Beltrán et al. (2016) expõem que, apesar de existirem numerosos estudos sobre inundações, a compreensão de eventos e gestão dos riscos de inundações não são tarefas fáceis. Na última década, vários modelos hidrológicos e hidráulicos foram desenvolvidos para simular hidrogramas de enchentes e áreas alagadas. Porém, as escalas espaço-temporais específicas de eventos enchente, a

escassez de dados de precipitação e vazão, e o intervalo de tempo curto são causas de elevada incerteza.

Dimitriadis et al. (2015) ponderam ainda que incertezas estão presentes em vários aspectos, envolvendo a estrutura e os parâmetros do modelo, condições de limite e nos dados de entrada, elas podem ser surpreendentemente grandes, mesmo em pequenas bacias, devido a qualidade dos dados topográficos e de entrada. Devido a elevada incerteza provocada por várias variáveis de entrada, têm sido desenvolvidas técnicas de calibração para melhorar a precisão do resultado.

Os modelos hidrodinâmicos possuem algumas simplificações inerentes, como em vazões de regime permanente, em que ocorre uma limitação com relação ao cálculo da linha de energia entre as seções subsequentes. Nestes casos, a declividade do canal e do nível d'água são iguais, sendo uma zona de energia crítica, dificilmente encontrada em condições naturais, além de erros intrínsecos ao modelo.

Os parâmetros de entrada, como a rugosidade do canal, também podem ocasionar incertezas no método de resolução. Bozzi et al. (2015) comenta que é complexo julgar o efeito da mesma individualmente, pois geralmente está associada a outros parâmetros. É afirmado também que este parâmetro tende a ocasionar mais problemas em modelagens de baixas vazões e rios com perfil mais retilíneo.

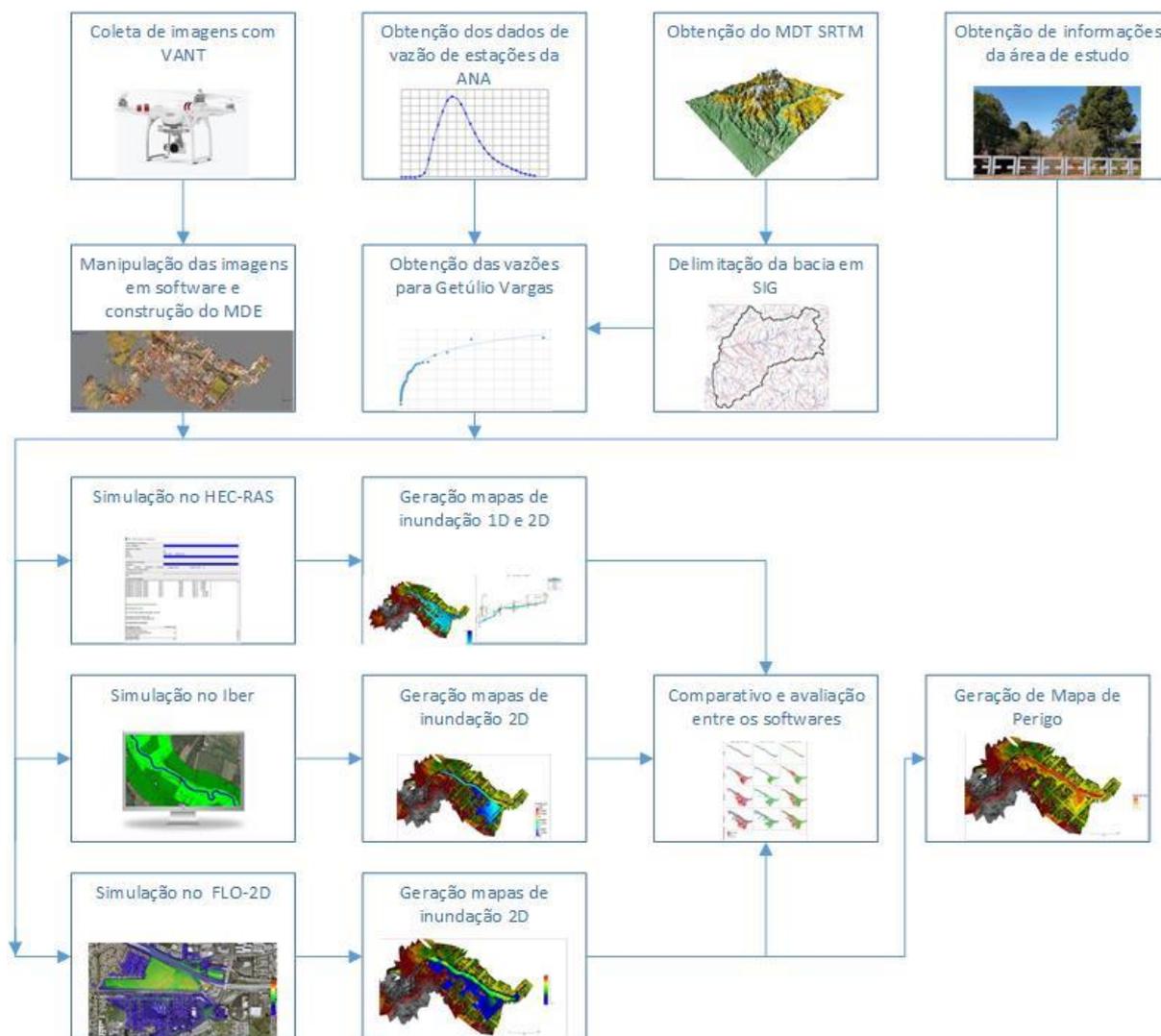
Pappenberger et al. (2005) avalia que as vazões, calculadas por curvas precipitação-vazão, ou pela regionalização por áreas de estações fluviométricas, também apresentam erros. Estes podem ser oriundos dos métodos de cálculo, da operação das estações, e também de extrapolação do limite de utilização de uma série temporal para determinada bacia, quando há uma quantidade pequena de estações disponíveis.

O detalhamento do terreno pode também representar uma fonte de erros. Devido à dificuldade de se obterem dados com alto grau de precisão e de forma gratuita no Brasil, há a opção de se tolerarem estudos com erros maiores ou deve haver um investimento de recursos nos projetos de inundações. Cook e Merwade (2009) afirmam que conversões dos formatos do MDT, para serem aceitos no modelo, a resolução do grid e o refinamento da geometria da calha são os principais problemas nas representações numéricas de terreno. A avaliação das várias resoluções de dados de elevação no resultado das simulações de modelos hidráulicos sugere fortemente que uma melhor resolução produz melhores simulações (WITT, 2015).

## 4 MATERIAIS E MÉTODOS

Nesta seção estão descritos os procedimentos e equipamentos necessários para a realização do estudo. A Figura 16 apresenta as etapas organizadas no formato de fluxograma, para se chegarem aos objetivos propostos.

Figura 16: Fluxograma da metodologia adotada.



Fonte: O autor.

### 4.1 ÁREA DE ESTUDO

Getúlio Vargas é um município da região norte do Rio Grande do Sul, com centroide localizado aproximadamente nas coordenadas -27.879285 e -52.229411. O município está localizado a 342 km da capital do estado do Rio Grande do Sul (Porto Alegre) e possui área territorial de 286 km<sup>2</sup> com clima subtropical e uma altitude de

aproximadamente 760 metros. A Figura 17, do canal de notícias Tribuna Mix (2016) demonstra uma inundação ocorrida no município em outubro de 2016.

O município sofre constantemente com inundações, com ocorrências registradas em sites de notícias da região, em maio de 2017, outubro de 2016, julho de 2015, junho de 2014, novembro de 2013 e uma enchente histórica em maio de 1992, onde a população ribeirinha sofreu grandes perdas com o evento.

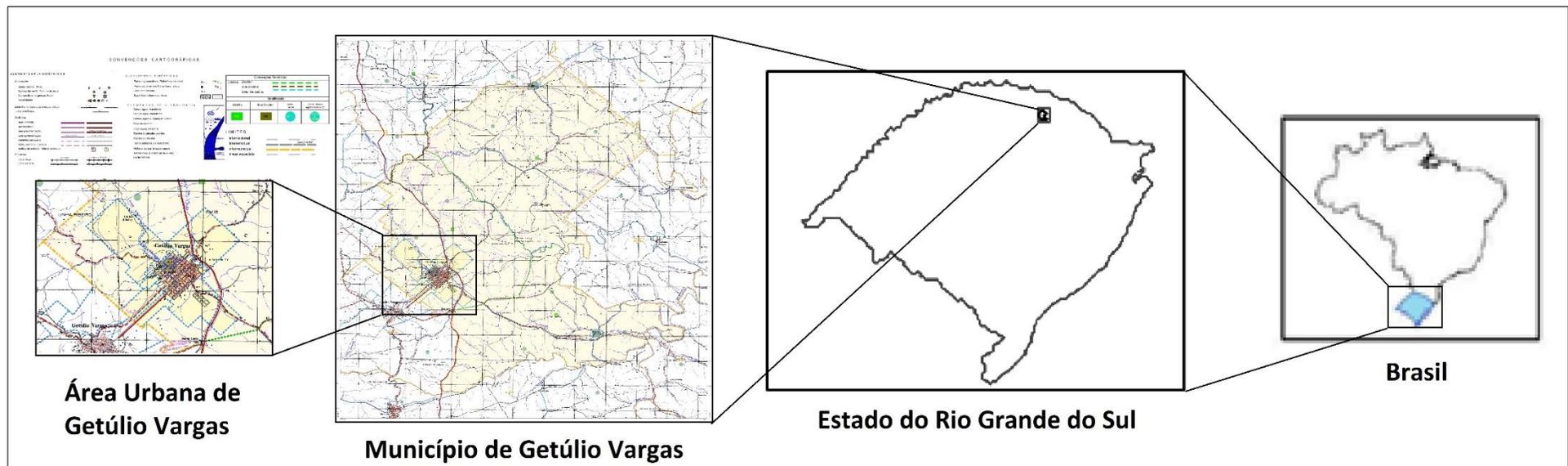
A Figura 18 apresenta a localização da área urbana no município, estado e país.

Figura 17: Inundação em outubro de 2016 em Getúlio Vargas-RS.



Fonte: Tribuna Mix, 2016

Figura 18: Localização de Getúlio Vargas.



Fonte: Adaptado de IBGE,2017.

## 4.2 AVALIAÇÃO DA ÁREA

Inicialmente, avaliou-se o local de estudo com imagens do Google Earth Pro e dados de hidrografia do município obtidos no portal Hidroweb da ANA (2017). Realizou-se uma coleta de informações acerca dos locais mais suscetíveis a inundação, nos meios de comunicação on-line que noticiaram estas ocorrências. Observou-se nesta coleta, quais eram as áreas geralmente inundáveis, através de fotografias das ruas em dias de precipitações intensas. A partir disto foi possível a realização de visitas mais focadas a área de estudo e com o objetivo de coleta de dados.

A primeira visita a área de estudo foi em 29/04/2017. O objetivo foi um conhecimento maior acerca da hidrologia da área e quais os motivos de ocorrência da inundação. Realizou-se uma avaliação da calha do rio em diversos pontos onde há registros de ocorrência de inundação.

A segunda visita ocorreu na data de 01/05/2017. Nesta oportunidade avaliou-se a calha do rio em todos os pontos de fácil acesso. Foram efetuadas medições com auxílio de trena da calha do rio, da altura, largura e perfil do canal. Neste dia também foram buscadas marcas de inundações em construções e no terreno, para a delimitação da mancha de inundação do município.

A terceira visita ocorreu na data de 03/06/2017. Foi testado nesta data imageamento através de um VANT, em que foi possível a captura de algumas imagens.

A quarta visita ocorreu em 26/08/2017, efetuando-se a captura de imagens com o VANT através de uma rota pré-estabelecida. Esta rota passou pela zona urbana vicinal ao canal do Rio Abaúna. Tal procedimento estará descrito na seção 4.3.

## 4.3 CONSTRUÇÃO DO MODELO DIGITAL DE ELEVAÇÃO

A saída de dados de um modelo matemático depende da acuidade dos dados de entrada do modelo (Cook e Merwade, 2009; Witt, 2015). Portanto, tem-se a necessidade de um modelo com elevada precisão e exatidão. Pois não são suficientes os dados com resolução que se tem disponíveis para acesso gratuito, devido a estes não demonstrarem com precisão as especificidades do terreno, como construções e vegetação, que podem vir a interferir nas simulações. Logo, através desta

metodologia, objetivou-se construir um Modelo Digital de Elevação (MDE) de alta resolução.

Para construção do MDE foi utilizado um Veículo Aéreo Não Tripulado (VANT) *DJI Phantom 3 Standart*. Este *drone* tem acoplado uma câmera digital e Sistema de Posicionamento Global (GPS) que georreferencia automaticamente cada imagem capturada ao longo do voo.

O equipamento possui a bordo uma câmera que pode capturar imagens de até 4000 x 3000 pixels, com sensor de 1 / 2.3 de abertura, 12,00 megapixels de resolução e lentes de f / 2.8 com um campo de visão de 94 °. A câmera possui estabilização automática de imagem nos 3 eixos de rotação, um item crucial para que sejam capturadas imagens sem distorções nos voos.

O equipamento conecta-se continuamente a um controle remoto por uma rede *wifi* de 2,4 *gigahertz* (Ghz). Por sua vez, o controle remoto conecta-se a um smartphone (Samsung Galaxy S8) através do aplicativo *DJI GO* como interface entre os sistemas. Através do aplicativo, configurou-se uma captura de imagens sequenciais a cada 5 segundos de voo.

Para a realização do voo foram seguidas todas as orientações impostas na RBAC-E nº94 da ANAC que regulamenta os voos com drones. Como o DJI Phantom 3 está na Classe 3, e o voo foi realizado sempre com contato visual no equipamento, a mais de 30 metros de pessoas e a menos de 120 metros de altitude, não foram necessárias autorizações especiais.

O voo foi iniciado em uma das extremidades da área de interesse, sendo que o VANT foi elevado a uma altura aproximada inicial de 80 metros. Traçou-se uma rota pré-determinada acima das regiões de interesse com a captura constante das imagens a cada 5 segundos. A região de interesse foi delimitada a partir da área que já foi atingida por inundações ocorridas no município. Foram capturadas imagens além destes limites para não ocorrerem distorções por efeitos de borda.

Após um tempo de 20 minutos de voo foi necessário efetuar um carregamento da bateria e retorno das condições anteriores até o término da captura das imagens. A Figura 19 apresenta uma das imagens capturadas no voo sobre o município de Getúlio Vargas.

Figura 19: Imagem capturada pelo VANT mostrando a calha do Rio Abaúna.



Fonte: O Autor.

As imagens capturadas, já georreferenciadas, foram carregadas no Software *Agisoft Photo Scan, versão Trial*. A primeira etapa foi a de calibração da câmera do dispositivo. Foram selecionadas as 344 imagens capturadas, selecionado o tipo da câmera como *frame*, tamanho de pixel de 0.00170167x0.00170167mm e distância focal de 3,61 mm, já predefinidos pela câmera. O ajuste foi automático com coeficiente “f” pré-selecionado de 2121.45.

Por padrão, o software avalia os parâmetros da câmera durante as etapas de alinhamento e otimização com base nos dados da fotografia. Caso estes dados estejam em falta, eles podem ser inseridos manualmente.

Como as fotografias foram capturadas nas mais diversas orientações, o próximo passo realizado foi o do alinhamento das imagens. O software encontra pontos de correspondência entre as imagens sobrepostas, estima a posição da câmera para cada foto e constrói um modelo de nuvem de pontos esparsa.

Utilizou-se precisão definida no software como *Elevada* para este passo. Foram gerados nesta etapa 222.428 pontos tridimensionais. Cabe salientar que estes pontos possuem dados de latitude, longitude e altitude. A Figura 20 demonstra a nuvem de pontos esparsa.

Figura 20: Nuvem de pontos esparsa.



Fonte: O Autor.

O próximo passo foi a geração de uma nuvem de pontos densa que aumenta a resolução do modelo. Com base nas posições estimadas da câmera, o programa calcula informações de profundidade para cada imagem, combinados posteriormente em uma única nuvem de pontos densa.

Novamente, utilizou-se a opção de precisão definida no software como *Elevada* e filtro de profundidade como *Agressivo*. Este passo gerou 86.146.507 pontos tridimensionais. A Figura 21 demonstra esta nuvem de pontos.

Figura 21: Nuvem de pontos densa.



Fonte: O Autor.

Após a construção da nuvem de pontos densa, gerou-se modelos de malha poligonal com base nos dados da nuvem densa. O tipo da superfície foi definido como *Arbitrário*, a opção precisão foi definida como *Elevada* e a interpolação foi a *Enabled(default)*. Executou-se a união destes pontos para melhor visualização do terreno. Esta etapa gerou uma superfície com 90.000 faces e 45.236 vértices. A Figura 22 mostra este modelo de malha poligonal.

Figura 22: Modelo de malha poligonal.



Fonte: O autor.

O MDE pôde ser gerado com base na nuvem densa ou modelo de malha. Utilizou-se a nuvem densa de pontos, pois fornece resultados mais precisos e permite um processamento mais rápido, uma vez que o passo de geração de malha pode ser ignorado. Especificou-se o sistema de coordenadas como WGS 84.

Adiante ocorreu a geração do MDE com resolução de 0,34 m, sendo que um conjunto de 3 x 3 pixels, possui aproximadamente 1 m<sup>2</sup>. O mesmo foi exportado em coordenadas geográficas WGS 84, em formato *Geotiff*. Com o auxílio do SIG *Qgis* efetuou-se a conversão das coordenadas decimais para UTM. Este passo foi necessário para facilitar a geração do grid espacial nos modelos hidrodinâmicos, pois o tamanho do grid é dado em metros.

#### 4.4 CONSTRUÇÃO DA GEOMETRIA PARA AS SIMULAÇÕES 1D E 2D NO HEC-RAS

Para a construção da geometria de simulação em 1D, foi necessária a utilização da extensão HEC Geo RAS, que pode ser instalada diretamente no *SIG Arc*

*Gis*. Esta ferramenta permite uma edição do canal, margens, planícies de inundação e seções transversais de forma mais fácil.

No SIG, utiliza-se por base o MDE obtido da área, sendo que após foi realizada a edição das feições da área e então os dados puderam ser exportados diretamente para o modelo hidrodinâmico. Como o modelo de terreno possui um refinamento alto, a geometria gerada também possui um alto número de pontos.

Inicialmente foi importado o modelo para o SIG, sendo selecionado este modelo na opção *layer setup* e após iniciado o desenho dos elementos da geometria em formato *shape*. O arquivo *river* (rio) foi criado a partir da opção *stream centerline*, o arquivo *banklines* (margens) foi criado a partir da opção *Bank lines*, o arquivo *flowpaths* (planície de inundação) foi gerado a partir da opção *Flow paths* e o arquivo *XScutline* (seções transversais) foi gerado a partir da opção *XS cut line*.

No momento da criação, cada arquivo foi editado, sendo o rio alocado em sua calha, as margens em sua posição, a planície de inundação de acordo com a avaliação da área de estudo e as seções transversais em locais onde havia a possibilidade de alocá-las, em locais onde a calha estava exposta, sem vegetação ou interferências que pudessem prejudicar a delimitação correta do canal. Identificou-se o rio na opção *ID* e as margens com o respectivo canal na opção *Assign Linetype Attributes*.

Por fim, foram gerados automaticamente os atributos da geometria na opção *Stream centerline attributes* e o arquivo foi exportado na opção *Export RAS Data*. A Figura 23 apresenta o MDE com os atributos da geometria que após puderam ser exportados diretamente para o HEC-RAS.

Porém, para as simulações bidimensionais, enfrentou-se um problema. O MDE gerado possui alta precisão, porém como o imageamento foi realizado acima da área de estudo, objetos de grandes alturas podem elevar os pontos do terreno.

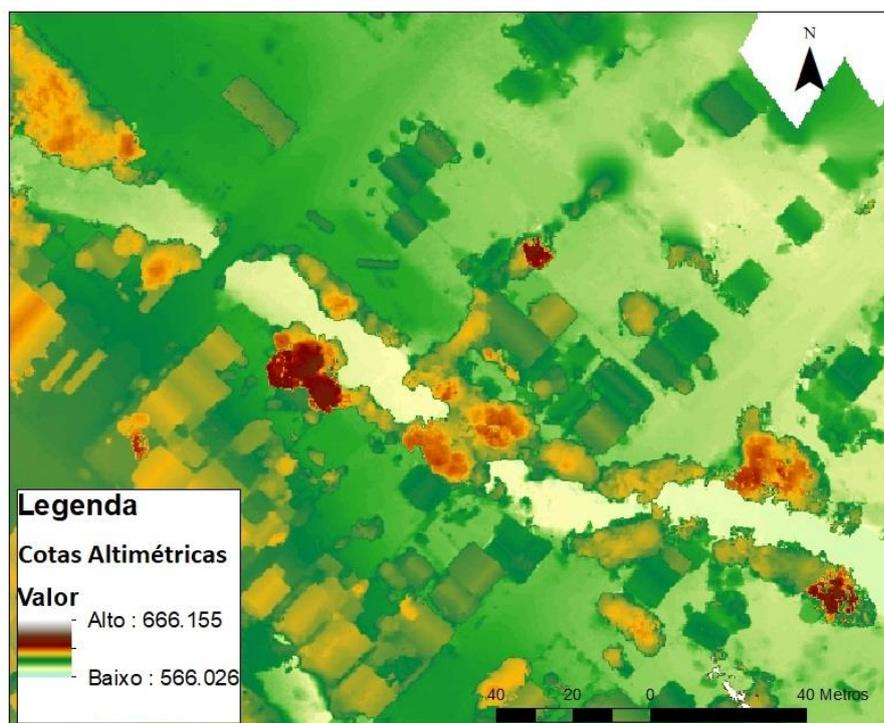
Devido existência de vegetações de grande porte ao entorno da calha do rio o detalhamento do canal possui falhas. Isto pode ser evidenciado na Figura 24, onde a calha do rio é visualizada em cores claras enquanto que a vegetação que praticamente causa a obstrução da calha em alguns pontos é vista em cores escuras.

Figura 23: MDE com atributos de geometria para simulação 1D.



Fonte: O autor.

Figura 24: Calha do rio no MDE gerado com problemas devido a vegetação.



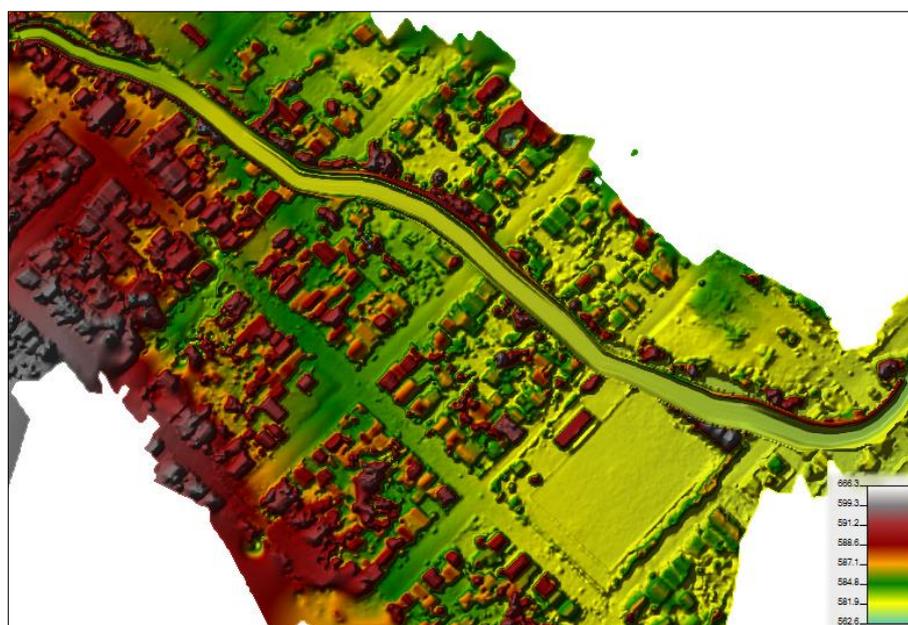
Fonte: O autor.

Para contornar-se este problema, inicialmente importou-se o MDE em formato *geotiff* com o sistema de coordenadas geográficas para o HEC-RAS, através da ferramenta *RAS Mapper*. Inseriu-se nesta ferramenta os dados da simulação 1D, gerados no passo anterior e com isto puderam ser visualizadas os dados da simulação unidimensional sobre o MDE.

Como a calha do rio no MDE sofria com diversas interferências, principalmente de vegetação, que poderiam prejudicar o escoamento e deixa-lo irreal, optou-se por utilizar os dados interpolados das seções da simulação unidimensional para inseri-los sobre o canal.

Na geometria 1D, na opção “*Export layer*” no subitem “*Create terrain GeoTiff from XS’s (channel only)*” pode ser exportado o canal que foi gerado a partir de interpolações lineares entre as seções transversais em formato *geotiff*. Após, inseriu-se novamente o MDE anterior junto com o canal criado no *RAS Mapper*. Neste momento alocaram-se os dados do canal sobre o MDE, gerando assim um novo MDE com o canal sobreposto, conforme pode ser verificado na Figura 25. Este modelo de terreno denota um canal livre de interferências permitindo que a simulação ocorra de forma real no canal e quando transborde a calha possa invadir a área urbana sem problemas. As vegetações e construções situadas em outros locais não foram removidas por serem objetos que limitarão o fluxo em determinados pontos, como ocorre na realidade.

Figura 25: Representação do MDE com o canal sobreposto.



Fonte: O autor.

Na plataforma do HEC-RAS foram exportados estes dados no formato *Geotiff* e posteriormente no SIG *QGIS* efetuou-se conversão do dado para *ASCII*, pois o FLO-2D e o Iber aceitam apenas este formato MDE.

#### 4.5 REGIONALIZAÇÃO DE VAZÕES

O município de Getúlio Vargas não possui estações fluviométricas em seu território, tampouco dados de monitoramento de variáveis hidrológicas que possam subsidiar os estudos realizados. Dada a inexistência dos dados na região de interesse, torna-se necessário a busca de ferramentas para obtenção de dados hidrológicos confiáveis para alimentar os modelos matemáticos.

Existem metodologias acerca deste tipo de previsão, porém, as mesmas podem conferir incertezas de ordem desconhecidas a estes dados, mesmo se tratando de áreas similares, com relação a declividade, solo, vegetação, dentre outros.

Algo relevante para a obtenção destes dados em bacias, é a regionalização de vazões. São necessárias estações fluviométricas situadas próximas ao local de interesse para este tipo de previsão. Apesar de não ser possível mensurar a confiança dos dados, esta metodologia é imprescindível para a obtenção de dados ao estudo.

A área de estudo encontra-se próxima às estações fluviométricas Passo Santa Tereza e Passo Colombelli (Figura 26), ambas sendo de propriedade da Agência Nacional de Águas (ANA). A primeira possui dados desde o ano de 1958, enquanto que a segunda possui dados desde 1940, e ambas se mantêm em funcionamento até a atualidade. Optou-se por se utilizarem os dados até o ano de 2016.

Há apenas uma falha nos dados da estação Passo Colombelli, que vai de junho a dezembro de 1992. Na estação Passo Santa Tereza estes dados estão disponíveis, e através de uma avaliação dos dados, se evidenciou que não houve ocorrência de grandes vazões neste período. Como uma estação está a jusante da outra, não se verifica interferência da falta destes dados na máxima vazão observada no ano. A alocação das estações, bem como da área de estudo, pode ser verificada na Figura 26.



na potência -1, sendo que este valor representa a quantidade de anos necessária para que a vazão máxima daquele ano possa ser excedida.

Posteriormente, plotou-se em gráfico de dispersão os valores de vazões máximas anuais com  $(r/n+1)^{-1}$ , sendo a primeira a variável dependente e a segunda, a variável independente. Optou-se por esta conformação para que fosse possível a construção de um modelo que retorna a vazão máxima esperada a partir dos anos de tempo de retorno. Testaram-se diversos modelos de regressão sendo escolhido o modelo com um valor de  $r^2$  mais alto.

A partir do modelo é possível inserir na equação um valor de anos necessários para que a vazão possa ser excedida, e o mesmo retorna qual seria esta vazão. Com isto, puderam ser obtidas as vazões de cheias para os tempos de retorno de 1, 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70 e 78 anos. As vazões foram obtidas ao substituir-se o valor da variável independente ( $x$ ) em número de anos, retornando na variável dependente ( $y$ ) a vazão máxima esperada para aquele tempo de retorno

#### **4.5.2 Área da Bacia**

Inicialmente buscou-se delimitar a área da bacia hidrográfica que drena para o Rio Abaúna (que percorre a zona urbana de Getúlio Vargas), utilizando-se como exutório desta bacia o local de entrada do rio na zona urbana do município. Utilizou-se o SIG QGIS e dados da missão *Shuttle Radar Topography Mission* (SRTM) da NASA. Os mesmos possuem 30 metros de resolução, sendo suficientes para delimitação de uma bacia hidrográfica.

Devido a esta bacia ser considerada pequena e não se ter obtido resultados satisfatórios a partir da delimitação automática, optou-se por se realizar manualmente este processo. Definiu-se o exutório a partir de um ponto marcado no Software *Google Earth Pro*, e após, prosseguiu-se a delimitação da bacia, até a conclusão da alocação dos pontos nos limites. Após delimitar-se a bacia que drena para o município de Getúlio Vargas, calculou-se sua área, com a ferramenta medição de área, do SIG QGIS, sendo este dado obtido em quilômetros quadrados. Foram delimitadas também as bacias referentes as estações fluviométricas utilizadas neste estudo. Com isto se pode localizar todas as microbacias espacialmente.

### 4.5.3 Regionalização das Vazões

Foi considerado que o comportamento das bacias hidrográficas, que possuem como exutória as estações fluviométricas, são similares a bacia que possui como exutória o município de Getúlio Vargas. Utiliza-se esta premissa já que as 3 bacias de interesse estão inseridas uma dentro da outra, sendo relevante para a regionalização das vazões, já que as características das bacias são similares.

Neste caso, com os dados referentes às estações mencionadas e conhecendo-se suas áreas de drenagem, realiza-se o procedimento de ponderação pela área, a fim de obter-se o coeficiente específico de vazão por área de cada região de acordo com a Equação 48. Para este cálculo, se utilizaram médias mensais das vazões diárias do mês.

$$C_b = \frac{V_e}{A_d} \quad (48)$$

em que:

$C_b$  = Coeficiente de drenagem da bacia ( $\frac{l}{s \text{ km}^2}$ )

$V_e$  = Vazão da estação ( $\frac{l}{s}$ )

$A_d$  = Área de drenagem da estação ( $\text{km}^2$ )

Após, ocorreu a plotagem dos coeficientes de drenagem das bacias das estações, confrontando-se a de maior área no eixo das ordenadas com a de menor área no eixo das abscissas, fornecendo uma distribuição de pontos com tendência linear. Ajustando-se tal modelo na forma da equação de uma reta, seu coeficiente angular serve como parâmetro para estimar a vazão do rio de interesse. E então ao se multiplicar o coeficiente de drenagem pela área do rio de interesse, ponderada pelo coeficiente angular, têm-se a vazão do rio de interesse, conforme a Equação 49.

$$V_{ri} = \frac{C_b A_i}{C_a} \quad (49)$$

em que:

$V_{ri}$  = Vazão do rio de interesse ( $\frac{l}{s}$ )

$C_b$  = Coeficiente de drenagem da bacia ( $\frac{l}{s km^2}$ )

$A_i$  = Área de interesse (km<sup>2</sup>)

$C_a$  = Coeficiente angular

Para este caso, utilizou-se os valores de vazão específica da estação Passo Colombelli, devido a esta possuir uma quantidade de dados adequada para estimarem-se valores de vazão do Rio Abaúna.

#### 4.6 AVALIAÇÃO DE DIFERENÇA ENTRE SIMULAÇÃO E COMPARATIVO ENTRE SOFTWARES

Realizaram-se testes operacionais nos modelos com o intuito de verificar quais especificidades cada um atende, como devem ser seus dados de entrada, procedimentos de simulação e quais são as informações de saída.

Após as simulações realizadas foram avaliados os quesitos de desempenho de cada um dos softwares. Foram verificados os tempos necessários para a realização das simulações, qualidade do dado final gerado e uma avaliação geral dos modelos segundo alguns quesitos. Com isto foi possível realizar um ranking dos softwares de acordo com seu desempenho.

Com o intuito de haver um melhor comparativo entre os modelos, após a geração das manchas de inundação em cada um dos softwares, exportaram-se os dados em formato *raster* (HEC-RAS e Iber) e *shapefile* (FLO-2D) para o SIG QGIS e foram gerados mapas, sobrepondo os resultados dos softwares para os diversos tempos de retorno.

#### 4.7 SIMULAÇÕES NOS MODELOS HIDRODINÂMICOS

Todas as simulações foram realizadas em um Notebook HP Pavilion 14-n050br, com as seguintes configurações: Processador Intel Core i7-4500U de 4ª geração e 1,8 GHz, com Turbo Boost para até 3,0 GHz, 8 GB de SDRAM DDR3L (2 DIMM), placa de vídeo AMD Radeon HD 8670M com gráficos comutáveis, 2048 MB de DDR3 e até 5775 MB de memória total de vídeo e disco rígido de 1 TB.

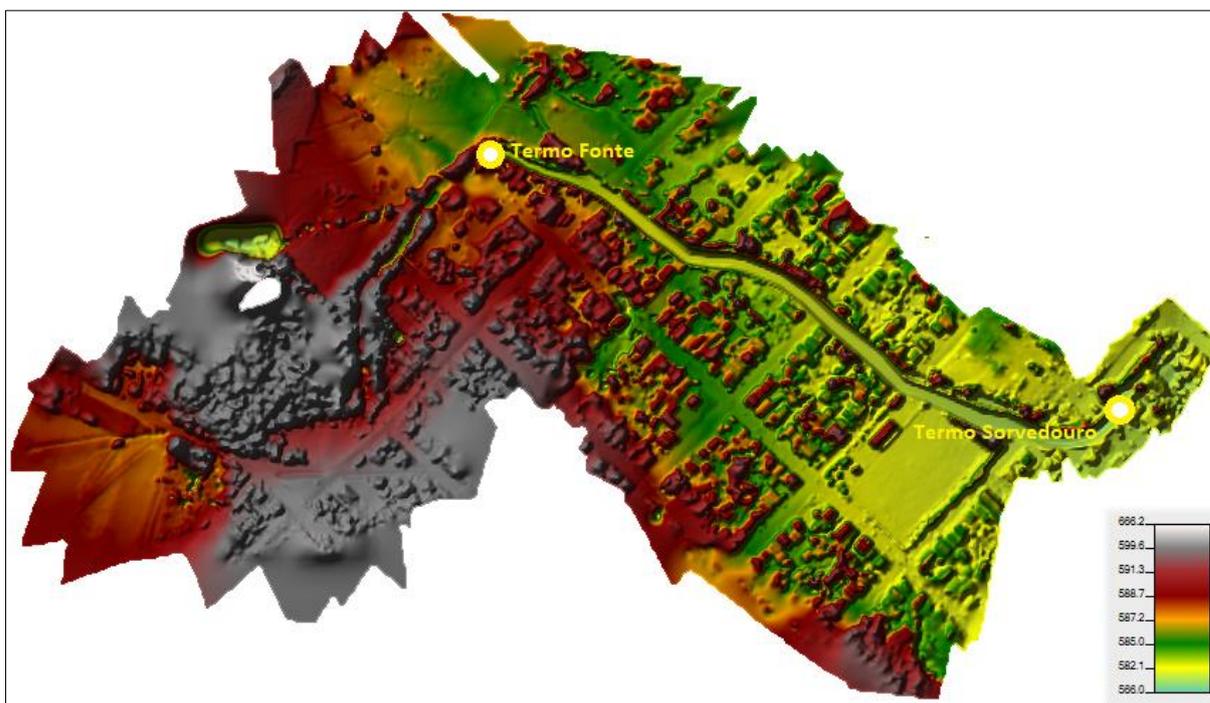
Com o objetivo de verificar a diferença entre os modelos, efetuaram-se testes com simulações em 1D e 2D para o HEC-RAS e 2D apenas para o FLO-2D e Iber.

Para a realização das simulações, foi necessária a inserção de condições de contorno. Estes parâmetros de entrada são os dados de vazões, um modelo digital de

terreno, alocações de termos fonte e sorvedouro, alocação e tamanho do grid da área inundável, coeficientes do terreno, dentre outros.

Nas condições de contorno das simulações foram inseridos, o termo fonte a partir dos dados vazão e o termo sorvedouro. Os locais de inserção foram, a montante da área de estudo para o primeiro e a jusante da área de estudo para o segundo, sendo que ambos foram alocados na calha do rio (Figura 27).

Figura 27: Terreno com alocação dos termos fonte e sorvedouro nas simulações.



Fonte: O autor.

#### 4.7.1 Calibração do Coeficiente de Manning na Simulação 2D

Para uma calibração do modelo bidimensional optou-se por se verificarem marcas de inundações históricas e após realizar simulações para chegar na marca coletada. Esta metodologia é amplamente utilizada em simulações hidrodinâmicas, sendo que Mulungo (2012) também se baseou nesta metodologia de calibração.

Coletou-se uma marca de inundação no muro do Campo do Taguá, em abril de 2017, que a julgar pela data, possivelmente foi da inundação ocorrida em meados de outubro de 2016.

Observou-se também marcas de inundação em residências ao entorno do rio, que possivelmente foram do mesmo evento de grande precipitação em outubro de 2016. Também se observaram fotografias desta inundação que foram divulgadas na

imprensa local, principalmente na Rua Irmão Gabriel Leão e pelos objetos componentes da fotografia, estimou-se uma altura aproximada da inundação neste ponto.

Após, verificou-se a vazão máxima observada no mês de outubro de 2016 na estação fluviométrica Passo Colombelli e através da expressão obtida com a regionalização de vazões para o município de Getúlio Vargas, obteve-se a vazão estimada na área de estudo no evento atípico de precipitação.

De posse deste dado de vazão, alimentou-se o HEC-RAS e então foram testados vários coeficientes de Manning para a área urbana. Inicialmente inseriram-se os valores recomendados no manual do HEC-RAS, variando os mesmos a fim de modificar o alcance da inundação até se chegar a profundidades próximas das observadas na visita da área e fotografias. Após, utilizou-se este parâmetro para as demais simulações com os diversos tempos de retorno e nos demais softwares.

#### **4.7.2 Testes de intervalo de tempo computacional e tamanho de grid**

Com o objetivo de verificar a interferência dos parâmetros de intervalo de tempo computacional e tamanho de grid nas simulações, realizaram-se diversos testes.

Variaram-se os intervalos de tempo e o tamanho da malha computacional, para verificar qual a sensibilidade do modelo a estes parâmetros e com o objetivo de averiguar qual o mais condizente com a realidade. Buscou-se a otimização do tempo de simulação e a estabilidade do modelo.

#### **4.7.3 Simulação no HEC-RAS**

Como este modelo permite diversas metodologias de simulação, optou-se por testar tanto a 1D quanto a 2D, com o objetivo de verificar qual a interferência do tipo de simulação no resultado final. Em todos os casos utilizou-se simulação não permanente, através da opção *Unsteady Flow Analysis*.

As condições de contorno utilizadas foram: a montante da área de estudo, termo fonte com hidrograma inserido manualmente na opção *Flow Hydrograph* e a jusante da área, termo sorvedouro inserido na opção *Normal Depth*, com declividade calculada (a partir de diferença de altitudes de dois pontos a montante e jusante da área de estudo sobre a distância dos mesmos) inserida na caixa *Friction Slope*. No hidrograma foram consideradas as vazões máximas esperadas para os tempos de retorno calculados.

#### 4.7.3.1 Simulação 1D

Na plataforma do HEC-RAS, após a criação do projeto, importou-se a geometria criada (que contém o canal do rio, margens planícies de inundação e seções transversais), no item *Geometric Data*, sendo após preenchidas as distâncias entre as seções transversais, (que foram definidas em número de 8, por representar a região de interesse e por dever ser coletada em local sem interferência de vegetação na calha do rio) e os coeficientes de Manning.

Para os coeficientes, utilizou-se o valor de 0,030 encontrado na tabela do Anexo A, devido a este ser o valor mais próximo da realidade. Na simulação 1D não foi possível a realização de calibração, por não se terem dados de cotas inundadas na calha.

A partir da primeira seção, a montante da área de estudo, inseriu-se o hidrograma com as vazões esperadas para os diversos tempos de retorno, na janela *Unsteady Flow Data* e no item *Flow Hydrograph*. Na última seção, no item a *Normal Depth* inseriu-se a declividade, através da caixa *Friction Slope*, sendo este valor calculado a partir de uma média de todo o canal.

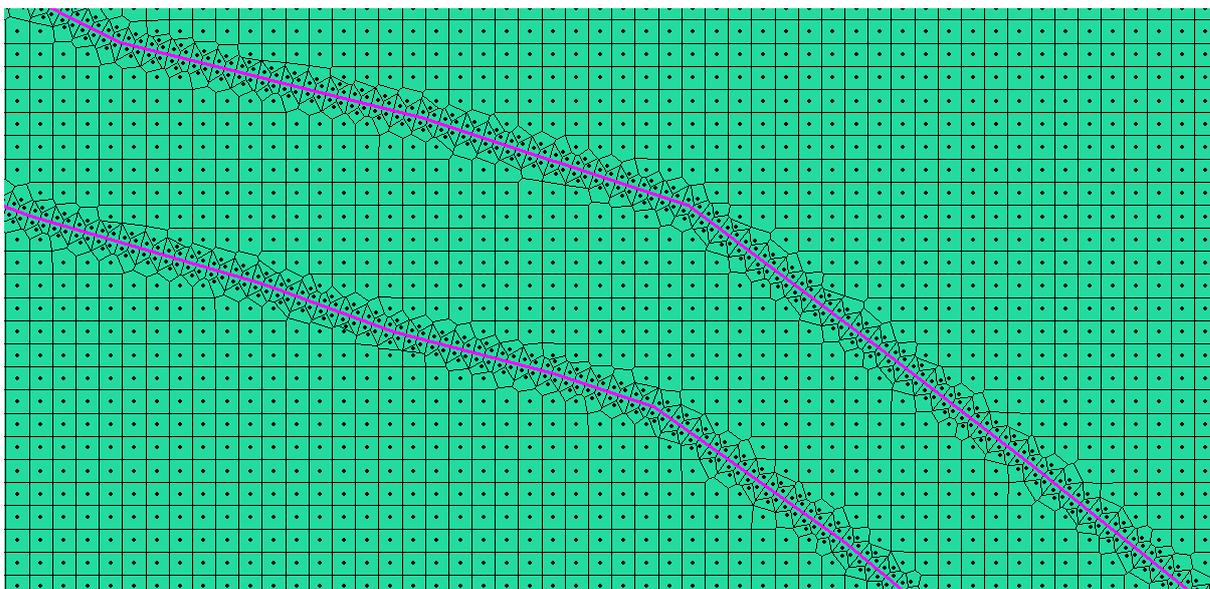
Após, realizou-se a simulação com diversos tempos de retorno e efetuando-se uma análise, variando os parâmetros de entrada e verificando a sensibilidade do modelo a estes parâmetros.

#### 4.7.3.2 Simulação 2D

Para a simulação em 2D, inicialmente importou-se o MDE em formato *geotiff* com o sistema de coordenadas geográficas para o HEC-RAS, através da ferramenta *RAS Mapper*.

Após editou-se a geometria bidimensional, na ferramenta *Geometric Data*, sendo a princípio, construído o polígono da área de simulação, a partir da opção *2D Flow Area*, tanto para o canal, quanto para as planícies de inundação. Foi inserida uma quebra na opção *2D Area Break Line*, sendo está situada no canal para que haja uma diferenciação do mesmo com o restante da zona urbana. A Figura 28 denota a quebra da malha gerada.

Figura 28: Canal do Rio Abaúna com quebra do grid gerado.



Fonte: O autor.

Em seguida, em *Edit 2D Flow Area*, gerou-se a malha de pontos computacionais com espaçamentos nas duas dimensões, sendo o tamanho do grid definido como a condição otimizada nos testes. Na opção *2D Area Manning n Regions* editaram-se as áreas e inseriram-se os coeficientes de Manning calibrados para o local.

No item *SA/2D Area BC Lines* editaram-se as condições de contorno. Alocou-se a linha com o termo fonte a montante da área de estudo e a linha com o termo sorvedouro a jusante da área de estudo, sendo ambos na calha do rio. Após, em *Unsteady Flow Data* inseriram-se os dados de forma similar a simulação 1D, com o tempo total de simulação e passo de tempo definido nos testes, sendo então rodada a simulação e posteriormente criados os mapas na ferramenta *RAS Mapper*.

#### 4.7.4 Simulação no FLO-2D

Para serem realizadas as simulações no FLO-2D foram necessários os dados da topografia do local bem como o hidrograma de entrada. A primeira etapa foi a criação de um projeto em seguida, realizou-se a inserção dos dados de topografia no modelo hidrodinâmico. Utilizou-se os dados de topografia obtidos através do mapeamento com o VANT com edições do canal realizadas no HEC-RAS. Este dado é de formato *raster* e possui resolução espacial de cerca de 0,34 metros. O FLO-2D aceita este tipo de dado apenas em formato ASCII, portanto, converteu-se o dado para este formato no *SIG QGIS*. O MDE é inserido no programa através do módulo GDS,

que acompanha o pacote do FLO-2D. Neste módulo são inseridos todos os dados de entrada.

O próximo passo foi a geração da malha computacional ou grid. O valor de entrada foi utilizado como aresta por cada pixel da malha, pois a mesma possui todos os componentes de mesmo tamanho. O grid foi gerado sob todas as dimensões do MDE. Utilizou-se o valor otimizado, já pré-estabelecido no HEC-RAS para testar a influência deste parâmetro no resultado final, através da opção *Create Grid*.

Com a malha já gerada, o próximo passo foi a delimitação da área computacional, onde de fato ocorre a simulação, efetuando os cálculos de propagação da onda de cheia, através da opção *Setup Computational Area*. Optou-se por delimitar esta área de acordo com a mancha de inundação estimada da área, de acordo com registros fotográficos e marcas de inundação.

Com isto, procedeu-se a interpolação dos pontos de elevação com o grid do sistema já gerado. A etapa seguinte constituiu na demarcação dos termos fonte e sorvedouro do modelo, ou seja, os locais onde há a entrada da vazão na malha computacional e sua respectiva saída. Alocaram-se estes termos na calha do Rio Abaúna, com o termo fonte a montante da malha computacional e o termo sorvedouro a jusante da área computacional.

O dado das vazões foi inserido diretamente no termo fonte que está alocado na calha do rio. Houve também a delimitação da área com os coeficientes de Manning calibrados para o local. Na opção *Assign Parameters to Selection*, no item *Manning Coefficients* inseriram-se os dados de rugosidade calibrados e no item *Inflow/Outflow Conditions* alocaram-se os termos fonte e sorvedouro.

Executou-se a simulação na opção *Run FLO-2D* e em seguida foram gerados os mapas no aplicativo *Mapper* integrante do pacote do FLO-2D.

#### **4.7.5 Simulação no Iber**

O Iber permite entrada de dados de duas formas, através de um MDE e através de uma Rede Irregular de Triângulos (RTIN). É possível também inserir um MDT e converter em uma RTIN. Optou-se, portanto, por importar o MDT em formato ASCII já o convertendo em uma RTIN, na opção *criar RTIN*.

Não houve possibilidade de delimitação da malha computacional neste software, portanto, optou-se por efetuar um recorte do MDE apenas da área onde realizou-se a simulação. O recorte foi realizado no SIG QGIS, sendo que inicialmente

demarcou-se a área da malha computacional, sendo salvo um arquivo *shapefile* deste local, e posteriormente utilizado este arquivo como molde para o recorte do MDE. Não foi possível definir o tamanho do grid, pois no Iber não há esta opção, porém no momento de exportação do MDE alterou-se a resolução do mesmo para coincidir com a condição otimizada nos testes. A malha computacional é uma RTIN gerada a partir do MDE

Posteriormente, foi alocado na malha o coeficiente calibrado de Manning da área de estudo. Este dado foi inserido na opção *Uso del Suelo*. Neste menu foram inseridos os valores de rugosidade da etapa de calibração.

As condições de contorno foram alocadas na calha do rio, tanto o termo fonte com o hidrograma das vazões e os diversos tempos de retorno, quanto o termo sorvedouro, assim como procedeu-se no HEC-RAS e no FLO-2D, através do menu *Condiciones de contorno*.

Na opção *Datos del Problema* inseriu-se o tempo total de simulação e o passo de tempo de cada cálculo. Após no menu *Calcular* executou-se a simulação e, por fim, geraram-se os mapas na opção *Postproceso*.

#### 4.8 MAPAS DE PERIGO E ZONEAMENTO

Para a geração dos mapas de perigo, foi necessária a inserção de 3 resultados de simulação, com diferentes tempos de retorno. Optou-se por inserir nesta etapa os resultados das simulações com 10, 50 e 78 anos de tempo de retorno. Com relação a classificação dos riscos devido a velocidade e profundidade do escoamento, foram utilizadas as opções padrões do software.

Então pôde ser exportado um mapa com as classificações de risco para a área de estudo. Com isto foi possível propor um zoneamento ao município, já que o mapa de risco retorna os graus de risco em que a área está exposta.

## 5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 5.1 AVALIAÇÃO DA ÁREA

Através das avaliações da área, por meio de imagens de satélite, fotos e visitas *in loco*, pôde ser delimitada uma área aproximada dos locais que inundam com as cheias. Verifica-se que as áreas geralmente inundáveis se localizam nas proximidades do Campo do Taguá, onde o escoamento atinge parte da Rua Irmão Gabriel Leão, em seus confrontos com a Rua Júlio de Castilhos e Rua João Borgman.

Percebe-se que nesta área ocorre uma peculiaridade, como pode ser visualizado na Figura 29. Este local é de uma elevação um pouco menor, em comparação com o restante da cidade e a calha do rio nesta área não é tão profunda, pois possui cerca de 3,0 metros, e nas áreas a jusante possui uma profundidade de até 10,0 metros, que é suficiente para transportar toda a vazão fluvial.

Já a montante desta área a calha do rio é pouco profunda, porém como a área urbana está mais elevada em relação ao rio, não ocorrem inundações, a não ser pequenos alagamentos em pontos isolados de chegada de tributários menores no rio.

Figura 29: Mancha de inundação em Getúlio Vargas.



Fonte: O Autor, adaptado de Google Earth Pro (2018).

### 5.2 GERAÇÃO DO MDE

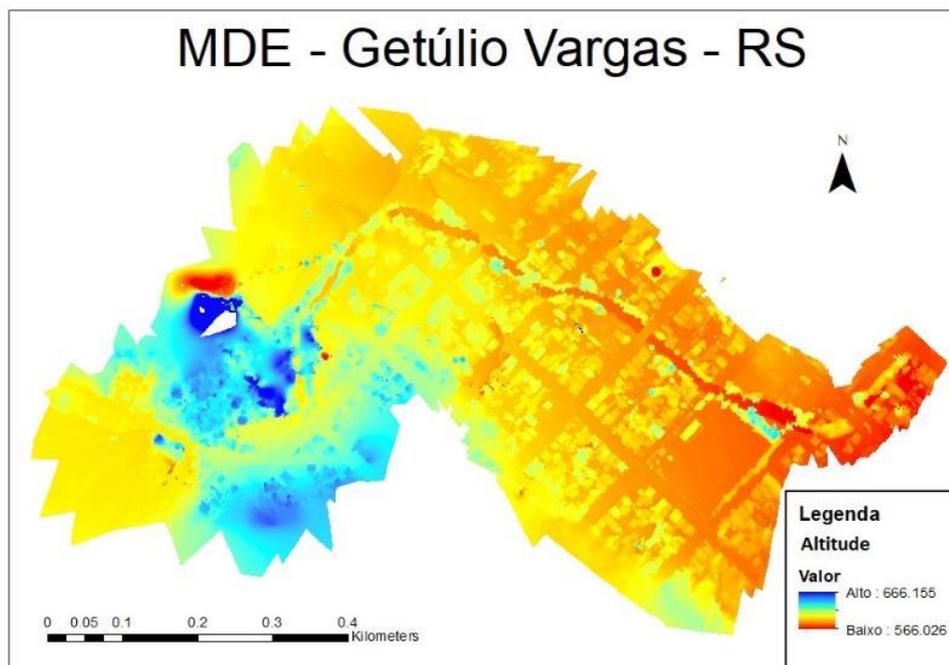
Através da metodologia empregada pôde ser gerado o MDE, que possui acurácia menor que 1,0 cm, se necessário. Porém, para fins de simulação, um grid muito refinado pode aumentar muito os tempos de simulação, portanto optou-se por

gerar um com resolução de 0,34 metros. Este modelo, por ser de elevação, apresenta também, além do terreno, quaisquer objetos da urbanização que sobre ele estão, como residências, vegetação, dentre outros.

A Figura 30 apresenta esquematicamente o modelo digital de elevação da área de estudo, construído a partir do mapeamento pelo VANT. As cores mais quentes demonstram áreas com menor elevação enquanto que as cores mais frias representam as áreas com maior elevação.

A Figura 31 apresenta o MDE tridimensional gerado no *Agisoft Photoscan Trial* com as imagens da área sobre o mesmo, que cria um modelo texturizado que pôde demonstrar digitalmente a área de estudo. Este dado foi relevante para se conhecer a local com alta resolução e em três dimensões, já que softwares como o *Google Earth Pro* só conseguem observar imagens planificadas ou com terreno distorcido.

Figura 30: Modelo Digital de Elevação gerado.



Fonte: O autor.

Figura 31: Imagens capturadas dispostas sobre o Modelo Digital de Elevação.



Fonte: O Autor.

### 5.3 TEMPOS DE RETORNO E REGIONALIZAÇÃO DE VAZÕES

A Tabela 6 mostra os passos realizados para se calcularem os tempos de retorno da Estação Passo Colombelli. A primeira coluna possui as vazões máximas de cada ano, enquanto a segunda coluna possui o rank das vazões, sendo que a maior é a 1, enquanto que a menor é a n. As duas colunas subsequentes possuem o valor de  $(n/n+1)$  e o valor de  $(n/n+1)^{-1}$ .

Tabela 6: Cálculos de tempo de retorno.

| ANO  | VAZÃO MÁXIMA (m <sup>3</sup> ) | RANKING | $(r/n+1)$ | $(r/n+1)^{-1}$ |
|------|--------------------------------|---------|-----------|----------------|
| 1984 | 3577,5                         | 1       | 0,01      | 78             |
| 1990 | 3508,47                        | 2       | 0,03      | 39             |
| 2014 | 2846,2                         | 3       | 0,04      | 26             |
| 1991 | 2717,18                        | 4       | 0,05      | 19,5           |
| 1993 | 2374,96                        | 5       | 0,06      | 15,6           |
| 1983 | 2350,96                        | 6       | 0,08      | 13             |
| 2001 | 2293,5                         | 7       | 0,09      | 11,14          |
| 2005 | 2265,3                         | 8       | 0,1       | 9,75           |
| 1997 | 2218,4                         | 9       | 0,12      | 8,67           |
| 1982 | 2076,09                        | 10      | 0,13      | 7,8            |
| 2015 | 2067                           | 11      | 0,14      | 7,09           |
| 1965 | 1944                           | 12      | 0,15      | 6,5            |
| 1992 | 1924,68                        | 13      | 0,17      | 6              |
| 1998 | 1878,4                         | 14      | 0,18      | 5,57           |
| 2011 | 1850,4                         | 15      | 0,19      | 5,2            |
| 2016 | 1844,1                         | 16      | 0,21      | 4,88           |
| 1989 | 1842,3                         | 17      | 0,22      | 4,59           |
| 1999 | 1790,9                         | 18      | 0,23      | 4,33           |

|      |         |    |      |      |
|------|---------|----|------|------|
| 1987 | 1690,66 | 19 | 0,24 | 4,11 |
| 1985 | 1588,8  | 20 | 0,26 | 3,9  |
| 2007 | 1432    | 21 | 0,27 | 3,71 |
| 1979 | 1412,63 | 22 | 0,28 | 3,55 |
| 2010 | 1412,2  | 23 | 0,29 | 3,39 |
| 1950 | 1400    | 24 | 0,31 | 3,25 |
| 1958 | 1391    | 25 | 0,32 | 3,12 |
| 2013 | 1370,6  | 26 | 0,33 | 3    |
| 1994 | 1359,72 | 27 | 0,35 | 2,89 |
| 2009 | 1329,9  | 28 | 0,36 | 2,79 |
| 1941 | 1270    | 29 | 0,37 | 2,69 |
| 1972 | 1270    | 30 | 0,38 | 2,6  |
| 1967 | 1243    | 31 | 0,4  | 2,52 |
| 1963 | 1229    | 32 | 0,41 | 2,44 |
| 2002 | 1213,5  | 33 | 0,42 | 2,36 |
| 1973 | 1207    | 34 | 0,44 | 2,29 |
| 1981 | 1181,68 | 35 | 0,45 | 2,23 |
| 1961 | 1166    | 36 | 0,46 | 2,17 |
| 2000 | 1154    | 37 | 0,47 | 2,11 |
| 2012 | 1141,75 | 38 | 0,49 | 2,05 |
| 1954 | 1138    | 39 | 0,5  | 2    |
| 1977 | 1128    | 40 | 0,51 | 1,95 |
| 2006 | 1120,9  | 41 | 0,53 | 1,9  |
| 1957 | 1080    | 42 | 0,54 | 1,86 |
| 1959 | 1077    | 43 | 0,55 | 1,81 |
| 2008 | 1058    | 44 | 0,56 | 1,77 |
| 1943 | 1004    | 45 | 0,58 | 1,73 |
| 1951 | 1001    | 46 | 0,59 | 1,7  |
| 1966 | 1001    | 47 | 0,6  | 1,66 |
| 1980 | 992,02  | 48 | 0,62 | 1,63 |
| 1970 | 986     | 49 | 0,63 | 1,59 |
| 1988 | 985,52  | 50 | 0,64 | 1,56 |
| 1995 | 982,28  | 51 | 0,65 | 1,53 |
| 1960 | 956     | 52 | 0,67 | 1,5  |
| 1971 | 941     | 53 | 0,68 | 1,47 |
| 1969 | 939     | 54 | 0,69 | 1,44 |
| 1996 | 923     | 55 | 0,71 | 1,42 |
| 1940 | 896     | 56 | 0,72 | 1,39 |
| 1942 | 894     | 57 | 0,73 | 1,37 |
| 1948 | 884     | 58 | 0,74 | 1,34 |
| 1955 | 829     | 59 | 0,76 | 1,32 |
| 1953 | 817     | 60 | 0,77 | 1,3  |
| 1976 | 806     | 61 | 0,78 | 1,28 |
| 1946 | 769     | 62 | 0,79 | 1,26 |

|      |        |    |      |      |
|------|--------|----|------|------|
| 1986 | 738,57 | 63 | 0,81 | 1,24 |
| 1952 | 724    | 64 | 0,82 | 1,22 |
| 1975 | 699    | 65 | 0,83 | 1,2  |
| 2003 | 651,85 | 66 | 0,85 | 1,18 |
| 1978 | 641,81 | 67 | 0,86 | 1,16 |
| 1956 | 625    | 68 | 0,87 | 1,15 |
| 1974 | 587    | 69 | 0,88 | 1,13 |
| 1964 | 562    | 70 | 0,9  | 1,11 |
| 1968 | 541    | 71 | 0,91 | 1,1  |
| 1962 | 531    | 72 | 0,92 | 1,08 |
| 1949 | 509    | 73 | 0,94 | 1,07 |
| 2004 | 489,6  | 74 | 0,95 | 1,05 |
| 1947 | 425    | 75 | 0,96 | 1,04 |
| 1944 | 258    | 76 | 0,97 | 1,03 |
| 1945 | 258    | 77 | 0,99 | 1,01 |

A Tabela 7 apresenta os tipos de modelos de regressão, considerando que os dados de tempo de retorno anuais  $((r/n+1)^{-1})$  são a variável independente enquanto as vazões máximas são a variável dependente em um gráfico de dispersão. Optou-se pelo modelo logarítmico por ser o com valor de  $R^2$  mais elevado.

Tabela 7: Modelos e valor de  $R^2$ .

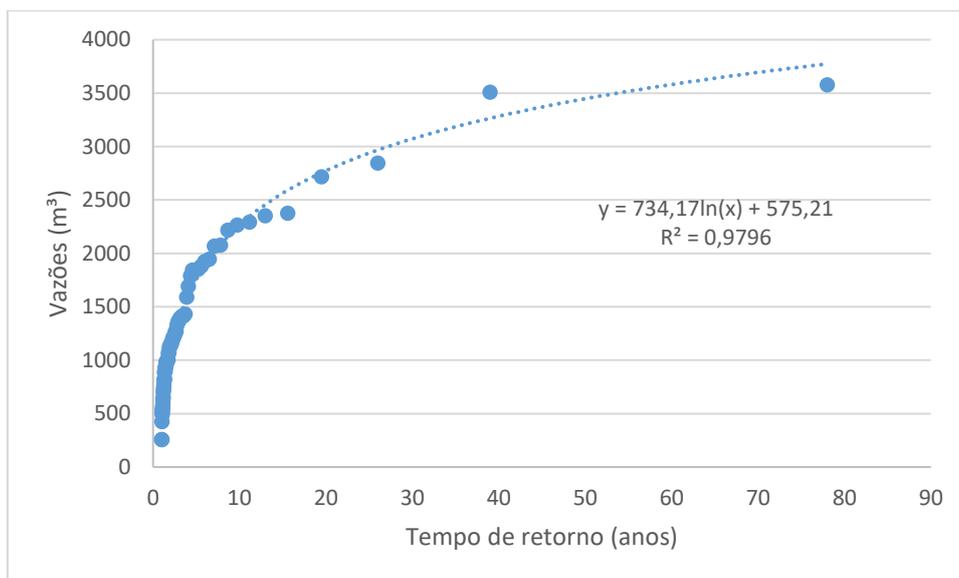
| Tipo de Modelo        | Equação Gerada                      | $R^2$  |
|-----------------------|-------------------------------------|--------|
| Linear                | $y = 50.66x + 1036.5$               | 0,5871 |
| Logarítmico           | $y = 734.17\ln(x) + 575.21$         | 0,9796 |
| Exponencial           | $y = 976.35e^{0.0295x}$             | 0,3296 |
| Polinomial de Ordem 2 | $y = -1.3364x^2 + 137.55x + 775.14$ | 0,8380 |
| Potência              | $y = 684.67x^{0.516}$               | 0,8028 |

Fonte: O autor.

A Figura 32 apresenta a plotagem das vazões máximas anuais pelo valor de  $(r/n+1)^{-1}$  com a curva do modelo de regressão logarítmico. Como é possível visualizar graficamente, a curva possui um bom ajuste aos pontos, o que é observado no valor de  $R^2=0,9796$ . A Equação 50, pôde ser utilizada para verificar qual é a vazão ao se inserir o tempo de retorno desejado, para a estação Passo Colombelli.

$$y = 734,17\ln(x) + 575,21 \quad (50)$$

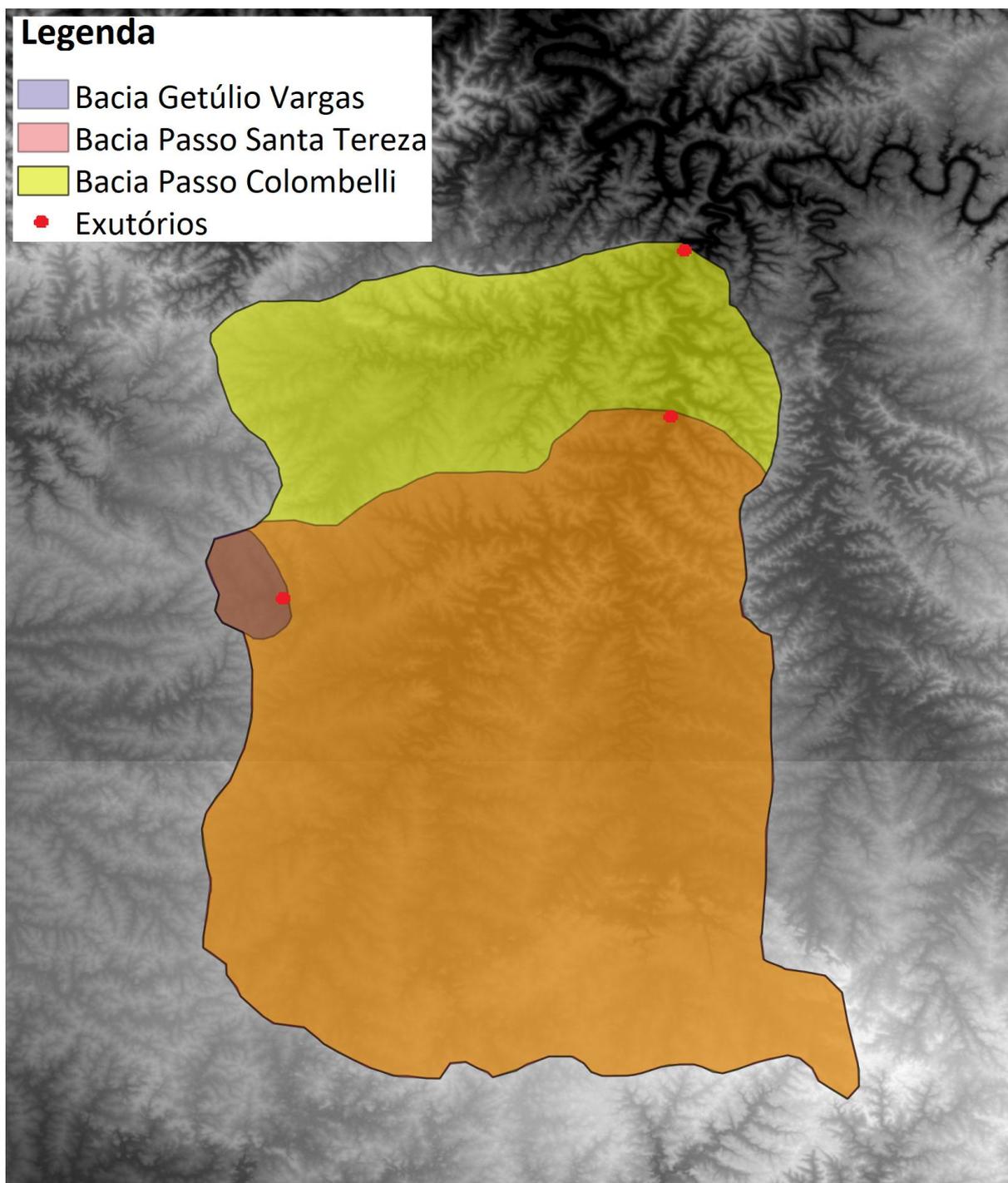
Figura 32: Gráfico das vazões esperadas pelo tempo de retorno e regressão logarítmica.



Fonte: O autor.

A delimitação da bacia de drenagem para a área urbana do município de Getúlio Vargas, e das bacias referentes as estações fluviométricas utilizadas foi realizada com êxito. A Figura 33 demonstra o mapa elaborado no software QGIS com as demarcações das bacias. A área da bacia que drena para o Rio Abaúna medida, foi de 49,507 km<sup>2</sup>.

Figura 33: Bacia de drenagem para a área urbana de Getúlio Vargas.



Fonte: O autor.

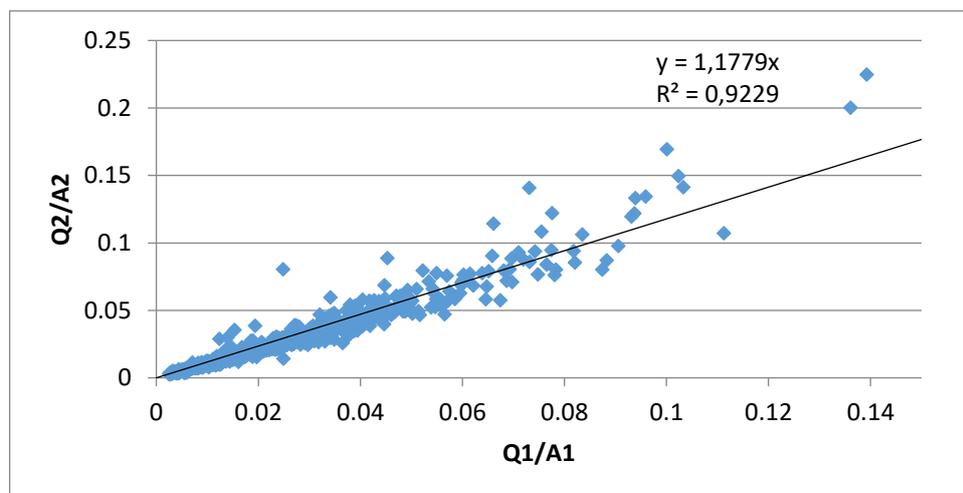
Através da regionalização das vazões foi possível estimar os dados das vazões do Rio Abaúna, alvo deste estudo. Os dados das vazões específicas (vazão por área) das estações Passo Colombelli e Passo Santa Tereza, plotados em um gráfico de dispersão, demonstraram correlação linear entre ambas as estações, como pode ser

visualizado na Figura 34. Portanto, quando há aumento de vazões na primeira bacia, o mesmo fato ocorre na segunda.

Utilizou-se o coeficiente angular da regressão, com valor de 1,1779, para estimar as vazões no rio de interesse. Este dado é apenas um coeficiente de relação entre as duas bacias que possuem dados fluviométricos, com isto utilizou-se esta mesma relação para a bacia de Getúlio Vargas.

Esta aproximação, para obterem-se estes dados de vazão, pode ser considerada grosseira, pois a bacia com 3660 km<sup>2</sup> de área pode possuir características diferentes da bacia com 49,507 km<sup>2</sup> de área. Porém, como a bacia menor pertence a bacia maior e estes são os dados mais confiáveis de serem obtidos, por não se possuírem dados históricos da região de interesse, optou-se por esta metodologia de obtenção de dados.

Figura 34: Gráfico das vazões específicas médias mensais da estação Passo Colombelli (Q1/A1) X Estação Passo Santa Tereza (Q2/A2).



Fonte: O autor.

Foram calculadas vazões para os tempos de retorno de 1, 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70 e 78 anos inicialmente para a estação Passo Colombelli, diretamente a partir da equação logarítmica. Esta etapa foi realizada pela substituição do valor de x pelo tempo de retorno em anos, na Equação 50.

Após, calculou-se a vazão específica por km<sup>2</sup>, ao efetuar-se a divisão da vazão pela área de drenagem da Estação Passo Colombelli. Posteriormente, calcularam-se

as vazões para o Rio Abaúna, multiplicando pela sua área de drenagem e dividindo-se pelo coeficiente linear da reta, como pode ser verificado na

Tabela 8.

Tabela 8: Procedimento de cálculo da vazão do Rio Abaúna.

| Tempos de retorno (anos) | Vazões Passo Colombelli (m <sup>3</sup> /s) | Vazões específicas Passo Colombelli (m <sup>3</sup> /s*km <sup>2</sup> ) | Vazão Rio Abaúna (m <sup>3</sup> /s) |
|--------------------------|---|--|--------------------------------------|
| 1                        | 575,21                                      | 0,16   | 6,61                                 |
| 10                       | 2265,70                                     | 0,62   | 26,02                                |
| 20                       | 2774,59                                     | 0,76   | 31,86                                |
| 30                       | 3072,27                                     | 0,84   | 35,28                                |
| 40                       | 3283,47                                     | 0,90   | 37,71                                |
| 50                       | 3447,30                                     | 0,94   | 39,59                                |
| 60                       | 3581,15                                     | 0,98   | 41,12                                |
| 70                       | 3694,33                                     | 1,01   | 42,42                                |
| 78                       | 3773,77                                     | 1,03   | 43,34                                |

Fonte: O autor.

## 5.4 SIMULAÇÃO NOS MODELOS

### 5.4.1 Calibração do Coeficiente de Manning no HEC-RAS

A metodologia de calibração do modelo foi realizada com sucesso. Observou-se que para o mês de outubro de 2016 a máxima vazão na estação fluviométrica Passo Colombelli foi de 1844,1 m<sup>3</sup>/s. Ao aplicar a expressão de regionalização para o município de Getúlio Vargas, chegou-se ao valor de 21,18 m<sup>3</sup>/s, que foi inserido no modelo.

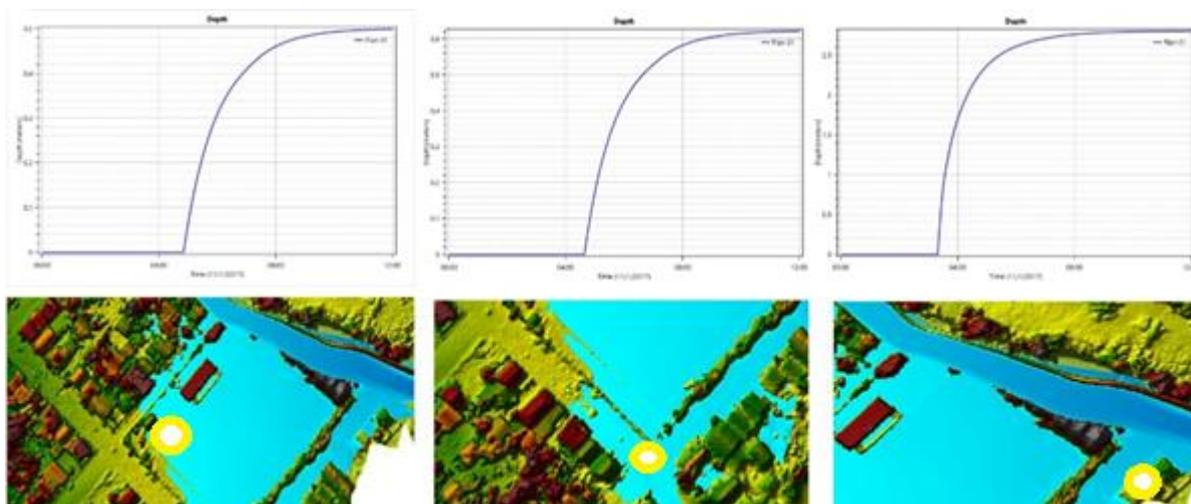
Com as evidências de alturas de inundações, tanto nas visitas realizadas a área, quanto nas fotografias, variou-se os coeficientes de Manning para a área de estudo, com o objetivo de calibrar este parâmetro para o local.

Observou-se que alturas de 0,5 m na lateral do campo do Taguá através das visitas, cerca de 0,5 metro na rótula da Rua Irmão Gabriel Leão através de fotografia, e de cerca de 2,5 metros em uma residência vicinal ao rio e ao campo, através de visita.

O coeficiente que ficou mais próximo destes valores foi o de 0,30 para a zona urbana, sendo este valor um pouco acima dos valores sugeridos na literatura. A Figura 35 apresenta os gráficos de altura máxima de inundação atingida na calibração e o local de cada ponto. O primeiro ponto ficou com altura próxima de 0,5 metro, o

segundo com valor próximo a 0,6 metro, enquanto que o terceiro, com cerca de 2,8 metros, todos, portanto, próximos dos valores já observados.

Figura 35: Alturas simuladas na calibração e locais dos pontos.



Fonte: O autor.

Com isto, foi utilizado nas simulações os coeficientes de Manning de 0,30 para a zona urbana na simulação 2D e de 0,030 na simulação 1D para o rio, sendo este valor obtido no Manual de Referência do HEC-RAS, disposto no Anexo A.

#### 5.4.2 Análise de sensibilidade dos parâmetros de entrada no HEC-RAS

Foram testados os mais diversos tempos de retorno com o objetivo de avaliar o comportamento das diferentes vazões na calha e conseqüentemente na zona urbana, nos momentos de vazões excedentes.

Verificou-se que o menor Grid possível de simulação para a área de escoamento 2D foi de 4 metros para as coordenadas X e Y. Com valores menores, ocorriam erros que impossibilitavam a simulação. Testaram-se grid maiores, de 4 a 20 metros, não sendo observadas diferenças significativas na qualidade da simulação. Pois o escoamento manteve-se similar aos com grid menor, porém com um tempo de simulação menor.

Testaram-se diversos tamanhos de grid para simulações de 12 horas com passo de tempo de 1 segundo, afim de investigar a interferência destes parâmetros nas simulações. A Tabela 9 apresenta estes dados.

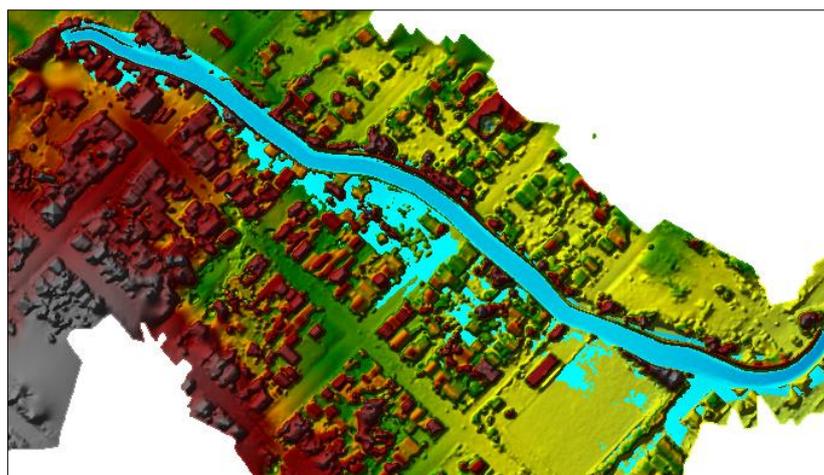
Tabela 9: Valores de Grid, células e tempo de execução.

| Tamanho do Grid (m) | Células Geradas (un) | Tempo de Execução de Simulação (s) |
|---------------------|----------------------|------------------------------------|
| 4                   | 8245                 | 966                                |
| 5                   | 5269                 | 589                                |
| 10                  | 1314                 | 178                                |
| 15                  | 585                  | 86                                 |
| 20                  | 340                  | 58                                 |
| 50                  | 58                   | 22                                 |

Fonte: O autor.

Evidencia-se um comportamento linear com relação ao acréscimo de tempo necessário para a execução da simulação pelo acréscimo de células geradas. Com simulações com grid de 50 metros ocorria instabilidade numérica, sendo ocasionada pelo grande tamanho da malha computacional, portanto, não demonstra as especificidades do escoamento com clareza. É possível observar esta situação na Figura 36, onde as manchas de inundação geradas na área urbana vicinal ao Rio Abaúna apresentam falhas em sua composição.

Figura 36: Simulação com grid de 50 metros.



Fonte: O autor.

Com relação ao passo de tempo observou-se a necessidade de utilização de tempos computacionais de no máximo 10 segundos, pois com passos maiores a simulação apresentava falhas ao longo do tempo e também ausência de fluxo em algumas partes do canal.

Os testes de diversos passos de tempo foram realizados também para 12 horas de simulação com o parâmetro do grid fixado em 5 metros. A Tabela 10 apresenta estes dados.

Tabela 10: Valores de passo de tempo e tempo de execução.

| Passo de tempo (s) | Tempo de Execução de Simulação (s) |
|--------------------|------------------------------------|
| 1                  | 589                                |
| 5                  | 146                                |
| 10                 | 127                                |
| 30                 | 47                                 |
| 60                 | 29                                 |
| 600                | 3                                  |

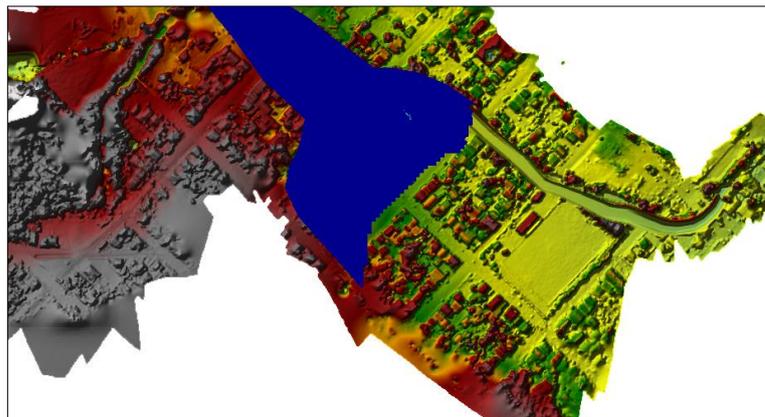
Fonte: O autor.

Foi perceptível uma tendência de aumento no tempo de execução de simulação inversamente proporcional ao tamanho do passo de tempo executado, o que é normal, devido ao aumento do número de cálculos realizados. Observou-se um comportamento logarítmico na relação entre passo de tempo e tempo de simulação.

Visualizou-se também que, com passos de tempo muito elevados, o fluxo inicial com vazões baixas demonstrava-se irreal. Pois, ao invés de situar-se apenas no rio, as células de toda a zona de escoamento bidimensional capturavam estas vazões e não às transmitiam para as próximas células.

Ocorre que, no período de 12:00 horas de simulação o fluxo percorria apenas 350,0 metros com uma profundidade de aproximadamente 35,0 metros, muito distante das condições reais de escoamento, como pode-se observar na Figura 37. A mancha azul escura representa uma inundação com grandes profundidades de águas, impossíveis de ocorrer com as vazões inseridas no modelo.

Figura 37: Simulação com passo de tempo de 30 minutos.



Fonte: O autor.

Para o intervalo de saída do hidrograma e intervalo de saída de mapas utilizaram-se 10 minutos, pelo mesmo motivo da simulação 1D. Se o intervalo for muito

maior, alguns detalhes podem ser ocultos e se o intervalo for menor, dados podem ser salvos no disco rígido sem necessidade.

Para as simulações executadas, optou-se por utilizar um passo de tempo de 1 segundo, com um grid de 15 metros. Foram testados, nas simulações, os tempos de retorno de 1 a 78 anos, conforme obtenção das vazões da Tabela 8, porém, optou-se por apresentar neste trabalho apenas os mapas com tempo de retorno de 1, 10, 50 e 78 anos.

### **5.4.3 Simulação no HEC-RAS**

#### **5.4.3.1 Simulação 1D**

As simulações foram executadas com vazões de tempos de retorno de 1, 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70 e 78 anos. A simulação foi concebida em um período de 9 dias, onde iniciou-se com a menor vazão e houve um acréscimo a cada 24 horas. Percorrendo todos os tempos de retorno descritos anteriormente.

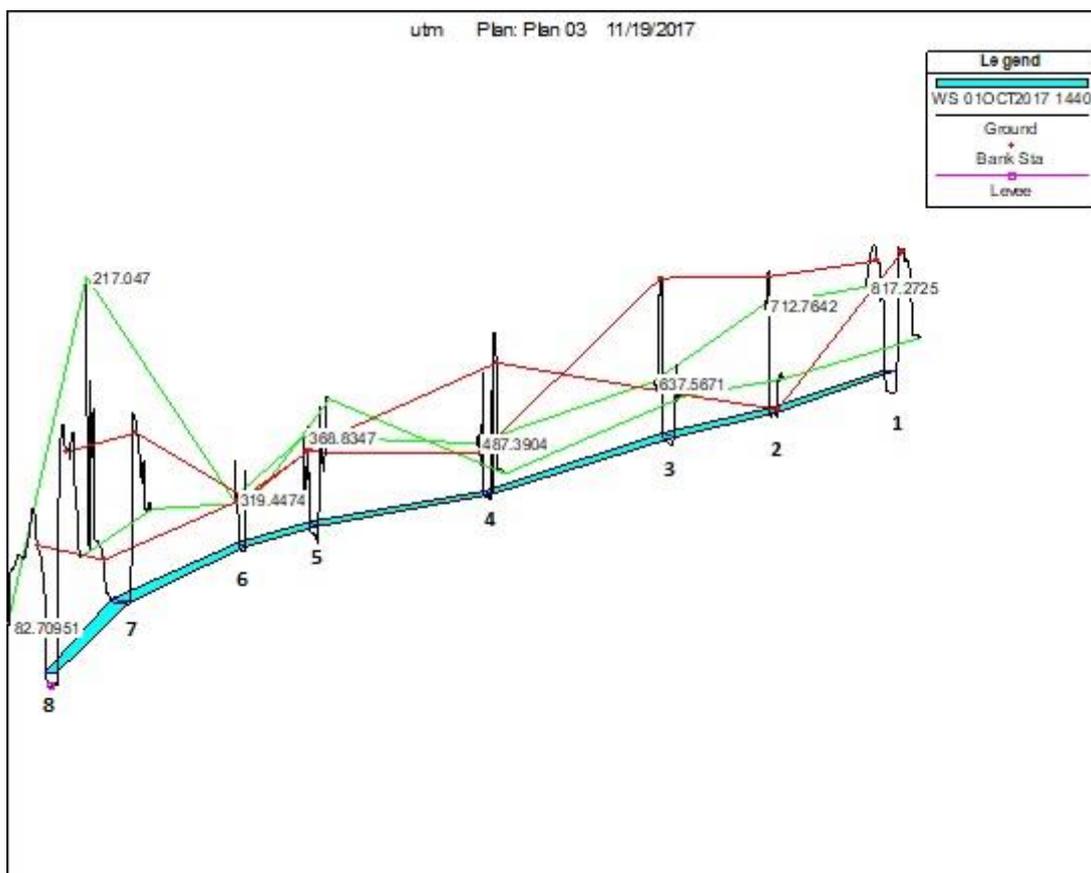
Como parâmetros da simulação, considerou-se o intervalo computacional de 10 minutos, devido sua estabilidade. Observou-se que passos de tempo maiores que 10 minutos podem desestabilizar o modelo e fazer com que o resultado de saída possua algumas falhas ao longo do tempo da simulação.

Foi utilizado um intervalo de saída de hidrograma de 10 minutos, intervalo de saída de mapa de 10 minutos e intervalo de detalhes de saída de 10 minutos.

A simulação em 1D foi realizada com as vazões de todos os tempos de retorno e mesmo assim o tempo de cálculo foi baixo. No resumo da simulação do HEC-RAS o tempo total foi de 16 segundos.

Na Figura 38, observa-se uma simulação para um tempo de retorno de 1 ano. Como a vazão foi de apenas 6,61 m<sup>3</sup>/s, não se observou grandes alturas de água na calha do rio.

Figura 38: Simulação 1D no HEC-RAS para tempo de retorno de 1 ano.



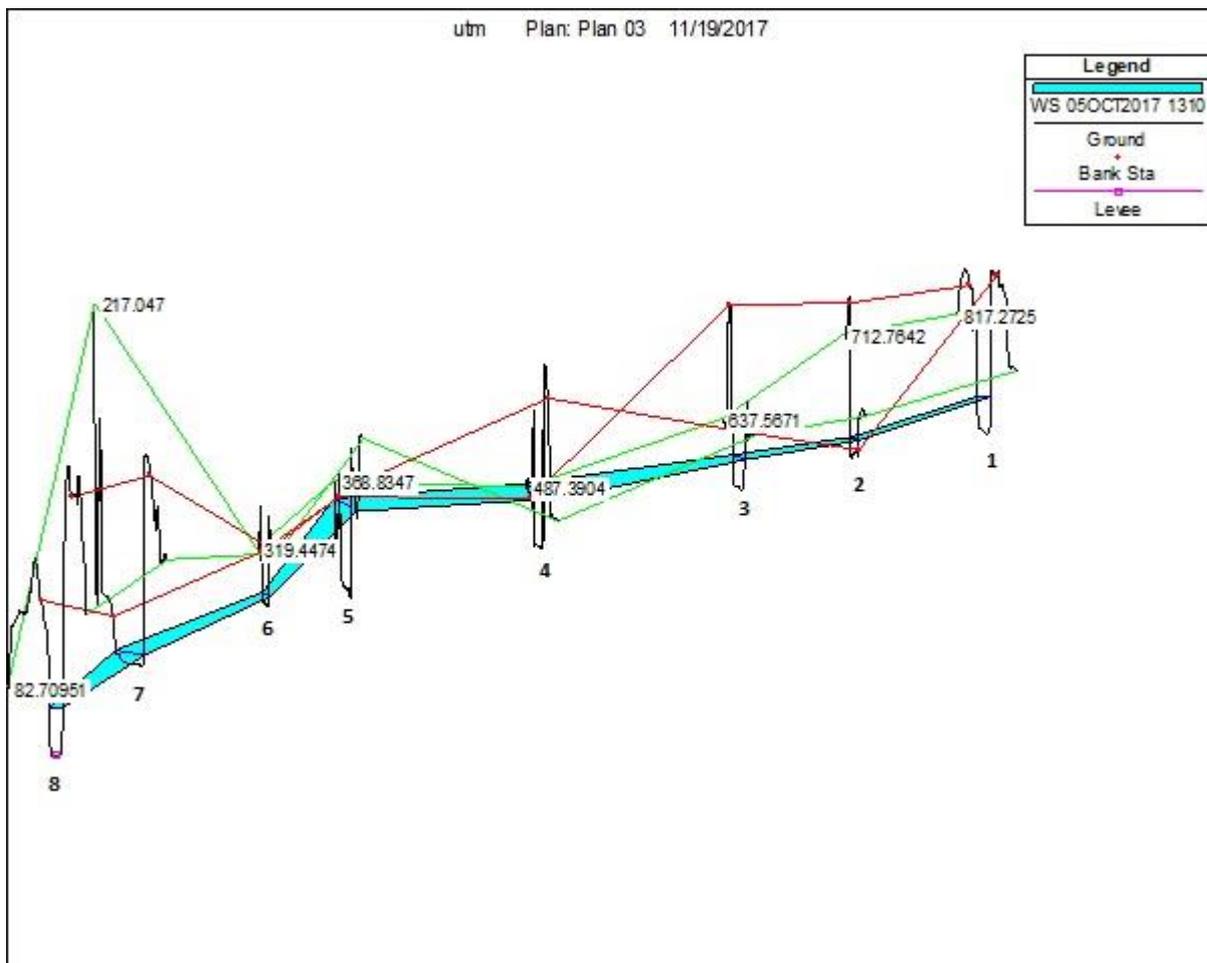
Fonte: O autor.

Na Figura 39 observa-se que já ocorre um transbordamento da calha, principalmente na secção transversal 5. Esta secção está situada entre as Ruas Júlio de Castilhos e João Borgman, local onde geralmente há saída de água da calha do rio, nas frequentes inundações no município.

Estes locais inundáveis previstos por esta simulação 1D, corroboram com as situações já evidenciadas *in loco*, através das visitas realizadas e marcas de inundações. A mancha de inundação delimitada do município, observada na Figura 29, também está situada no entorno da secção transversal 5.

Portanto, apesar de não haver confirmação se vazões com tempo de retorno de 40 anos são capazes ou não de provocar um enchimento da calha do rio desta maneira, pode-se afirmar que o modelo prediz os locais inundáveis com precisão, já que de acordo com marcas de inundação, este local geralmente é inundável devido à baixa profundidades da calha do rio e a zona urbana ser em elevação mais baixa.

Figura 39: Simulação 1D no HEC-RAS para tempo de retorno de 40 anos.

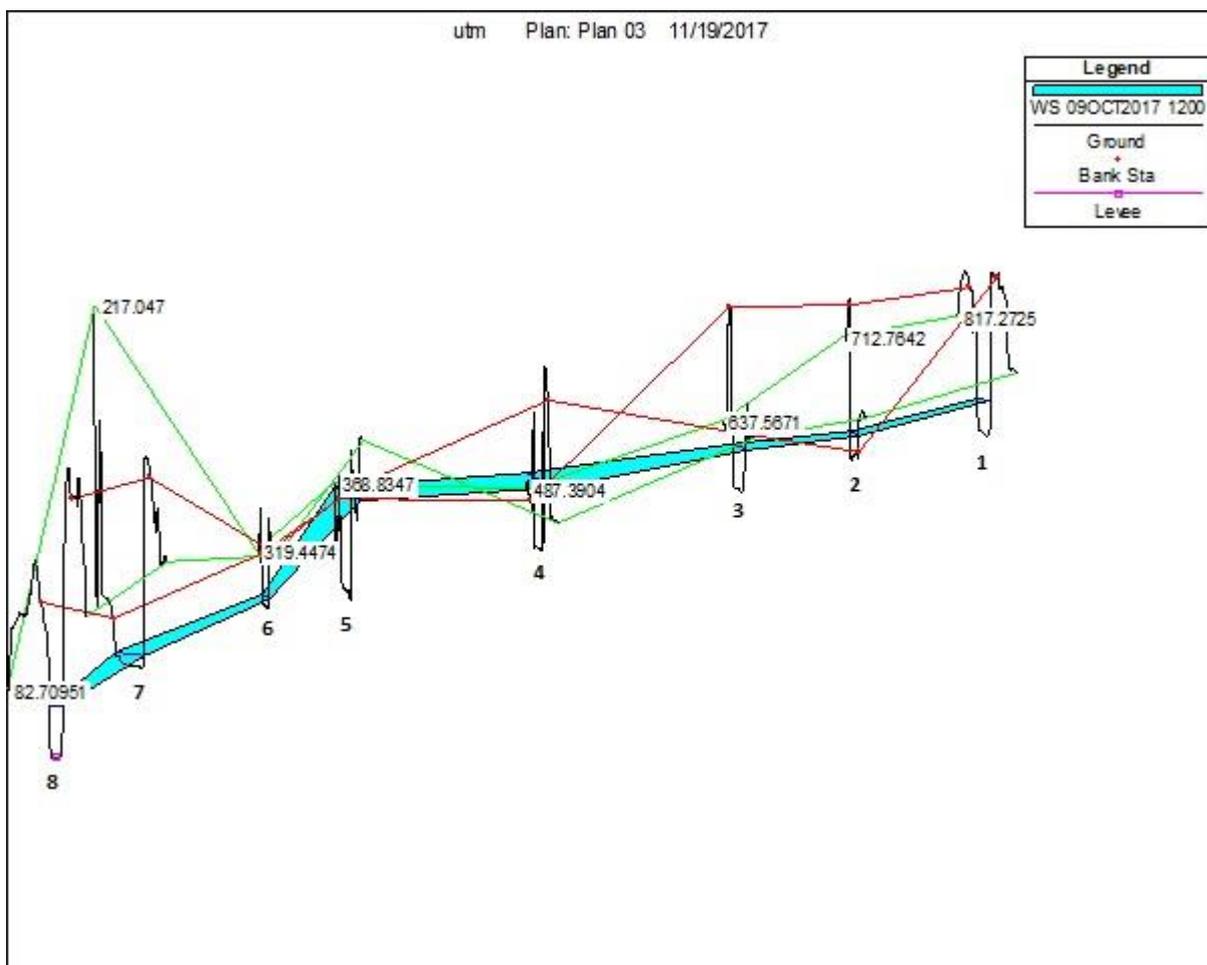


Fonte: O autor.

Na simulação para tempo de retorno de 78 anos, tempo máximo em que há dados de vazão disponíveis, representada na Figura 40, percebe-se o transbordamento do fluxo do rio no entorno da mesma seção transversal observada na simulação anterior. Este local, portanto, é o mais crítico, acerca de problemas com vazões elevadas, pelas situações já descritas na avaliação da área.

Nos resultados das simulações pôde ser verificado que a área de saída das águas do canal ocorre principalmente nas proximidades da seção transversal 368.8347 e principalmente a partir das vazões com tempos de retorno de 40 anos. Porém, não há grande variação entre as vazões dos tempos de 40 e 78 anos, sendo de 37,71 m<sup>3</sup>/s de vazão para o primeiro e 43,34 m<sup>3</sup>/s para o segundo.

Figura 40: Simulação 1D no HEC-RAS para tempo de retorno de 78 anos.



Fonte: O autor.

Entre as principais fontes de incertezas situadas nesta simulação, pode-se salientar as vazões de entrada, a geometria da calha e a sensibilidade do modelo a estes parâmetros. Porém, há uma impossibilidade de mitigação destas incertezas, visto que com relação às vazões não há estações fluviométricas com grande período de operação neste rio. Já os dados de geometria da calha foram obtidos a partir de fotogrametria com VANT, uma técnica nova, porém de alta precisão e com diversos pontos positivos, segundo Shaad (2016), sendo assim um dos melhores resultados passíveis de obtenção a baixo custo. O valor de *Manning* também é uma fonte de incerteza, visto que dada a impossibilidade de observação de marcas de inundação na calha do rio, não foi possível calibrá-lo na simulação 1D.

Outro ponto de avaliação de possíveis incertezas foi a utilização de apenas um ponto de entrada de fluxo no início da calha do rio, através dos tempos de retorno regionalizados e em situações reais isto não ocorre. Há o acréscimo da vazão

proveniente de diversos pontos de escoamento da drenagem urbana e a previsão de todos estes pontos pode ser complexa de inserir em um modelo, devido à quantidade e impossibilidade de obterem-se dados concisos frente aos tempos de retorno.

#### 5.4.3.2 Simulação 2D

De acordo com os testes realizados, verificou-se que o grid com tamanho de 15,0 metros possui resolução suficiente para demonstrar o escoamento, portanto, utilizou-se este tamanho de malha. Da mesma forma, foi verificado que o tempo de 12 horas de simulação é suficiente para que a mesma se estabilize, com um passo de tempo de 5,0 segundos. Optou-se por gerar os resultados da simulação com intervalo de 10 minutos, para não armazenar dados em excesso.

Observa-se na Figura 41, em vazões com tempo de retorno de 1 ano ( $6,61 \text{ m}^3/\text{s}$ ), ocorre apenas uma enchente na calha do rio, o que não configura uma inundação propriamente dita, como se verifica na Figura 1.

Apesar de registros de inundações (que extrapolam a calha do rio) com frequência anual nos últimos anos, o tempo de retorno de 1 ano não foi suficiente para que haja ocorrência do fenômeno na simulação realizada. Analisando as vazões máximas na estação Passo Colombelli, situadas na Tabela 6, observou-se que elas sofreram um aumento, principalmente a partir de 1982 até 2016. Isto pode estar agravando esta questão das inundações, pois aparentemente o pico das vazões foi elevado, como verifica-se na Figura 3. Isto pode ter decorrido provavelmente devido a questões de assoreamento e urbanização na bacia.

Já na simulação com tempo de retorno de 10 anos ou de vazão de escoamento de  $26,02 \text{ m}^3/\text{s}$  (Figura 42), ocorre o transbordamento do fluxo na calha do rio, que configura assim uma inundação. Portanto, percebe-se que o fenômeno de inundação ocorre com tempos menores do que foi observado na simulação unidimensional do HEC-RAS.

O resultado da modelagem bidimensional possui maior confiabilidade, pelo fato da simulação ser calibrada, o que não ocorreu na simulação unidimensional, por impossibilidade de coleta das marcas de inundação na calha do rio.

Observa-se no resultado da simulação que o primeiro local a ser inundado foi o Campo do Taguá e as residências vicinais ao Rio Abaúna, até 2 quarteirões a montante do campo. Isto também corrobora com a mancha de inundação gerada para o município a partir de informações coletadas nas visitas.

Segundo observações, ocorre um transbordamento da calha do rio em momentos de grandes precipitações e, isto é evidenciado nos canais de informação locais. Esta inundação atinge principalmente as partes mais próximas ao rio, desta maneira há ausências de construções civis nestas áreas mais suscetíveis a inundações, isto pode ser observado na Figura 29.

Com vazões com tempo de retorno de 50 anos (Figura 43), boa parte da extensão da Rua Irmão Gabriel Leão (paralela ao rio) já se encontra com águas oriundas do transbordamento das vazões da calha do rio. As ruas perpendiculares ao canal também foram atingidas em boa parte, com uma intensidade maior que a simulação com 10 anos de tempo de retorno.

Observou-se que os quarteirões vicinais ao canal do rio também foram inundados quase que em sua totalidade. No interior do quarteirão foram evidenciadas cotas de água com até 1,0 metro de profundidade, o que causa danos relevantes à população.

Para as simulações com tempo de retorno de 78 anos (Figura 44) a inundação é potencializada. Em comparação com as demais, é observado um visível aumento de área alagada, bem como de elevação das profundidades. Observa-se que há expansão da mancha de inundação principalmente ao longo da Rua Irmão Gabriel Leão e adentrando nas ruas perpendiculares ao rio.

Ressalta-se a existência de uma mancha secundária, separada da principal, situada na Rua Guaíba. Neste local ocorre a existência de cotas de elevação de terreno mais baixas em comparação com o restante da malha viária. Portanto em momentos da simulação ocorreu o transporte de determinada quantidade de fluido que ficou retida no local.

Uma inundação com estas proporções causaria danos proeminentes aos habitantes desta região, visto que haveriam inundações cotas com até 2,5 metros de profundidade de água no entorno das residências.

Figura 41: Simulação realizada no HEC-RAS com tempo de retorno de 1 ano.

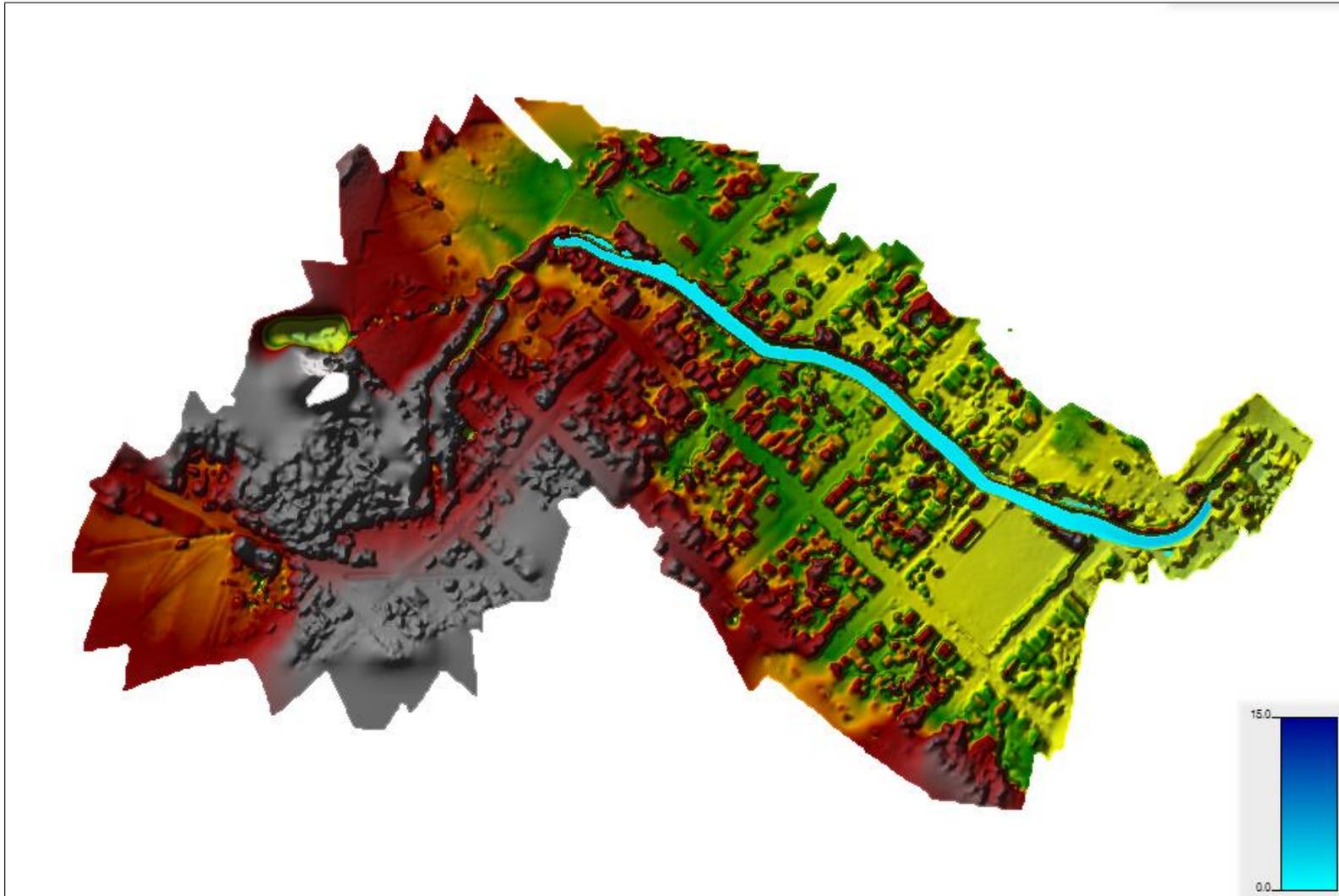


Figura 42: Simulação realizada no HEC-RAS com tempo de retorno de 10 anos.

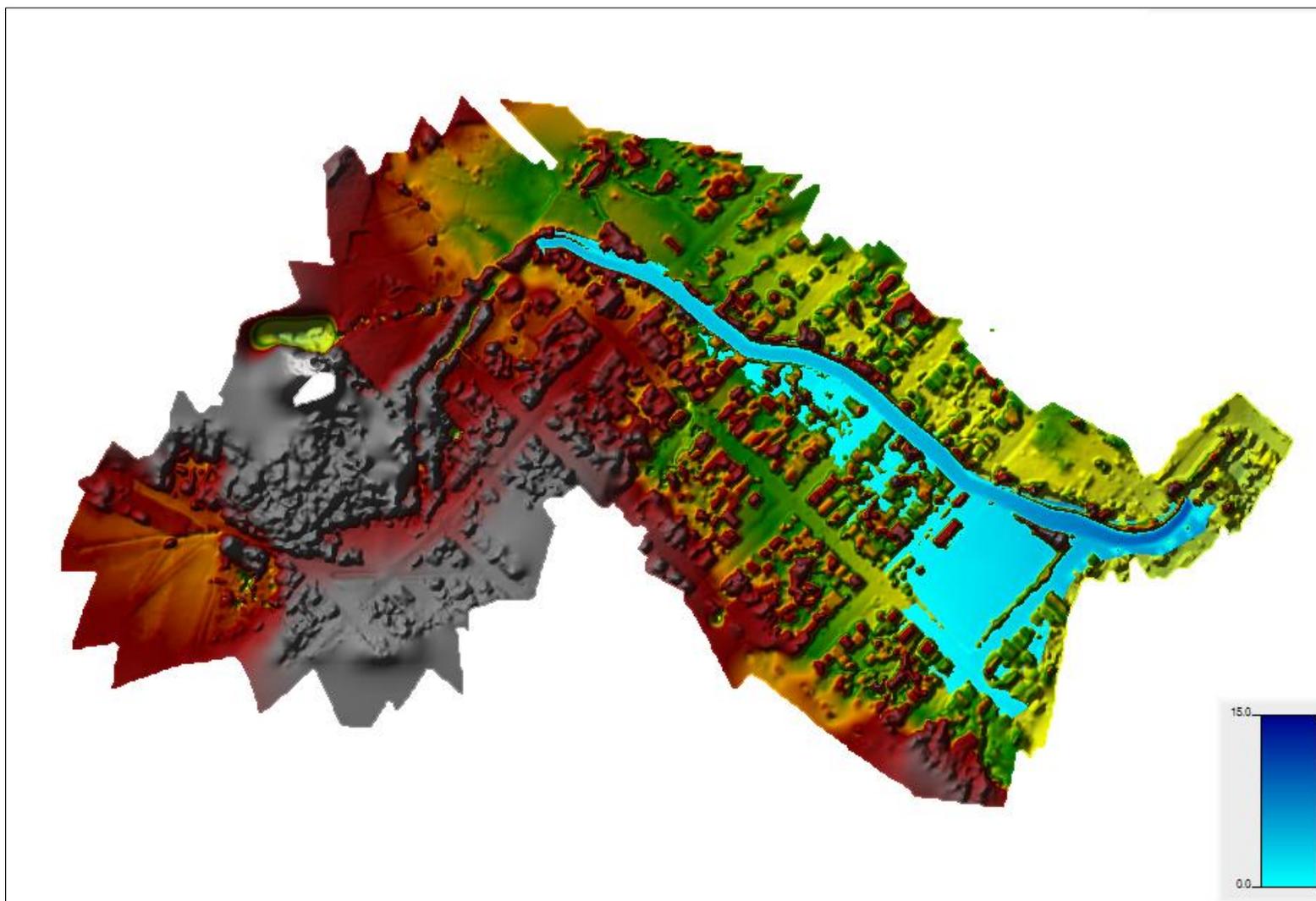
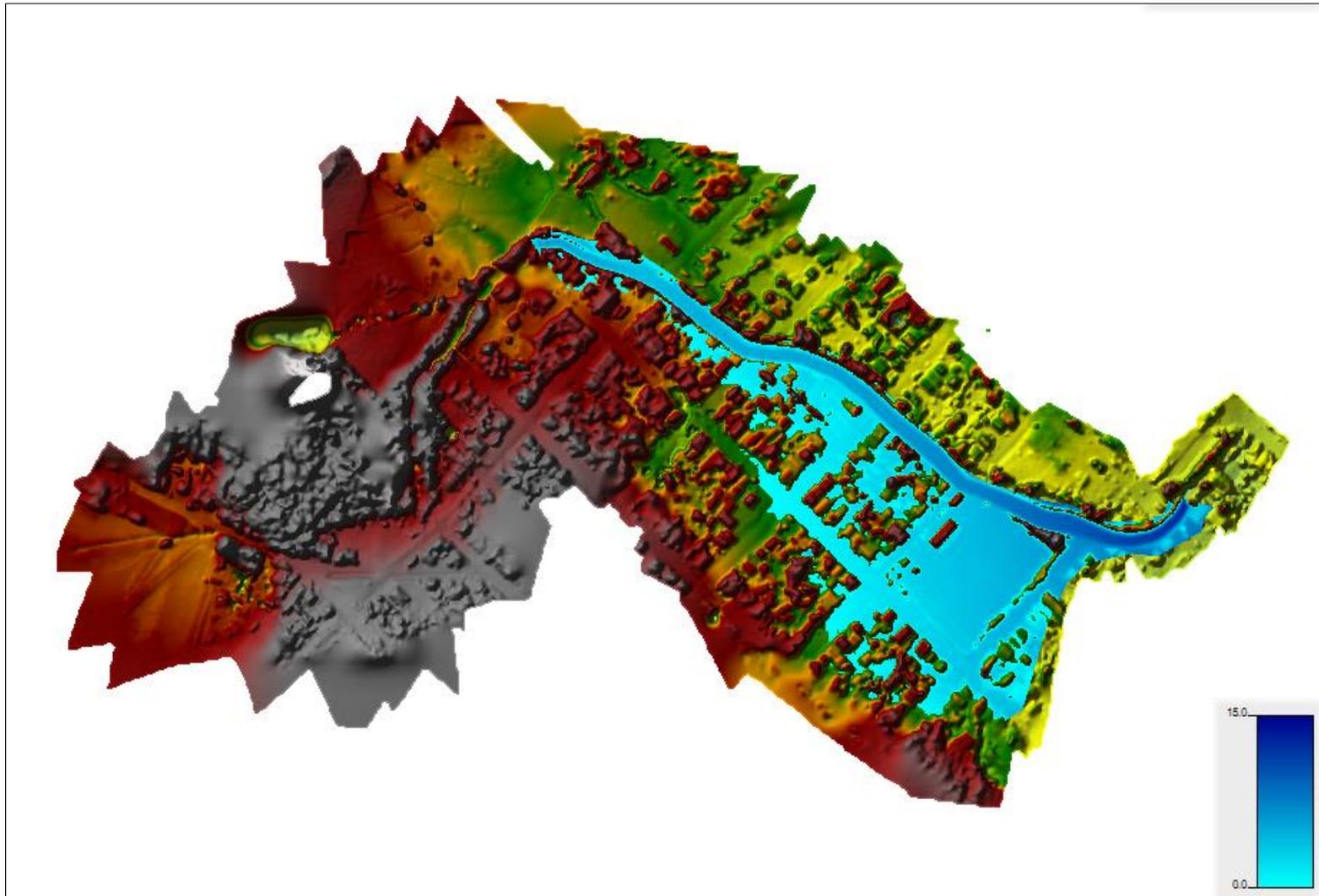
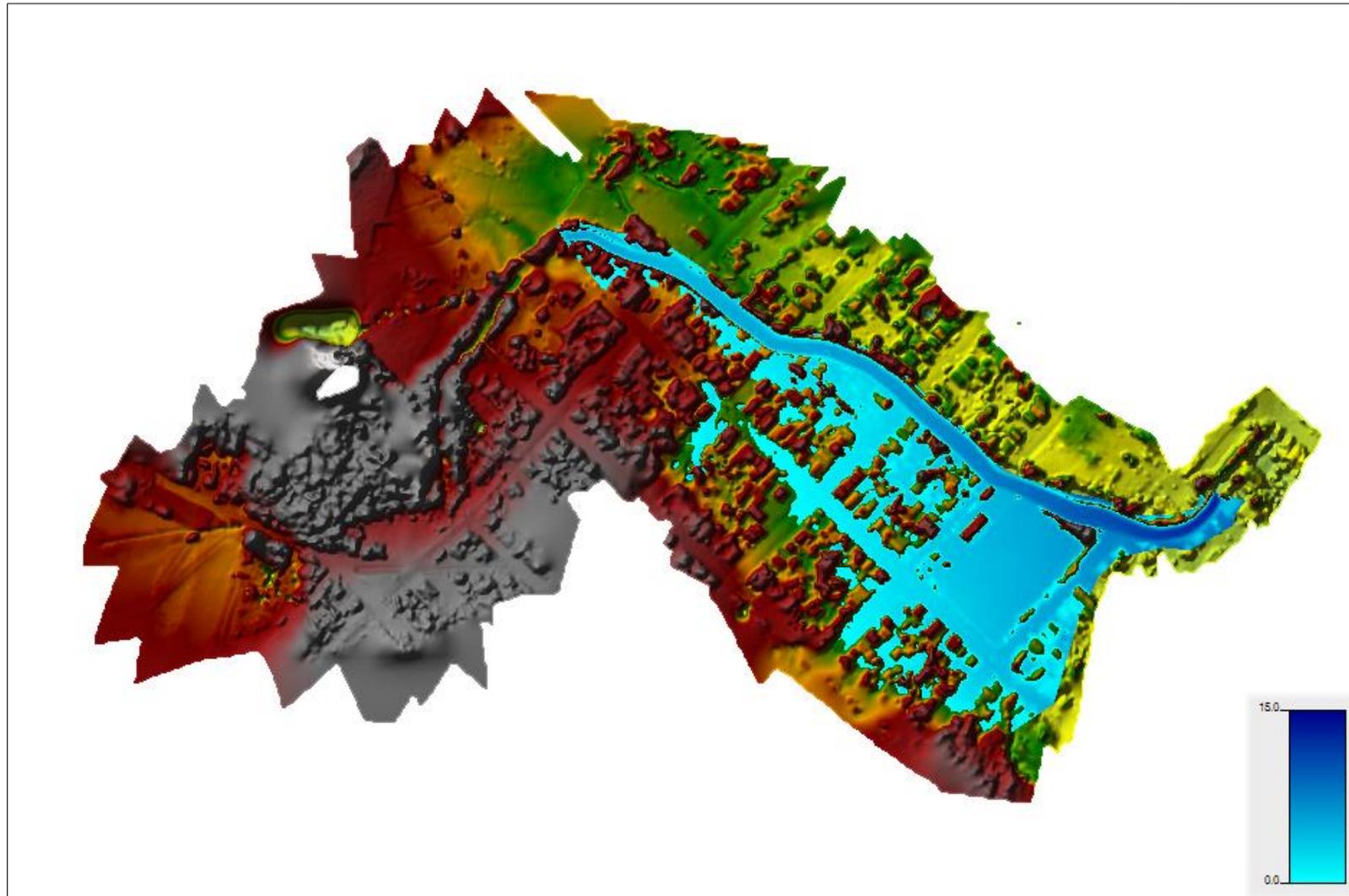


Figura 43: Simulação realizada no HEC-RAS com tempo de retorno de 50 anos.



Fonte: o Autor.

Figura 44: Simulação realizada no HEC-RAS com tempo de retorno de 78 anos.



Fonte: O autor.

#### 5.4.4 Simulação no FLO-2D

Utilizou-se um período de 12 horas para estas vazões, que através de testes foi observado que se tratava de um tempo suficiente para a simulação estabilizar. Buscou-se definir um intervalo de tempo computacional de 5 segundos, porém como apenas é possível a entrada do passo de tempo em horas, e este valor convertido para horas é uma dízima periódica, truncou-se o valor para 0,0014 horas como intervalo de saída. Inseriram-se os tempos de 0,1 hora para tempo de atualização da parte gráfica da simulação.

Os mapas gerados das simulações realizadas no FLO-2D apresentavam efeito de pixels aparentes, devido ao grid possuir tamanho de 15 metros. Com isto, foi utilizada a opção *Shaded Contours*, que gera contornos e suaviza as manchas de inundação. Nas simulações realizadas com vazões que possuem tempo de retorno de 1 ano, visualizadas na Figura 45, observa-se que a mancha de inundação está alocada apenas em torno do canal do rio, porém, excedendo a largura do mesmo.

Devido a mancha ter sido gerada por uma suavização dos pixels resultantes da simulação, não se pode afirmar com precisão se ocorre o transbordamento da calha com estas vazões, porém acredita-se que este alargamento da mancha de inundação se deve apenas a questão do efeito do contorno, pois além de uma pequena entrada de água no Campo do Taguá não houve saídas do escoamento da calha do rio em outros pontos.

Já com vazões com o tempo de retorno de 10 anos, vistas na Figura 46, observa-se que as águas atingem praticamente todo o Campo do Taguá, sendo que também há saídas da calha do rio nas ruas perpendiculares ao canal. Foi possível observar que há a existência de uma mancha de inundação com baixas profundidades distante do canal, que possivelmente foi gerada devido a este local possuir cotas mais baixas.

Como gerou-se o grid computacional e neste local há um pixel com 15 metros de largura com menor cota altimétrica dos seus vizinhos ocorreu o transporte de alguma quantidade de água para este pixel em algum momento da simulação, já que o FLO-2D no seu método de resolução encaminha as vazões para pixels vizinhos. Esta situação pode ter sido atenuada no momento de geração das curvas de contorno que podem ter modificado os formatos da mancha, dada a atenuação da visualização dos pixels.

O aumento da vazão resultou na ampliação da dimensão da mancha de inundação, como pode-se verificar no mapa com tempo de retorno de 50 anos visto na Figura 47. Nesta simulação a mancha de inundação ultrapassa a Rua Irmão Gabriel Leão próximo ao Campo do Taguá e adentra mais na área urbana, principalmente nas ruas perpendiculares ao rio. Também pôde-se verificar manchas de inundação distantes da mancha principal, que também são oriundas do mesmo efeito citado na simulação de tempo de retorno de 10 anos.

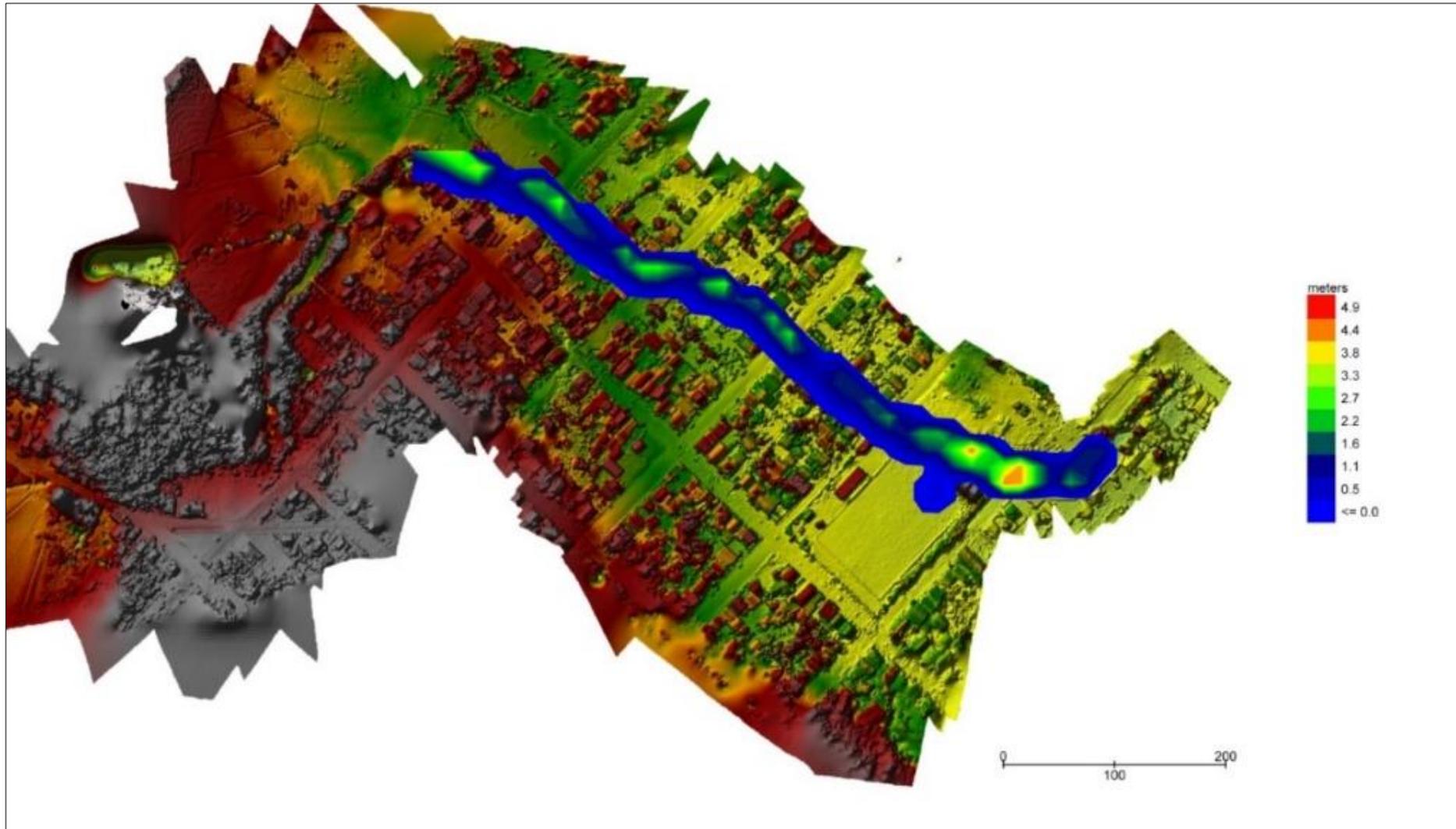
Foi observado que ocorre uma saída do escoamento da calha do rio na parte inicial do canal, o que não foi evidenciado *in loco*, visto que neste local o relevo possui elevações maiores. Isto pode decorrer devido ao termo fonte do modelo estar alocado nas proximidades, causando instabilidade na simulação e encaminhando quantidades de água para pixels vizinhos com elevações maiores.

Para as simulações com 78 anos de tempo de retorno (Figura 48), observa-se um agravamento nas condições de inundação. Não há grandes profundidades observadas, pois, desconsiderando o campo e a calha do rio, a profundidade máxima visualizada foi de 1,6 metros em alguns pontos, variando de 0,0 a 0,8 metros de profundidade na maioria dos locais.

Salienta-se que mesmo possuindo profundidades consideradas baixas, uma inundação com esta magnitude pode causar sérios danos a população vicinal do Rio Abaúna. Visualiza-se prejuízos recorrentes nas notícias dos canais de informação locais de vazões que possuem potencial menor do que a da simulada para tempo de retorno de 78 anos.

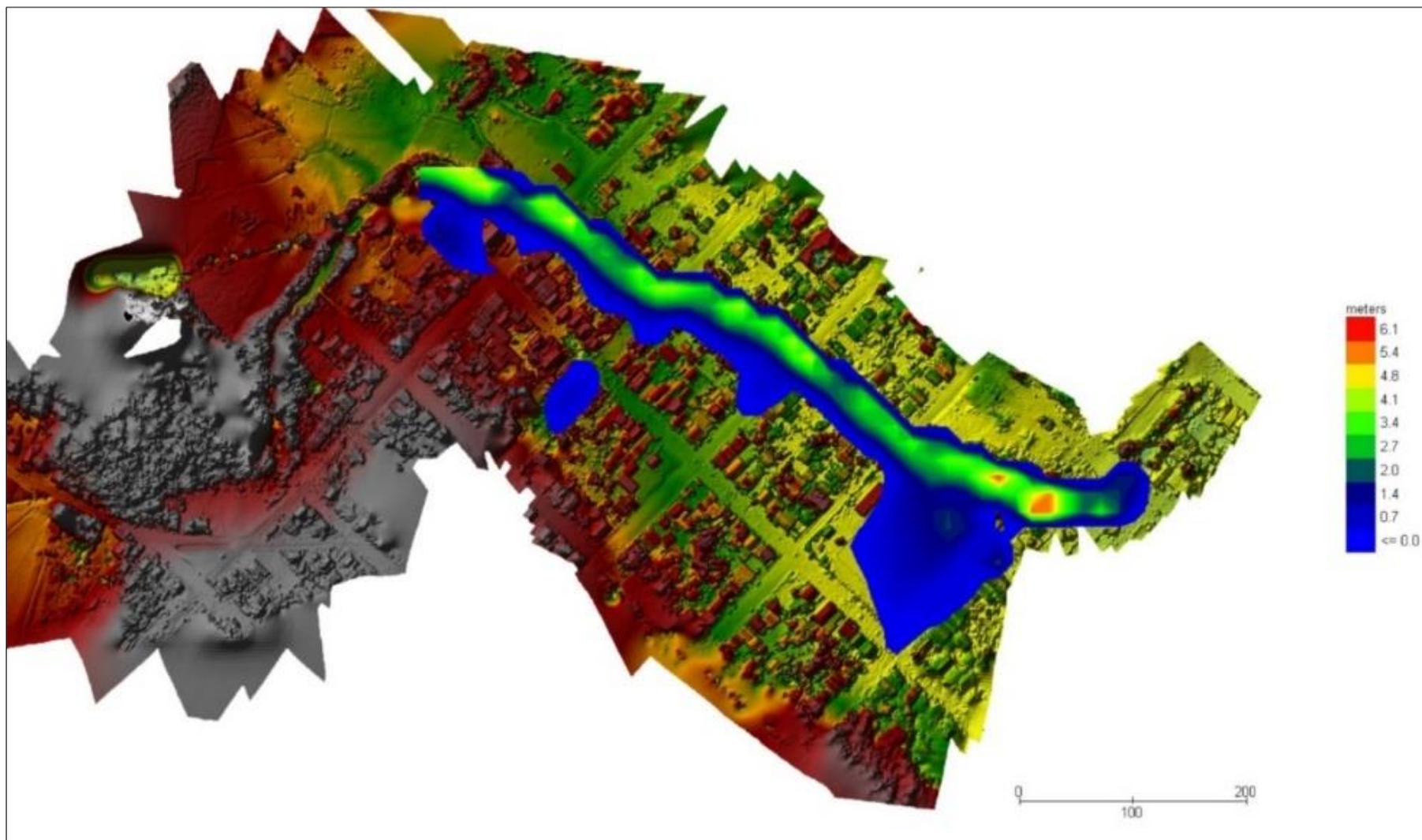
Visualiza-se que neste caso as bordas da mancha chegam a ultrapassar a Rua Irmão Gabriel Leão, chegando aos quarteirões situados após a mesma. Porém não é evidenciado fluxo em toda a extensão da rua, apenas em pontos de menores cotas altimétricas. A mancha secundária gerada na Rua Guaíba também aumentou de proporções.

Figura 45: Simulação 2D realizada no FLO-2D com tempo de retorno de 1 ano.



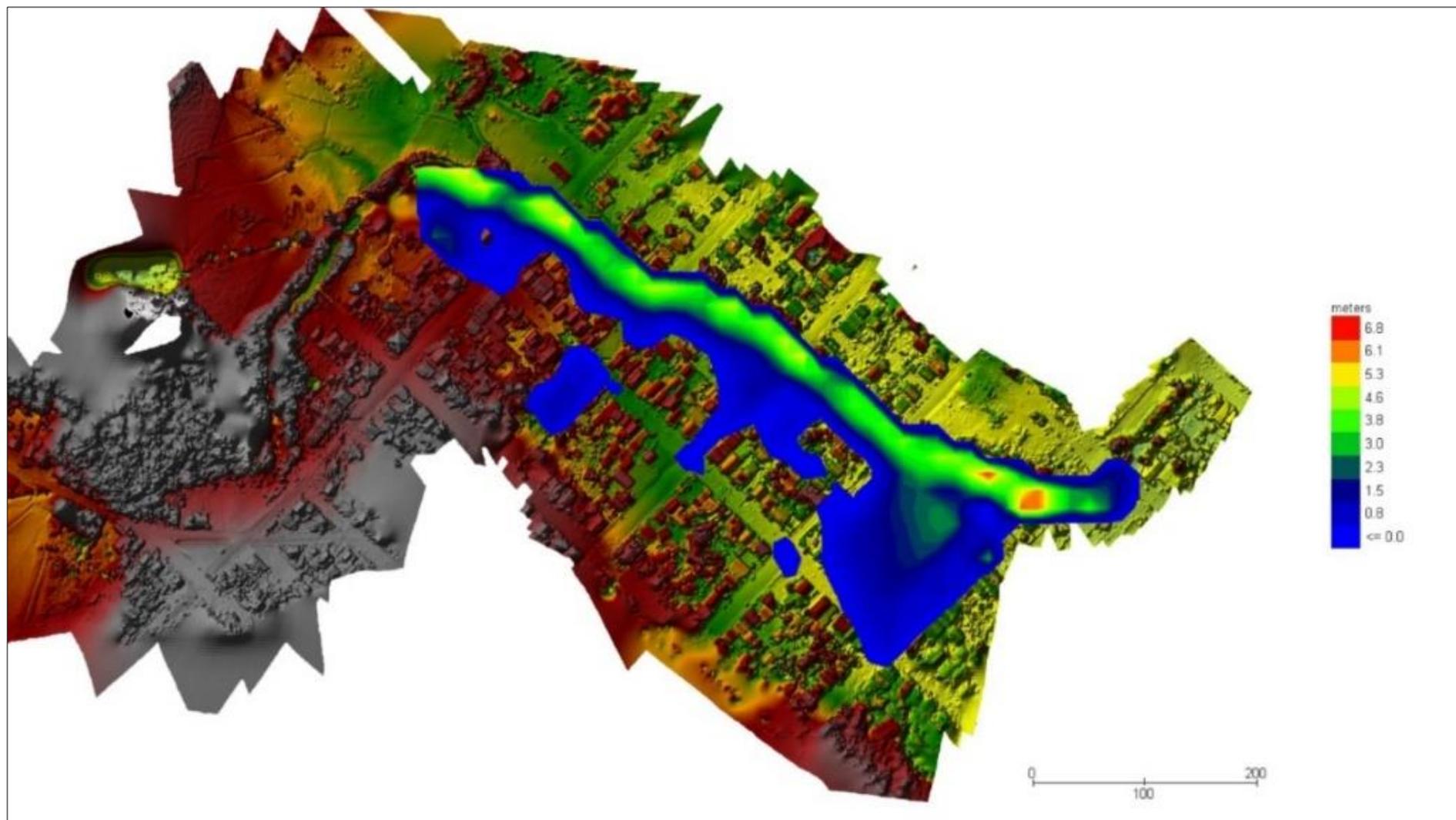
Fonte: O autor.

Figura 46: Simulações 2D realizadas no FLO-2D com tempo de retorno de 10 anos.



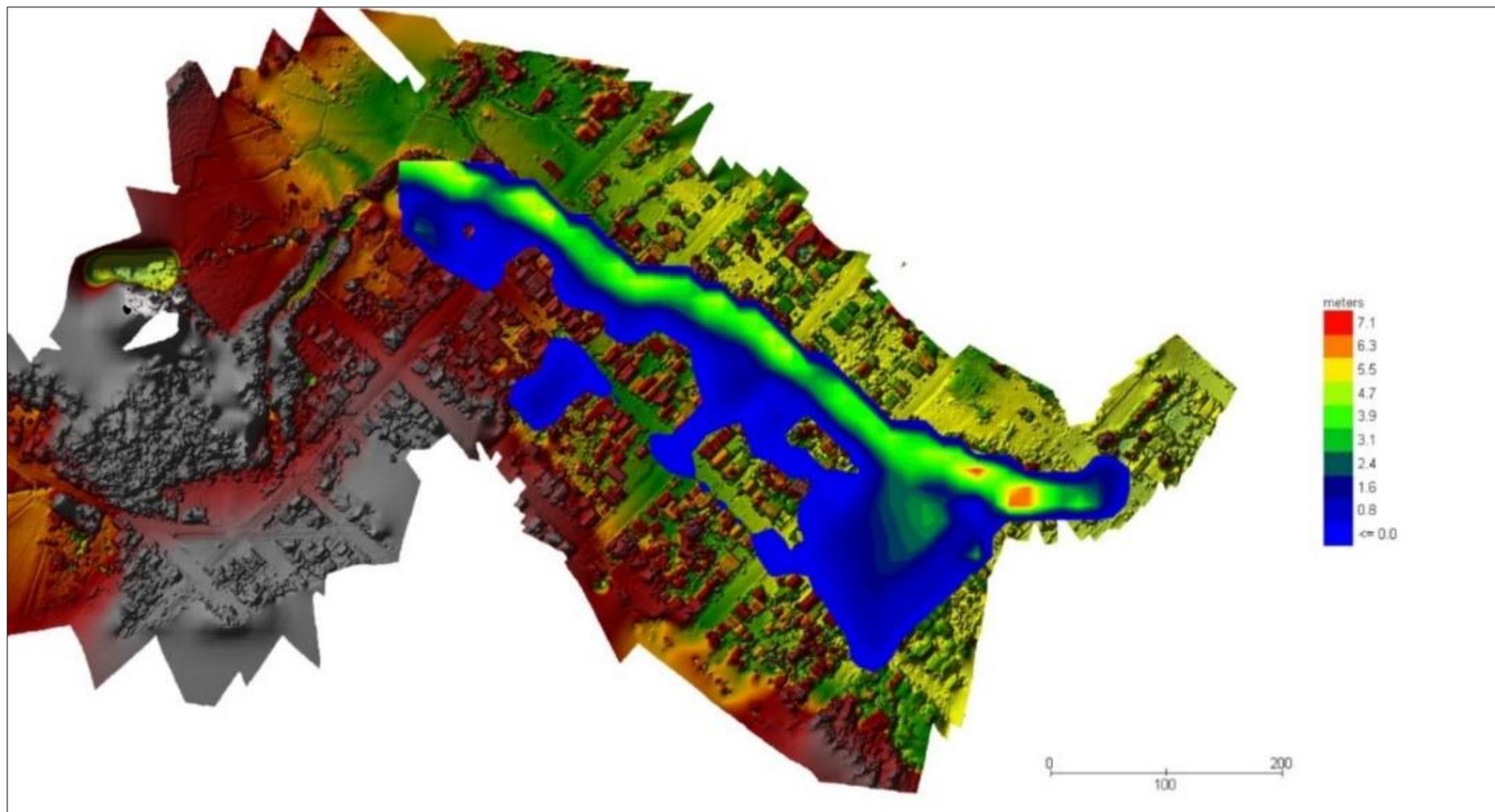
Fonte: O autor.

Figura 47: Simulações 2D realizadas no FLO-2D com tempo de retorno de 50 anos.



Fonte: O autor.

Figura 48: Simulações 2D realizadas no FLO-2D com tempo de retorno de 78 anos.



Fonte: O autor.

#### 5.4.5 Simulação no Iber

No Iber também foi utilizado tempo de 12 horas para cada simulação. Porém, como este software apenas aceita os dados de tempo em segundos, inseriu-se o valor de 43200 segundos. O passo de tempo definido também foi de 5 segundos, assim como nos demais modelos.

O MDE importado para a realização da simulação possui resolução de 15 metros para efeitos de comparação de desempenho com os demais softwares. Porém com esta resolução os mapas gerados apresentavam pixels visíveis. Com isto, optou-se por gerar os mapas a partir de um MDE com 1 metro de resolução que atenuou este efeito e manteve similar o resultado ao de 15 metros.

Para vazões com tempo de retorno de 1 ano (Figura 49), assim como nos demais softwares também não há saída de fluxo da calha do rio, apenas elevação das cotas da superfície do escoamento. Isto é apenas classificado como enchente e não inundação.

Já para vazões com tempo de retorno de 10 anos (Figura 50), observa-se saída da água da calha do rio apenas no entorno do Campo do Taguá. Observa-se que a mancha de inundação chega a invadir parte da Rua Irmão Gabriel Leão, porém apenas nas proximidades do campo.

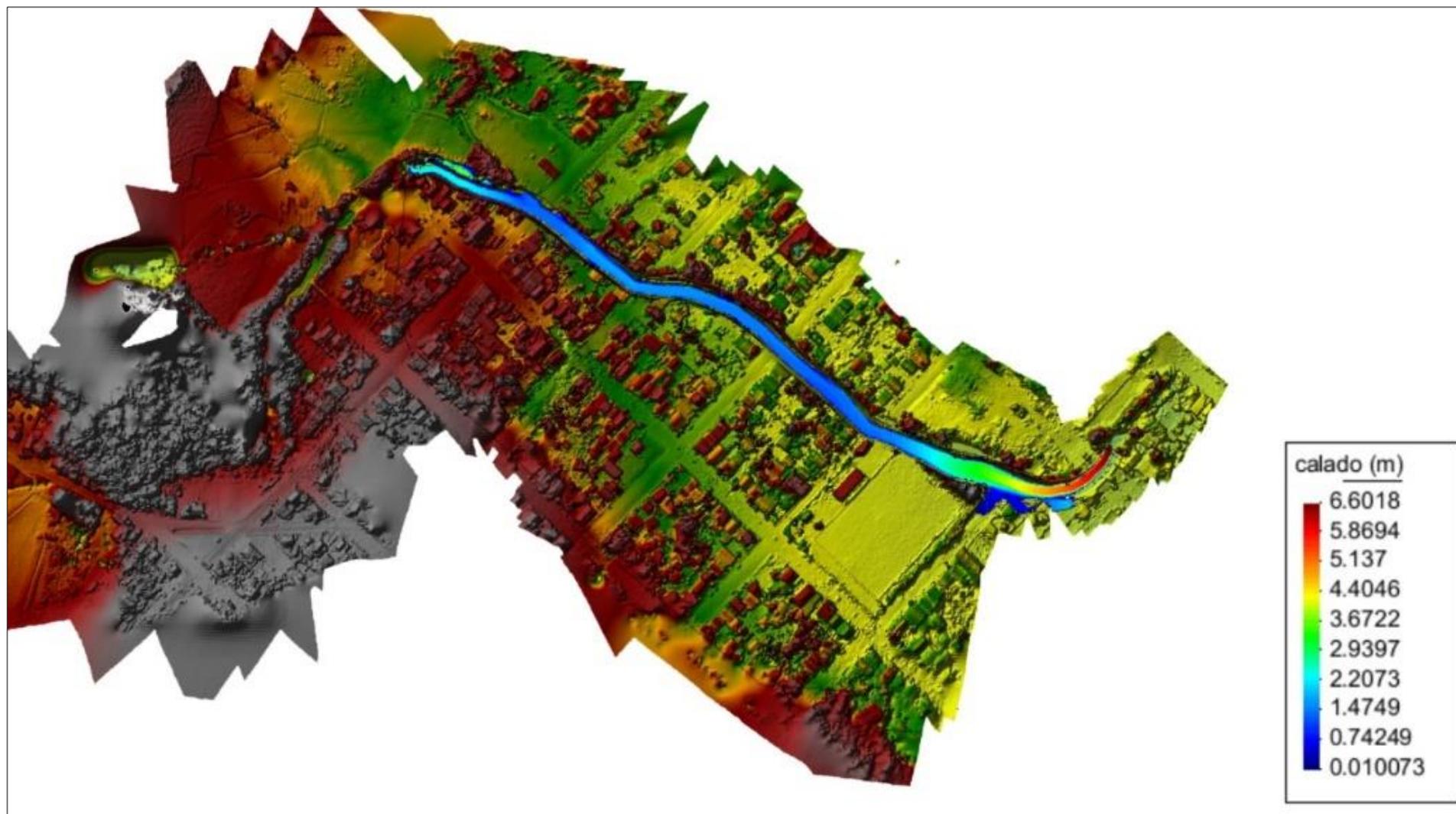
Nas simulações que foram considerados os tempos de retorno de 50 anos (Figura 51), observa-se um acréscimo da mancha gerada, aumentando a extensão da inundação principalmente na Rua Irmão Gabriel Leão. Evidenciou-se também saídas de água do canal na Rua Júlio de Castilhos que é perpendicular ao rio.

Na maior parte da área urbana inundada, as profundidades do alagamento não ultrapassaram os 2 metros, com exceção de alguns pontos ao entorno do campo, que possuem cotas altimétricas menores.

Para a modelagem realizada com vazões de 78 anos de tempo de retorno (Figura 52), não foram evidenciadas grandes diferenças em comparação com a simulação anterior. Apenas houve um incremento dos limites da inundação, nas ruas perpendiculares ao canal do rio e nos quarteirões vicinais.

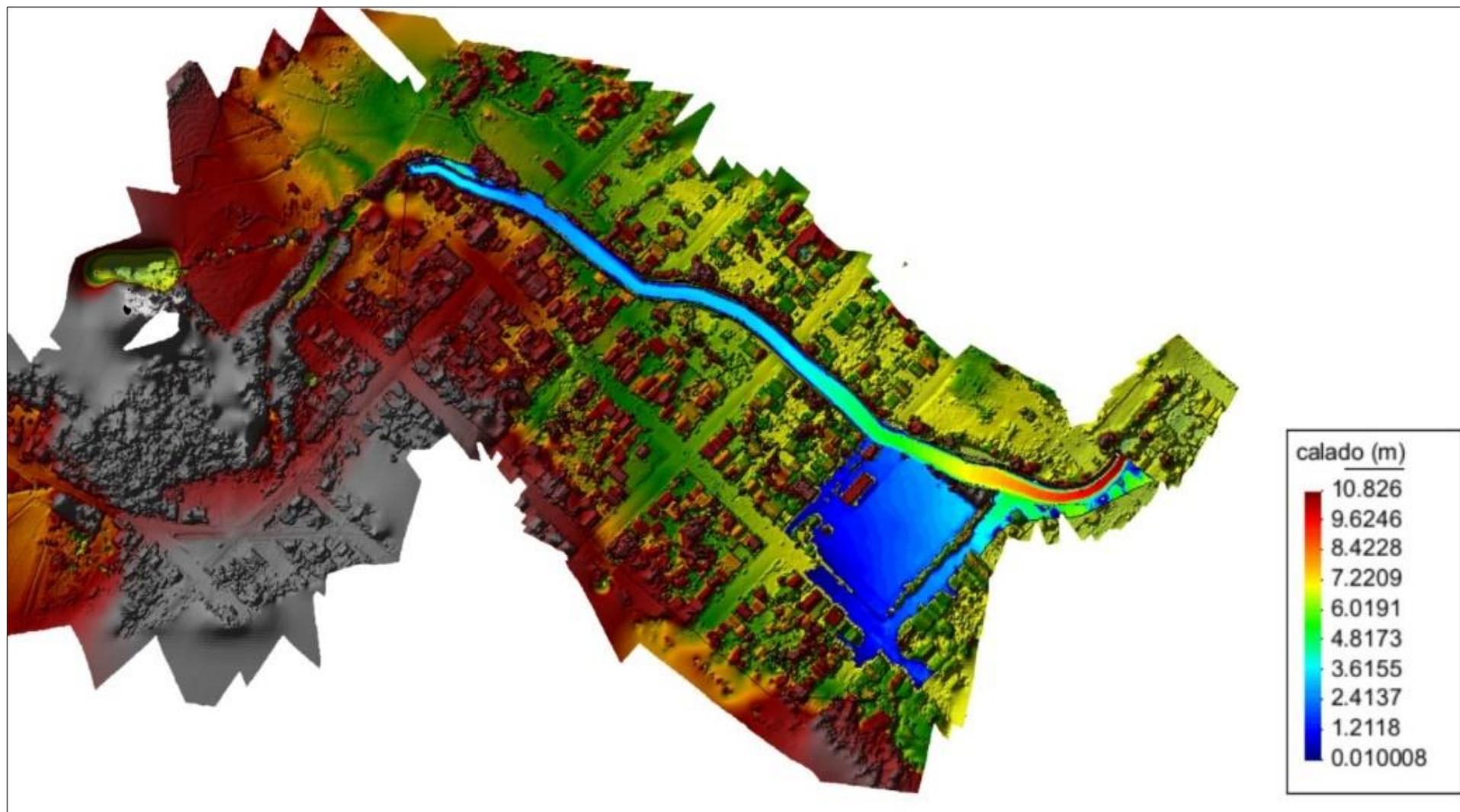
Com relação as cotas da delimitação da inundação também não se observaram diferenças relevantes entre a simulação de 78 e 50 anos de tempo de retorno. As cotas permanecem com 1 a 2 metros na maior parte do local atingido, chegando a 4 metros em regiões mais baixas e 1 metro no interior dos quarteirões.

Figura 49: Simulação 2D realizada no Iber para um tempo de retorno de 1 ano.



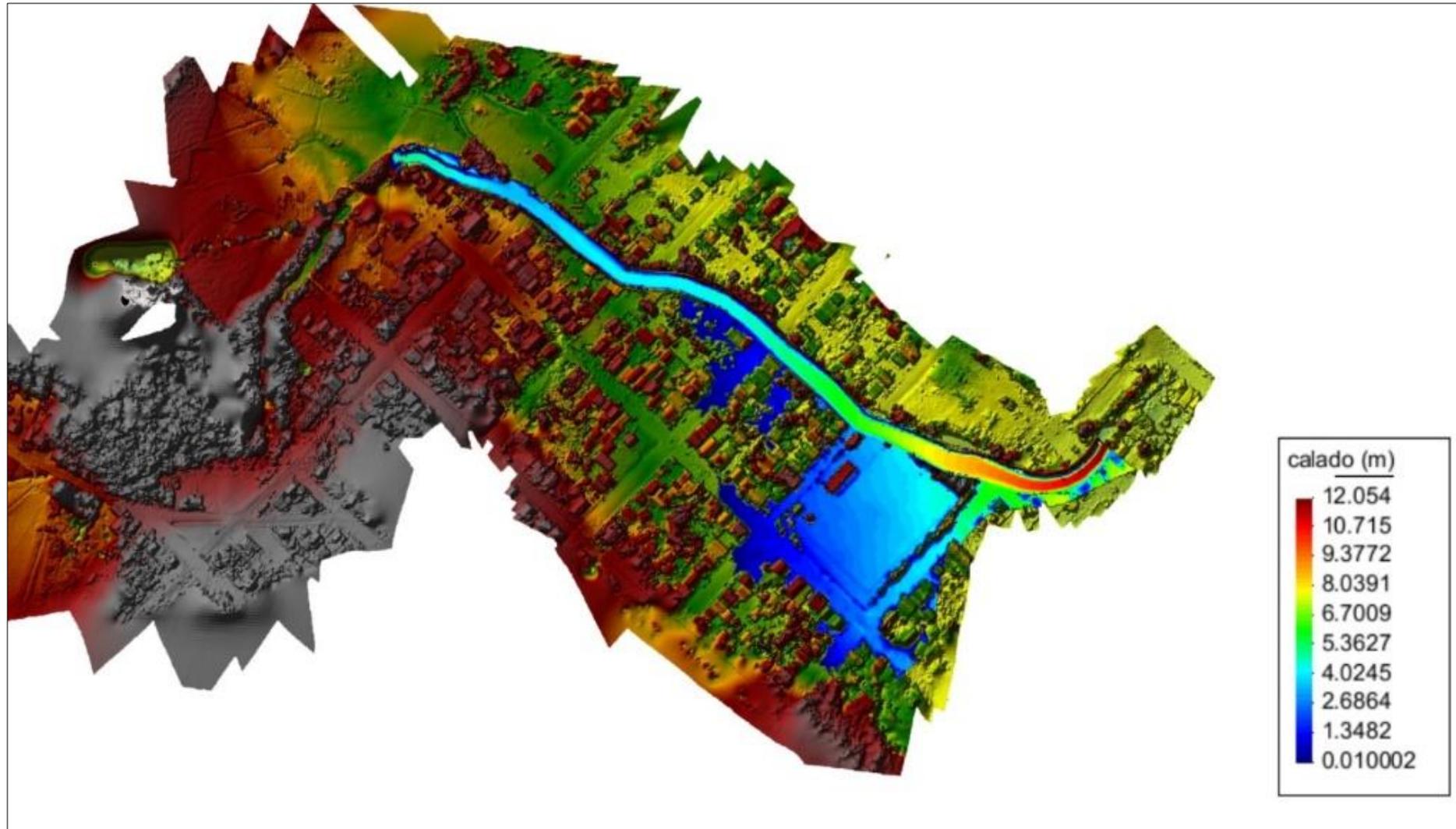
Fonte: O autor.

Figura 50: Simulação 2D realizada no Iber para um tempo de retorno de 10 anos.



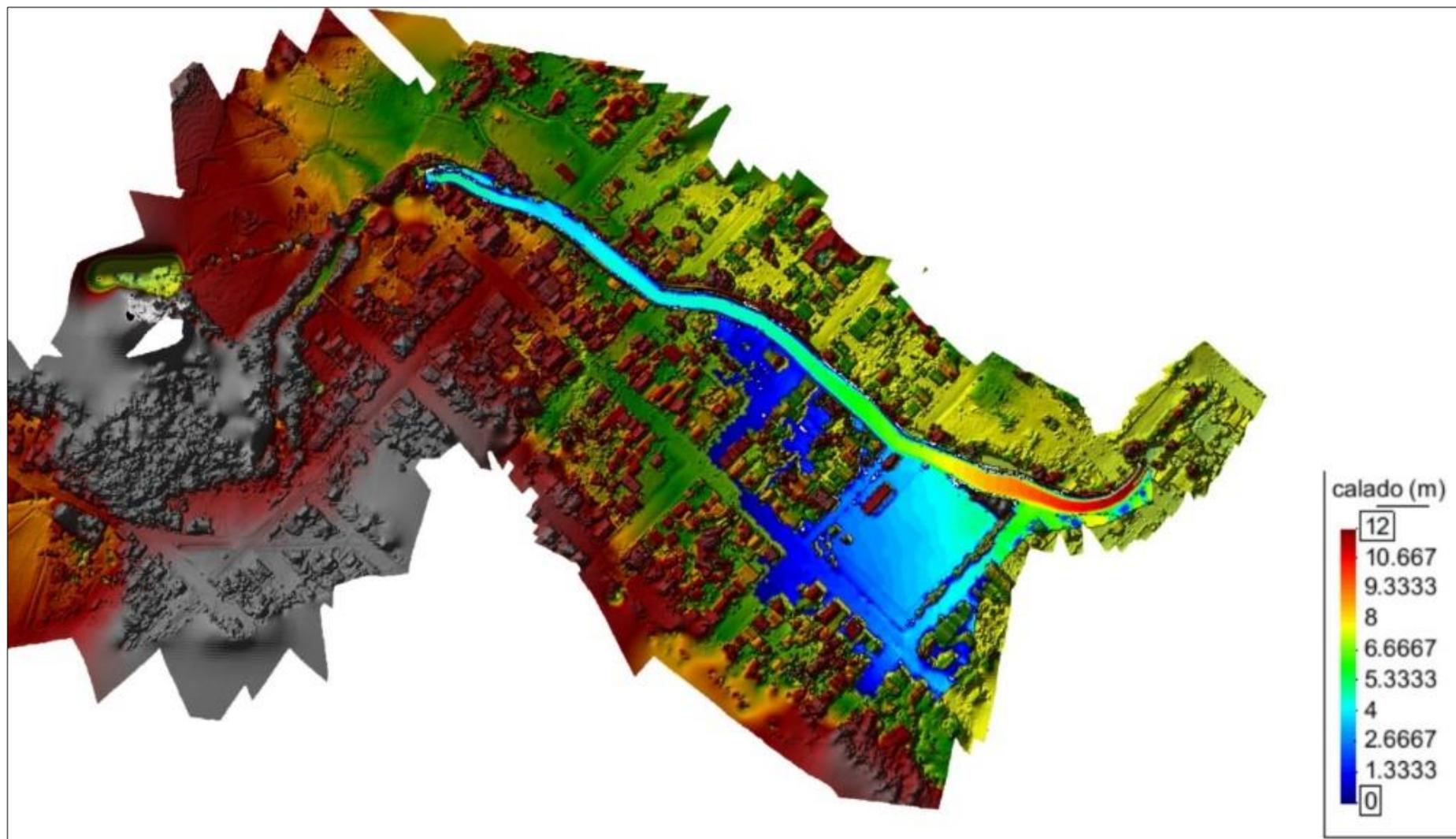
Fonte: O autor.

Figura 51: Simulação 2D realizada no Iber para um tempo de retorno de 50 anos.



Fonte: O autor.

Figura 52: Simulação 2D realizada no Iber para um tempo de retorno de 78 anos.



Fonte: O autor.

#### **5.4.6 Avaliação da diferença entre simulações**

Foram gerados mapas, sobrepondo os resultados dos softwares. A Figura 53 apresenta o comparativo do resultado final de cada um dos modelos com os respectivos tempos de retorno simulados. As colunas representam os comparativos entre os modelos e as linhas os tempos de retorno.

Com relação ao tempo de retorno de 1 ano, observa-se que o HEC-RAS e Iber possuem resultados bem similares, pois basicamente não ocorre saída do fluxo da calha do rio. No caso do comparativo com o FLO-2D, também verifica-se apenas um alargamento da mancha, devido a geração das curvas de contorno. Fica evidente que no caso destas vazões mais baixas, em que não ocorre transbordamento da calha do rio, as incertezas pelas diferenças dos softwares são menores, apenas devido a geração das curvas de contorno do FLO-2D.

Para os tempos de retorno de 10 anos, já evidencia-se uma diferença considerável no tamanho das manchas, sendo que o Iber e o HEC-RAS possuem resultados mais similares. Já o FLO-2D, possui extensão de inundação na área urbana menos abrangente, retendo-se apenas ao entorno da calha do rio, não possuindo tantos detalhes quanto as outras, porém se mostra mais sensível a pontos baixos no terreno, que retém quantidade de água. Neste caso se observa que há um acréscimo de incertezas, pois não é possível afirmar se a inundação aconteça também algumas residências vicinais ou apenas o Campo do Taguá, levando em consideração o resultado dos 3 softwares.

Novamente no tempo de retorno de 50 anos, se observa que o resultado do HEC-RAS é o que adentra mais na área urbana do município, seguido do Iber e por último FLO-2D. Neste caso Iber e HEC-RAS estão mais próximos, porém o FLO-2D representa que as áreas ao entorno do canal do rio possuem maiores proporções de inundação. Observa-se neste caso um incremento da incerteza, pois apesar dos 3 modelos inundarem os locais similares, a proporção da inundação é variada.

Nas simulações resultantes de tempo de retorno de 78 anos, verificam-se novamente incertezas ao se compararem os 3 softwares. Pode ser visualizado do mesmo modo que a mancha de inundação do FLO-2D é mais concentrada ao entorno do canal do rio, enquanto que as demais introduzem-se na área urbana.

A Tabela 11 apresenta a extensão em metros quadrados da mancha de inundação de cada um dos softwares. Observa-se que para os tempos de retorno de

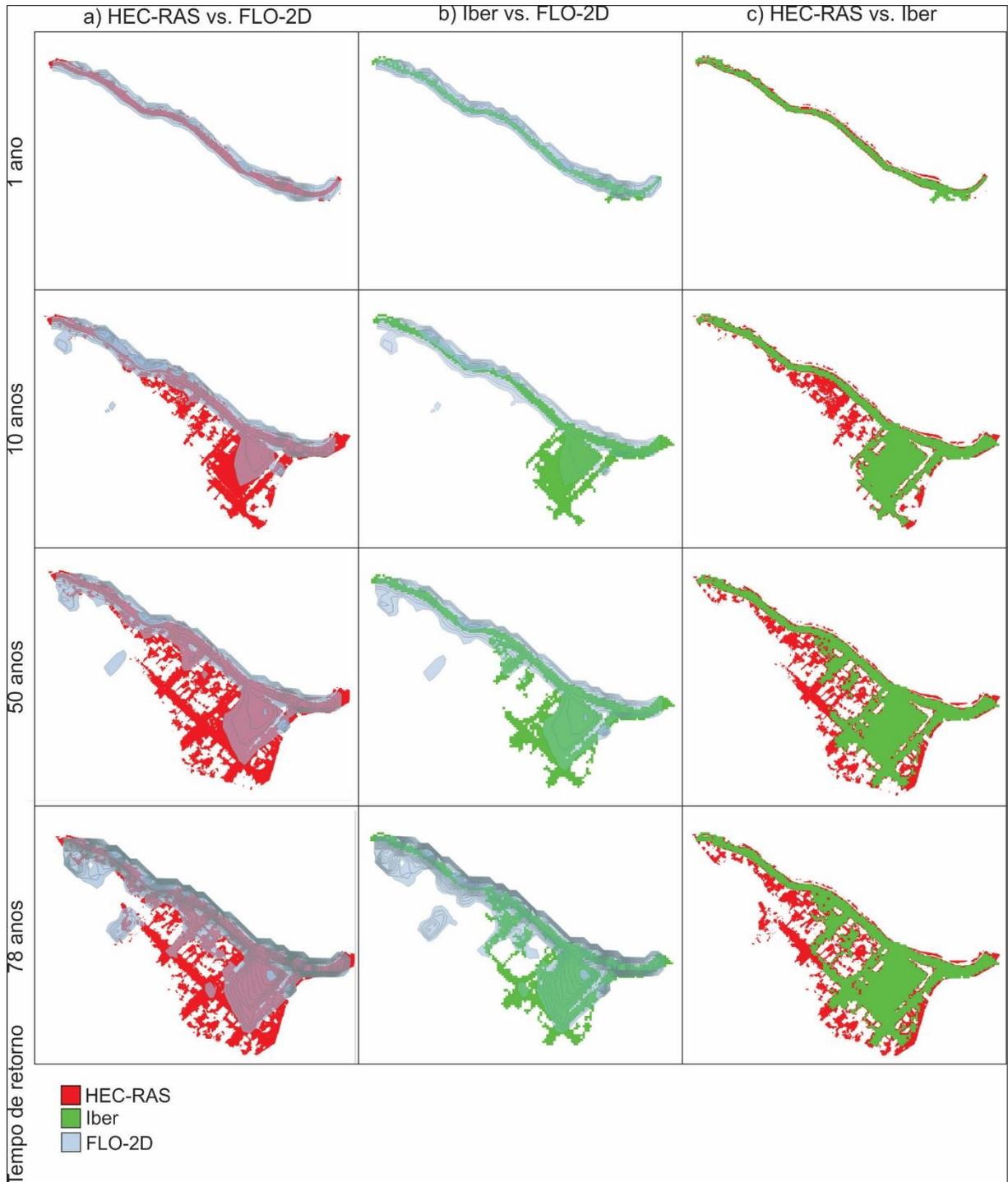
1 ano, HEC-RAS e Iber são muito similares, porém ao serem aumentadas as vazões, esta diferença aumenta consideravelmente. Já o FLO-2D possui mancha maior para o tempo de retorno de 1 ano, devido a possuir maior largura ao entorno da calha, aumenta, fica com dimensões entre o HEC-RAS e Iber para 10 e 50 anos de tempo de retorno, sendo a maior dos 3 softwares para os 78 anos de tempo de retorno. Isto se deve a maior extensão da inundação ao entorno da calha e a mancha ser contínua, passando por cima de todos os obstáculos do terreno (por se tratar de uma superfície de contorno), o que não ocorre com HEC-RAS e Iber, que respeitam todos os pontos de maior altitude do terreno. É confirmado que quanto maiores são as vazões de entrada nos modelos, maiores as incertezas nos resultados finais das simulações.

Tabela 11: Áreas inundadas em cada um dos softwares.

| Tempo de Retorno | HEC-RAS (m <sup>2</sup> ) | FLO-2D (m <sup>2</sup> ) | Iber (m <sup>2</sup> ) |
|------------------|---------------------------|--------------------------|------------------------|
| 1 ano            | 10.337                    | 24.938                   | 10.750                 |
| 10 anos          | 40.950                    | 38.660                   | 32.675                 |
| 50 anos          | 59.091                    | 51.957                   | 42.625                 |
| 78 anos          | 64.757                    | 70.414                   | 46.900                 |

Fonte: O autor.

Figura 53: Mapas comparativos da extensão da inundação para os 3 softwares e os 4 tempos de retorno simulados.



Fonte: O autor.

## 5.4.7 Comparativo dos modelos

### 5.4.7.1 Desempenho

Com o objetivo de testar-se o desempenho dos softwares para a modelagem, foi inserido condições de contorno idênticas nos mesmos para verificar os tempos de simulação. Os parâmetros foram, malha computacional com 15 metros de resolução, passo de tempo de 5 segundos, tempo de simulação de 12 horas e vazões para tempos de retorno de 78 anos, com termo fonte e sorvedouro alocados na calha do rio, e coeficiente de Manning da área de 0,30.

Como é possível observar na Tabela 12, o HEC-RAS é o software com melhor desempenho, pois consegue realizar a simulação 11,27 vezes mais rápido que o Iber e 26,81 vezes mais rápido que o FLO-2D. Uma das explicações para o desempenho do FLO-2D é de que a simulação do mesmo é a partir de camadas de fluxo que formam o canal, o que aumenta consideravelmente o custo computacional.

Tabela 12: Desempenho dos Modelos Hidrodinâmicos.

| Software | Tempo de simulação (s) | Incremento de tempo em comparação com HEC-RAS (em vezes) |
|----------|------------------------|--|
| HEC-RAS  | 22                     | 1  |
| FLO-2D   | 590                    | 26,81  |
| Iber     | 248                    | 11,27  |

Fonte: O autor.

Outro ponto relevante, foi que a versão do FLO-2D disponível para download gratuito é do ano de 2009 (sendo as mais recentes são pagas) o que o torna um tanto ultrapassado em comparação com o HEC-RAS que possui a versão 5.0.3, utilizada neste trabalho, datada de setembro de 2016.

Salienta-se que no FLO-2D desativou-se a opção *Dynamic Wave Stability Coefficient*, opção que garante maior estabilidade numérica na simulação, devido ao grande tempo necessário para simulações com esta opção ativa. Foi definido o valor da variável como sendo negativo. Com isto o tempo para a realização da simulação foi reduzido em grande escala.

Em um teste realizado, a avaliação da interferência deste coeficiente para 1 hora de simulação, verificou-se que o tempo de cálculo foi de 0,31836 horas para a opção habilitada e 0,00781 para a opção desabilitada. Isto permitiu uma redução de 40,8 vezes de tempo.

Com este termo ativo, em caso do passo de tempo exceder o critério de *Courant*, ocorreu uma diminuição automática deste passo. Mas neste caso, com o termo desabilitado, o passo de tempo não é reduzido, ocorrendo uma modificação do coeficiente de Manning. Não houve problemas com relação ao critério, já que o passo de tempo é pequeno, optou-se por desabilitá-lo e ganhar velocidade de cálculo. Ainda assim o FLO-2D perdeu em desempenho para os demais softwares.

Observa-se que mesmo com os três softwares possuindo uma metodologia de cálculo similar e com os mesmos parâmetros de entrada, há uma grande diferença no desempenho deles. Isto se deve principalmente às discretizações realizadas no algoritmo do modelo.

Portanto, cabe neste caso, salientar que existe a possibilidade do algoritmo dos modelos não estar completamente otimizado. A definição de *Floating point operations per second* (FLOP) são, de acordo com Owens et al.(2007), a capacidade computacional de realizar em um espaço de tempo, determinadas operações. Isto é descrito como a máxima quantidade de operações de números flutuantes por segundo que é intimamente ligada a frequência do processador e as operações básicas atribuídas a ele.

Se há uma operação que não está otimizada, com um FLOP a mais que o necessário, por exemplo, esta necessidade a mais de cálculo será multiplicada pelo tamanho da malha e pelo tempo da simulação. Como geralmente tanto o grid quanto o tempo computacional possuem grandes dimensões, este tempo é potencializado podendo variar amplamente no comparativo entre modelos.

Em um monitoramento da CPU nos momentos de realização de cálculos de cada um dos softwares, se observou que nas simulações do HEC-RAS a frequência da CPU se estabiliza em 2,23 Ghz, no Iber em 2,59 Ghz e no FLO-2D em 2,67 Ghz. É visto que quanto maior a frequência de oscilação da central lógica, maior o tempo de cálculo. Não houveram variações significativas no uso de disco rígido, nem na memória RAM, nas simulações nos diferentes softwares.

O esquema numérico de funcionamento de código dos softwares são similares, porém há disparidades entre os mesmos. Não há dados, referente a isto, disponíveis nos manuais de funcionamento do software Iber. Porém ao se consultar o esquema de cálculo do FLO2D e HEC-RAS, verifica-se que a forma que o código encontra a solução é disitinta em cada um dos programas.

Ambos iniciam a simulação no tempo inicial e executam cálculos, porém o FLO-2D inicialmente estima a profundidade de cada ponto e com isto se calculam as velocidades pelas equações de onda difusa. E então esta velocidade do tempo inicial é utilizada como um “chute” inicial no método de Newton para calcular as velocidades de todos os tempos. Após é encontrada a vazão, em uma relação de velocidade e área, sendo que ela é distribuída nas 8 direções dos pixels. Com isto é realizado um teste de estabilidade e então a simulação segue. (FLO-2D Engineering Inc,2009)

Já para o HEC-RAS, o calculo é feito com as profundidades. A simulação é iniciada com uma altura fornecida no tempo zero, pelas condições de contorno, e após são fornecidas as condições para o próximo passo de tempo. Como a equação é iterativa, inicia-se com um chute inicial e o código calcula as profundidades e um sistema de euqações é montado para as demais células. Este sistema é resolvido então pelo método de Newton e as velocidades para todos os tempos são obtidas. É testada a tolerância e então a solução é aceita ou rejeitada. (USACE, 2016)

Assim se verifica que a diferença no cálculo entre os softwares é, principalmente, devido a forma com que são encontrados os resultados dos sistemas montados. Isso interfere no desempenho temporal dos softwares, que realizam mais ou menos operações, conforme a necessidade do algoritmo.

#### 5.4.7.2 Geração de mapas

Ao se comparar os diversos mapas gerados, pelos diferentes softwares são confirmadas as distinções entre os limites e profundidades de inundações. Com relação aos mapas de profundidade o HEC-RAS, demonstrou grande precisão dos resultados, apesar de se ter trabalhado com um grid de 15 metros de resolução. Isto se deve principalmente ao método de criação do grid, pois com o chamado *dual grid* o software cria uma malha virtual que sobrepõe a malha real. Este sistema consegue aumentar a definição dos resultados, sem comprometer o desempenho computacional.

O FLO-2D demonstrou pixels aparentes dos mapas com grid de 15 metros. Este fator só foi atenuado com a geração das curvas de contorno dos resultados, que suavizaram o efeito, porém, pode ter ocorrido uma perda de fidelidade dos resultados. Isto fica visível principalmente na simulação para 1 ano de tempo de retorno, em que nos demais softwares as águas ficam confinadas na calha do rio, e no FLO-2D verifica-se que a mancha ocupa áreas além das bordas da calha do rio.

No caso do Iber, as simulações com 15 metros de resolução demonstravam pixels visíveis. Porém como não há forma de suavizar este efeito neste software, optou-se por alterar a resolução para 1 metro, que demonstrou resultados gráficos visivelmente melhores.

Com isto verifica-se que o software com melhor desempenho na questão gráfica é o HEC-RAS, que provavelmente devido ao *dual grid* consegue demonstrar o escoamento sem falhas, mesmo com resolução de 15 metros, e sem a necessidade de mitigação de efeitos de pixels com tamanhos grandes. Verifica-se que a superfície de inundações (para tempos de retorno mais altos) gerada no HEC-RAS é a que possui as maiores extensões, seguido pelo Iber, e pelo FLO-2D, com menores proporções.

Avaliou-se também a geração de mapas de velocidade de escoamento nos modelos hidrodinâmicos alvos deste estudo, para vazões com tempo de retorno de 78 anos. Estes mapas demonstram a mancha de inundação para o respectivo tempo de retorno, com o gradiente de velocidades.

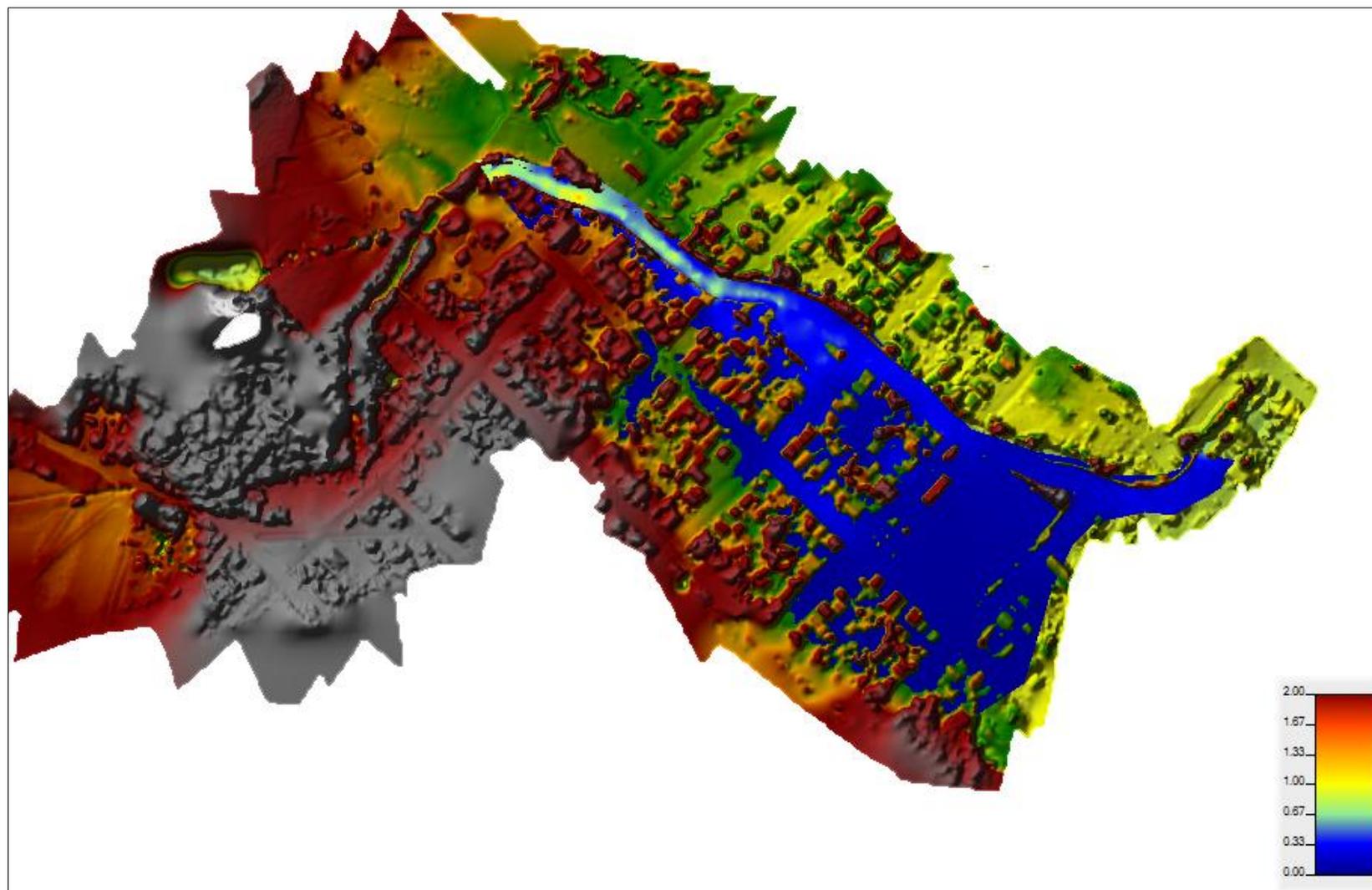
É visto que a superfície de velocidades gerada no HEC-RAS é a que possui as maiores extensões, assim como nos mapas de profundidades (Figura 54). Observa-se que as velocidades de escoamento na simulação, ficam em torno de 0,33 m/s na maior parte da zona urbana, chegando a 1 m/s nos pontos de maior velocidade, situados no canal do rio.

Já no FLO-2D observa-se que a superfície do gradiente de velocidades possui proporções reduzidas (Figura 55). Isto se deve a geração das curvas de contorno, que apesar de diminuir os pixels aparentes, perdem alguns dados. Verifica-se que as velocidades chegam a 1,5 m/s na calha do rio, mas permanecem em torno de 1,5 m/s na maior parte do local inundado.

No Iber, com a diminuição do tamanho das células do grid para a geração dos mapas, não observou-se pixels visíveis no resultado final (Figura 56). De acordo com

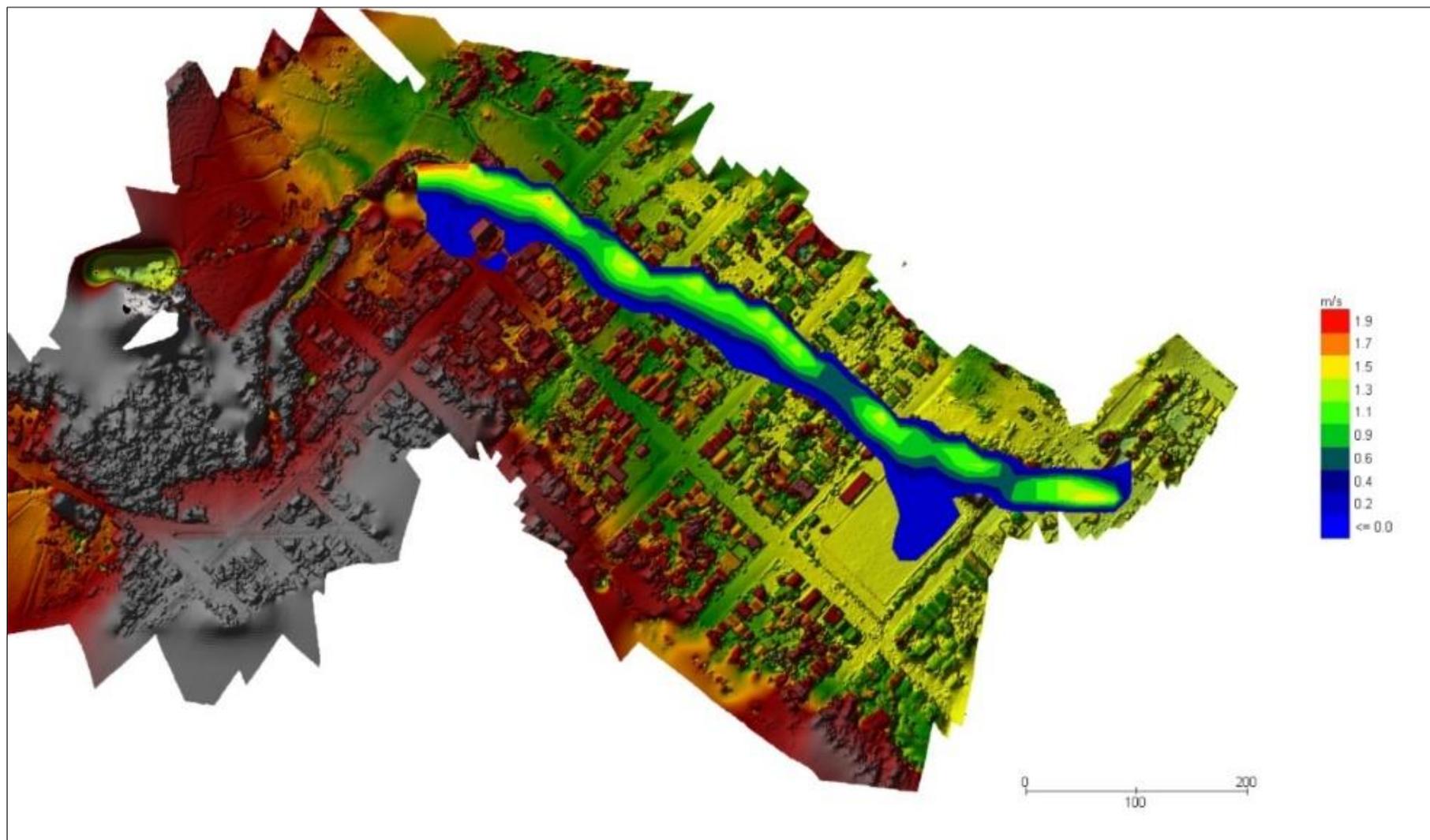
a figura, as velocidades na zona urbana que foi inundada, permanece em no máximo 0,75 m/s. Porém em alguns pontos do Rio Abaúna, ela chega a 1 m/s. As velocidades maiores no canal, são devido a inexistência de obstáculos ao escoamento na calha, diferente do restante da área.

Figura 54: Mapa de velocidades de escoamento gerados no HEC-RAS para 78 anos de tempo de retorno.



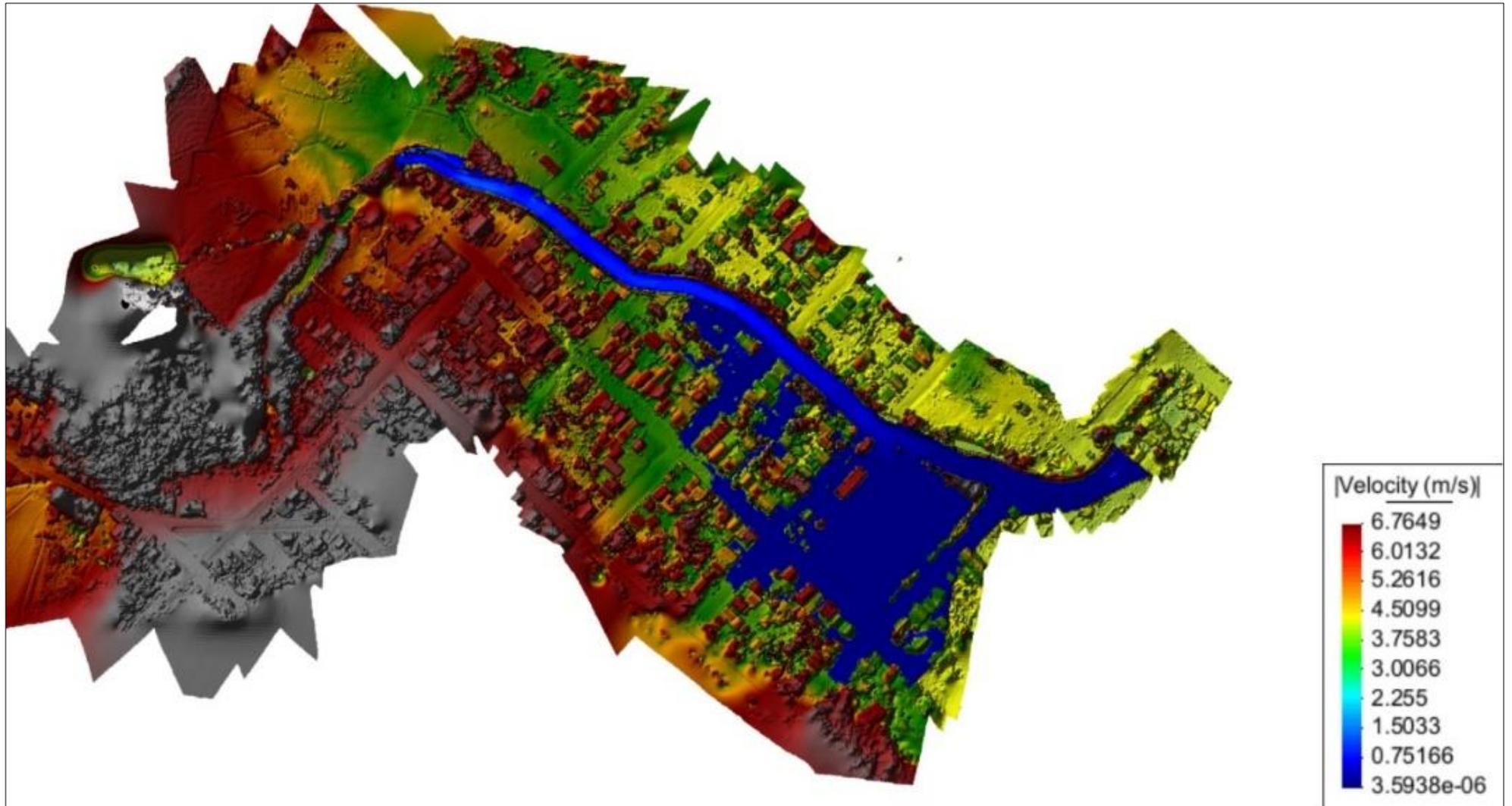
Fonte: O autor.

Figura 55: Mapa de velocidades de escoamento gerados no FLO-2D para 78 anos de tempo de retorno.



Fonte: O autor.

Figura 56: Mapa de velocidades de escoamento gerado no Iber para 78 anos de tempo de retorno.



Fonte: O autor.

#### 5.4.7.3 Classificação dos Softwares

Para haver uma mensuração do comparativo entre os softwares, opta-se por uma classificação quantitativa dos modelos. Ela leva em consideração a etapa de entrada de dados, operação (manuseio) e exibição dos resultados, inerentes ao processo do usuário com a interface. Outro ponto relevante é o de resolução de erros internos, na hora de executar a simulação. Optou-se também por incluir medida de desempenho, também relevante, pois leva em consideração tempo de cálculo e qualidade dos resultados exibidos, porém esta nota com peso equivalente ao dobro dos demais. A nota de cada quesito varia de 5 a 10, com isto a nota máxima de um software é equivalente a 60 pontos.

Com relação ao HEC-RAS, a entrada de dados é a com interface mais simples e fácil de se operar. A inserção do modelo de terreno é simples e apesar da resolução ser elevada, não foram enfrentados travamentos nos processos de carregamento e exibição. Os dados de vazão são inseridos nos intervalos de tempo personalizados a escolha do usuário e pode ser realizada interpolação de dados. A operação também é fácil e a alteração de condições de contorno é simples, podendo ser salvo cada resultado de simulação com a respectiva condição de contorno. A exibição de resultados é de fácil compreensão, sendo executada no mesmo programa que realiza os cálculos. A alteração do tipo de resultado gerado é realizada de forma simplificada e os resultados para cada tempo de simulação podem ser visualizados temporalmente. Porém para a resolução de erros internos do sistema, principalmente falhas na geração da malha computacional e idioma do sistema operacional, podem ser um pouco onerosos. Já em questão de desempenho o mesmo mostrou-se superior aos demais, tanto em tempo de resolução como em demonstração de resultados com precisão, apesar de se utilizar um grid de 15,0 metros de resolução.

O FLO-2D mostrou-se um pouco inferior na questão de entrada de dados, pois enfrentou travamentos constantes no carregamento e na exibição do MDE, sendo que toda vez que é maximizada a janela do programa, há uma demora de cerca de 30 segundos para exibição do *raster* do terreno. A inserção dos dados de vazão deve ser manual, valor a valor, pois em caso de colagem de células o software encerrava de forma inesperada. Outro ponto negativo é o da alteração de dados de vazão, pois deve-se clicar na célula em que foi inserida a condição do contorno, para editar estas informações, com isto se a resolução do grid for pequena este passo se torna oneroso.

Em questões de operacionalização, o programa enfrentou travamentos constantes, principalmente devido ao dado de terreno possuir resolução elevada. Os resultados são visualizados em outro módulo do modelo, porém apenas se verificam os dados de vazão máxima e final. Outro ponto a salientar é que o resultado se apresentou com pixels aparentes e para contornar esta situação foram geradas curvas de contorno ao entorno dos pixels. Com relação a resolução dos erros internos, apenas foi enfrentado dificuldades na delimitação da malha computacional, sendo que frequentemente era necessário se delimitar novamente a malha por motivos desconhecidos. O desempenho apresentou-se inferior aos demais softwares, tanto em relação ao tempo quanto em relação a qualidade de dados gerada.

O software Iber, apresenta uma entrada de dados um pouco onerosa, pois o MDE é convertido em um RTIN e isto pode demorar, principalmente se a resolução for elevada. Os dados de vazão também devem ser digitados um a um e não há como realizar a interpolação de dados. Não é possível realizar a alteração da resolução do grid computacional, pois o modelo utiliza a resolução do MDE. Na operação foram enfrentados travamentos constantes, principalmente quando a resolução estava elevada, problema este que desapareceu quando foi inserido o MDE com resolução de 15,0 metros. Os resultados são exibidos no módulo de pós-processamento, onde podem ser visualizados os passos de tempo da simulação, mas apenas pode-se visualizar um a um, e não em animação, como no HEC-RAS. Com relação aos erros internos, o único problema foi com relação a delimitação do coeficiente de Manning na área, que em alguns momentos restavam alguns pontos sem rugosidade intrínseca, porém de fácil resolução. Com relação a tempo necessário para realização de cálculos, este modelo ficou entre os outros (mais lento que o HEC-RAS e mais rápido que o FLO-2D. A qualidade dos resultados com resolução de 15,0 metros apresentava-se com pixels aparentes e para contornar isto foi necessário diminuir o grid para 1,0, pois não há opção de geração de curvas de contorno neste software.

A Tabela 13 demonstra o somatório das notas de cada quesito, com o HEC-RAS em primeiro colocado com 58 pontos, o FLO-2D em terceiro colocado com 42 pontos e o Iber em segundo colocado com 47 pontos.

Tabela 13: Notas de mensuração de comparação entre os softwares.

| Software                    | HEC-RAS   | FLO-2D    | Iber      |
|-----------------------------|-----------|-----------|-----------|
| Entrada de Dados            | 10        | 7         | 7         |
| Operação                    | 10        | 7         | 7         |
| Exibição de Resultados      | 10        | 7         | 8         |
| Resolução de Erros Internos | 8         | 9         | 9         |
| Desempenho (2x)             | 10        | 6         | 8         |
| <b>Total</b>                | <b>58</b> | <b>42</b> | <b>47</b> |

Fonte: O autor.

#### 5.4.8 Zoneamento do município

O mapa de perigo foi criado através dos mapas de inundação com tempos de retorno de 10, 50 e 78 anos. Os níveis de perigo são identificados de acordo: 3 para Perigo Alto (vermelho); 2 para Perigo Médio (laranja); 1 para Perigo Pequeno (amarelo) e 0 para Perigo Inexistente (sem cor).

Algumas observações são importantes acerca dos locais de perigo, as vias de transporte não devem possuir nenhum nível de perigo, pois em casos de evacuação elas devem estar acessíveis as pessoas. Ainda, os prédios públicos como hospitais e escolas devem estar em locais elevados onde possui no máximo o perigo baixo. Áreas de recreação e parques podem possuir nível elevado, pois em momentos de risco eles estarão desocupados, ou podem ser desocupados e posteriormente limpos para serem ocupados novamente. As demais obras podem possuir perigo médio. (MONTEIRO e KOBİYAMA, 2013)

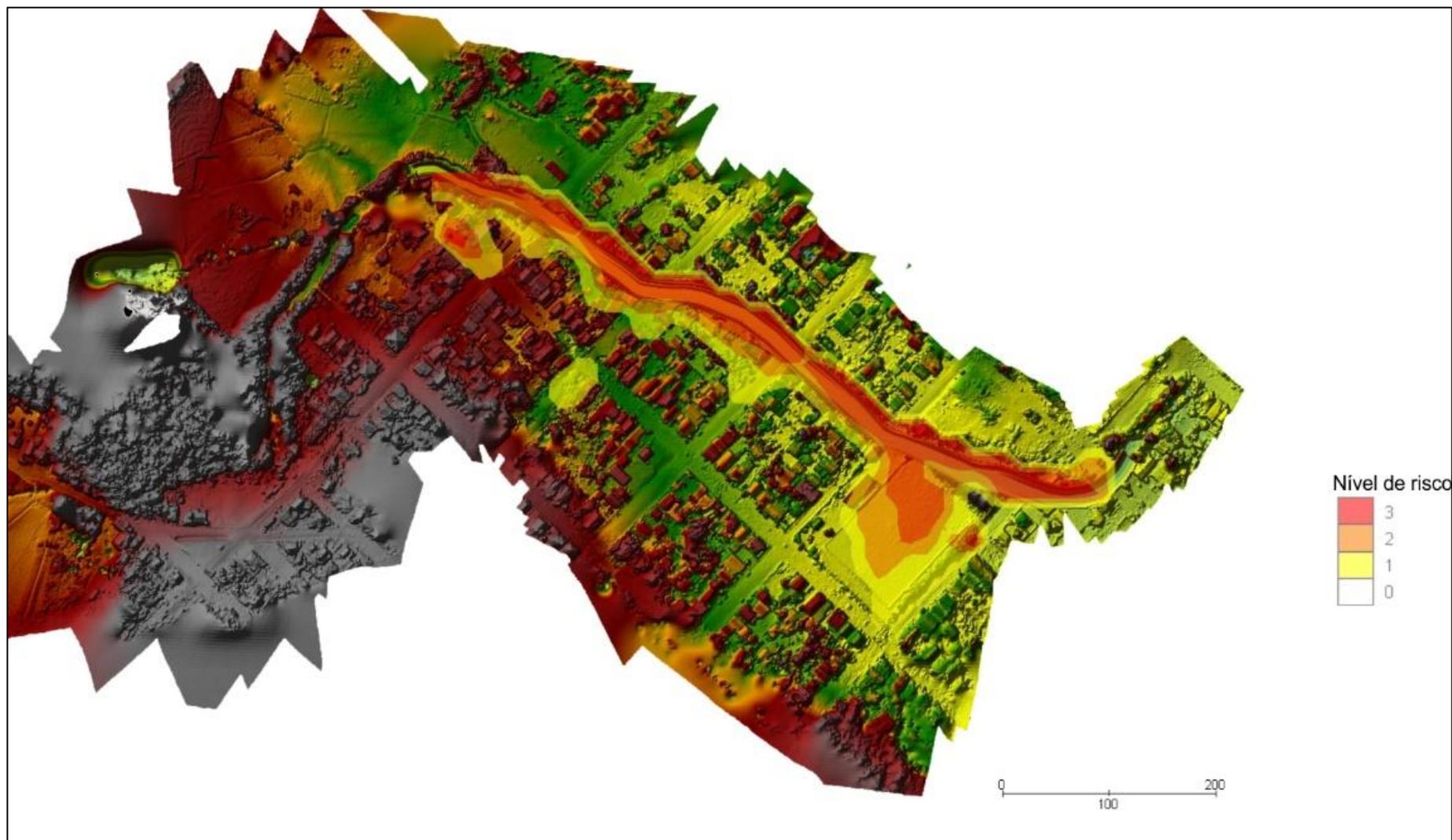
Analisando as considerações, as vias de transporte em torno do rio estão em situação precária, devido as cotas de água ultrapassarem a altitude das mesmas. Próximo ao Campo do Taguá têm-se um ponto de nível alto e o mesmo causa um ilhamento das pessoas nestas casas próximas a calha do rio. Ainda as construções no entorno do rio estão sob uma área de risco alto. O que torna-se preocupante em um momento de evacuação em que suas casas serão invadidas pela água e a via de escape que deveria ser a rua também estará alagada.

Analisando o mapa da Figura 57 o maior ponto fora da calha do rio que está demarcado com nível 3 é o campo, aqui no entanto, pode ocorrer um nível alto de risco pois é uma área de recreação e de acordo com Monteiro e Kobiyama (2013) isto é permitido e aceitável.

Ainda verifica-se que as Áreas de Preservação Permanente (APP) para um córrego deste porte, caso não se situasse em zona urbana, são de 30 metros de vegetação, o que já comportaria boa parte da área de alto risco. Logo, as APPs deveriam ser preservadas e a população ribeirinha evacuada para um local com maior segurança. Portanto, uma solução para o município com relação ao mapa de risco é propor a efetivação da APP devido ao alto nível de risco que a população ribeirinha corre.

Porém como isto torna-se complexo devido a necessidade de realocação dos munícipes vicinais ao canal do rio, pelo cunho social e econômico, pode-se considerar obras de dragagem ou concretamento do canal, que causariam maior impacto ambiental, mas não incumbiriam em mudança de local.

Figura 57: Mapa de Perigo gerado no FLO-2D.



Fonte: O autor

## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho foi possível desenvolver com sucesso a metodologia de mapeamento de locais com alta resolução e baixo custo, realizada por VANTs. Esta nova tecnologia demonstra um grande potencial de obtenção de dados espaciais para diversas áreas da ciência ambiental.

A comparação dos principais softwares de modelagem hidrodinâmica gratuitos, disponíveis atualmente se mostrou importante para a utilização dos modelos em novos estudos, pois com este trabalho há uma melhor ciência das especificidades de cada um dos modelos.

Verificou-se que o HEC-RAS, o FLO-2D e o Iber, possuem métodos de cálculo similares, porém foram verificadas diferenças em seu resultado final, com as mesmas condições de contorno. Isto se deve principalmente a forma de discretização das equações utilizadas em cada um dos modelos e a pequenas variações na metodologia de cálculo, que ao fim produzem variações significativas em desempenho e nos dados gerados.

Foi possível delimitar com precisão as zonas inundáveis pelos diversos tempos de retorno, bem como as profundidades e velocidades do escoamento. Isto é importante ao se avaliar impactos causados por uma inundação bem como, tomar decisões na gestão do município.

Outra importância relevante seria com relação a um zoneamento do município. Sempre é complexo restringir áreas para habitação em determinados locais, porém classificar determinadas regiões de acordo com os riscos que a população e a estrutura física estão expostas, é muito um ponto importante e que foi possível realizar. Observou-se que se fossem respeitadas as distâncias exigidas por lei em APPs, provavelmente não haveriam perigos a população, já que a cidade foi construída na planície de inundação natural do Rio Abaúna.

Com a análise dos dados e resultados a população tem acesso a informação e conseqüentemente, das possíveis áreas inundadas facilitando assim um zoneamento e possibilidade de utilização de certos locais, bem como de rotas de fuga caso ocorra uma inundação.

Simulações computacionais são relevantes ferramentas para a gestão e tomada de decisões deste tema, já que podem prever antecipadamente como o

manancial se comportaria com alguma obra na calha do rio ou nas áreas marginais. Estas medidas estruturais poderiam ser, desde a criação de barreiras ou concretamento da calha do mesmo, até uma dragagem do seu leito, com o objetivo de não permitir que a água escoe para as planícies de inundação. A efetividade de determinadas obras, bem como a magnitude da mesma, como qual seria a profundidade necessária de dragagem, poderiam ser testadas previamente com o auxílio de softwares.

## REFERÊNCIAS

ANA - Agência Nacional de Águas. **Aspectos gerais da região: diagnóstico da bacia.** Disponível em: <http://www.ana.gov.br/bacias/sfrancisco/planos/paracatu/introducao.htm>. Acesso em: 21 de fevereiro de 2017.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (Brasil) (ANA). HidroWeb: sistemas de informações hidrológicas. Disponível em: <http://hidroweb.ana.gov.br/HidroWeb>. Acesso em: 27 de julho de 2017.

AFSHARI, S., TAVAKOLY, A.A., RAJIB, M.A., ZHENG, X., FOLLUM, M.L., OMRANIAN, E., FEKETE, B.M. Comparison of new generation low-complexity flood inundation mapping tools with a hydrodynamic model. **Journal of Hydrology**. 556, 539–556. 2018.

BLADÉ, E.a. et al. Desarrollo de una herramienta para simular obstrucciones en flujos con Iber. **V Jornadas de Ingeniería del Agua: A Coruña**, Barcelona, p.1-6, out. 2017.

BRASIL, Ministério das Cidades. **Capacitação em Mapeamento e Gerenciamento de Risco**, p 1: 122, 2004.

BODOQUE, J.M., AMÉRIGO, M., DÍEZ-HERRERO, A., GARCÍA, J.A., CORTÉS, B., BALLESTEROS-CÁNOVAS, J.A., OLCINA, J. Improvement of resilience of urban areas by integrating social perception in flash-flood risk management. **Journal of Hydrology**. 541, 665–676. 2016.

BOZZI, S. *et al.* Roughness and discharge uncertainty in 1D water level calculations. **Environment Modelling Assessment**, v. 20, p.343-353, 2015.

BRUBACHER, J. P; OLIVEIRA, G. G; GUASSELLI, L. A; Quevedo, R. P; Sirângelo, F. **Suscetibilidade a inundações no município de Encantado/RS.** Anais XVII Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto - SBSR, João Pessoa-PB, Brasil, abril. 2015, INPE. Disponível em <http://www.dsr.inpe.br/sbsr2015/files/p0661.pdf>. Acesso em: 12 de abril de 2016.

CABRAL, S. L.; SAKURAGI, J.; SILVEIRA, C. S. Incertezas e erros na estimativa de vazões usando modelagem hidrológica e precipitação por RADAR. **Rev. Ambient. Água, Taubaté**, v. 12, n. 1, p. 57-70, Fev. 2017 . Disponível em: [http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S1980-993X2017000100057&lng=en&nrm=iso](http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1980-993X2017000100057&lng=en&nrm=iso). Acesso em: 27 abril 2017.

CASTRO, A. L. C.; CALHEIROS, L. B.; CUNHA, M. I. R.; BRINGEL M. L. N. **Manual de Desastres: desastres naturais.** Brasília: Ministério da Integração Nacional. 2007

CENTRE FOR RESEARCH ON THE EPIDEMIOLOGY OF DISASTERS, CRED.EM-DAT. **The OFDA/CRED International Disaster Database.** CRED 2014. Université Catholique de Louvain –Brussels –Belgium. Disponível em <http://www.emdat.be/>. Acesso em: 22 julho 2016.

CHAVES, H. M. L., ROSA, J. W. C., VADAS, R. G., OLIVEIRA, R. V. T. Regionalização de Vazões Mínimas em Bacias Através de Interpolação em Sistemas de Informações Geográfica. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v.7, n. 3, p. 43-51, 2002.

COOK, A.; MERWADE, V. Effect of topographic data, geometric configuration and modeling approach on flood inundation mapping. **Journal of Hydrology**, v.377, p. 131-142, 2009.

CRUZ, J. C. **Disponibilidade hídrica para outorga: avaliação de aspectos técnicos e conceituais**. Tese (Doutorado em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: UFRGS, 2001.

DAI, L.; WANG, J.; RIZOS, C.; HAN, S. Predicting atmospheric biases for real-time ambiguity resolution in GPS/GLONASS reference station networks. **Journal of Geodesy**, Berlin v. 76 nº11/12, p.617-628, 2003.

DECIAN, V. **Análise e Zoneamento Ambiental da área de proteção ambiental dos Rios Ligeirinho e Leãozinho (Erechim, RS)**. Tese de Doutorado. Centro de Ciências Biológicas e da Saúde. Programa de pós-graduação em Ecologia e Recursos Naturais. Universidade Federal de São Carlos. São Carlos – SP. 2012.

DIMITRIADIS, P., TEGOS, A., OIKONOMOU, A., PAGANA, V., KOUKOUVINOS, A., MAMASSIS, N., EFSTRATIADIS, A. (2016). Comparative evaluation of 1D and quasi-2D hydraulic models based on benchmark and real-world applications for uncertainty assessment in flood mapping. **Journal of Hydrology**, 534, 478–492, 2016. <http://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2016.01.020>

ELETROBRÁS - Centrais Elétricas Brasileiras S.A. **Metodologia para regionalização de vazões**. Rio de Janeiro, v.2, 1985.

ELETROBRÁS – Centrais Hidrelétricas Brasileiras S.A. **Metodologia para regionalização de vazões**. Rio de Janeiro. 202 p., 1985a.

FRANCO, J. L. **Aspectos Computacionais da Modelagem Bidimensional do Escoamento Superficial em Bacias Hidrográficas**. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo. São Carlos. 1997.

Fernandez, P., Mourato, S. & Moreira, M. **Comparação dos modelos hec-ras e IISFLOOD-FP na delimitação de zonas inundáveis**. Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos, 34(1): 2013, p. 109-120.

FERREIRA, P. A.; EUCLYDES, H. P. **Recursos hídricos e tecnologia necessária aos projetos hidroagrícolas: bacia do Paracatu**. Viçosa, MG: UFV/DEA, 200 p. 1997.

FERREIRA, ALEXANDRE MORENO RICHWIN et al. Utilização de aeronaves remotamente pilotadas para extração de mosaico georreferenciado multiespectral e

modelo digital de elevação de altíssima resolução espacial. **Simpósio Brasileiro De Sensoriamento Remoto**, v. 16, p. 9308-9315, 2013.

FILL, H. H. Informações hidrológicas. In: **Modelos para gerenciamento de recursos hídricos**. São Paulo: Nobel/ABRH, 1987. (Coleção ABRH de Recursos hídricos).

FLO-2D ENGINEERING INC. **Reference Manual**. Version 2009. 63p., 2009.

FLO-2D Software, INC. **Welcome to FLO-2D Software**. Disponível em <<https://www.flo-2d.com/>>. Acesso em: 02 de fevereiro de 2017.

GARCIA, R, J.L. LÓPEZ, M. NOYA, M.E. Bello, M.T. BELLO, N. GONZÁLEZ, G. PAREDES, M.I. Vivas & J.S. O'Brien, 2003. "Hazard mapping for debris flow events in the alluvial fans of northern Venezuela." **Third International Conference on Debris Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction and Assessment**. Davos, Switzerland. Setembro. 2012.

GARROTE, J., ALVARENGA, F. M., DÍEZ-HERRERO, A. Quantification of flash flood economic risk using ultra-detailed stage-damage functions and 2-D hydraulic models. **Journal of Hydrology**. Elsevier. 2016.

HABERT, J., RICCI, S., LE PAPE, E., THUAL, O., PIACENTINI, A., GOUTAL, N., JONVILLE, G. Reduction of the uncertainties in the water level-discharge relation of a 1D hydraulic model in the context of operational flood forecasting. **Journal of Hydrology**. Elsevier. 2016.

HENDERSON, F. M., 1966. Open Channel Flow. MacMillan Publishing Co., Inc., NY, NY.

HORRITT, M.S.; Bates, P.D. - "Evaluation of 1-D and 2-D numerical models for predicting river flood inundation". **Journal of Hydrology**, 268, pp.87-99. 2002.

HORRITT, M.S.; Bates, P.D.. Effects of spatial resolution on a *raster* based model of flood flow. **Journal of Hydrology**, 253(1-4), 239-249. 2001.

IBGE. **Cidades - Getúlio Vargas - RS**. Disponível em: <<http://www.cidades.ibge.gov.br/v3/cidades/municipio/4308904>>. Acesso em: 01 fev. 2017.

IBIAPINA, A. V. et al. Evolução da hidrometria no Brasil. In: FREITAS, M.A.V. (Org). **O estado das águas no Brasil**. Brasília, DF: ANEEL, SIH; MMA, SRH; MME, 1999.

IBER. **Hydraulic Reference Manual**. Disponível em: <<http://iberaula.es/modelo-iber/descarga>>. Acesso em: 15 ago. 2017.

KAPUR, K. C.; LAMBERSON, L. R. **Reliability in Engineering Design**. John Wiley & Sons, New York, USA, 1977.

KOBIYAMA, M.; MENDONÇA, M.; MORENO, D.A.; MARCELINO, I.P.V.O.; MARCELINO, E.V.; GONÇALVES, E.F.; BRAZETTI, L.L.P.; GOERL, R.F.; MOLLERI,

G.; RUDORFF, F. **Prevenção de desastres naturais: Conceitos básicos**. Curitiba: Organic Trading. 109 p., 2006.

LEMOS, A. F. **Avaliação de metodologias de regionalização de vazões mínimas de referência para a bacia do rio São Francisco, à montante do reservatório de Três Marias**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 85 p., 2006.

MESSNER, F., PENNING-ROUSELL, E.C., GREEN, C., MEYER, V., TUNSTALL, S.M., VAN DER VEEN, A. Evaluating Flood Damages: **Guidance and Recommendations on Principles and Methods**. FLOODsite, Report No. T09-06-01. 2007.

MERWADE, V. **Tutorial on using HEC - GeoRAS with ArcGIS 10.x and HEC - RAS Modeling**. West Lafayette, School of Civil Engineering, Purdue University. 2012, 38 p.

MONTEIRO, L. R.; KOBAYAMA, M.; **Proposta de metodologia de mapeamento de perigo de inundação**. REGA – Vol. 10, no. 2, p. 13-25, jul./dez. 2013.

MULUNGO, H. M. **Estudo de inundação na bacia do campus da UFSC, Florianópolis-SC**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina Florianópolis, SC. 163p. 2012.

MUNOZ V. A.; VALERIANO M. M. **Mapeamento de planícies inundáveis a partir de MDE e avaliação da exposição à inundação na bacia do rio Itajaí**. Anais XVII Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto - SBSR, João Pessoa-PB, Brasil, 25 a 29 de abril de 2015, INPE. Disponível em <<http://www.dsr.inpe.br/sbsr2015/files/p0661.pdf>>. Acesso em: 10 outubro. 2016.

Nania, L. S. & Molero, E. **Manual básico de HEC-RAS 3.1.3 y HEC-GeoRAS 3.1.1**. Granada, Universidad de Granada, 2007, 59 p.

NETO, M. S. **Topografia com Drones: A evolução tecnológica**, 10 dez. 2014. Disponível em: <http://blog.droneng.com.br/topografia-com-drones/>. Acesso em: 09 agosto. 2017

OLIVEIRA, L. C. K. **Papel do monitoramento e da previsão de vazões no gerenciamento de bacias hidrográficas**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ. 177p. 2003.

OWENS J. D., LUEBKE D., GOVINDARAJU N., HARRIS M., KRUGER J., LEFOHN A. E. e PURCELL T. J. **A survey of general-purpose computation on graphics hardware**. Computer Graphics Forum, 26(1):80–113. 2007.

OCHOA, Santiago et al. Modelación hidrodinámica del tramo medio del río Ctalamochita, Provincia de Córdoba. **Revistafacultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales**, Córdoba, v. 2, n. 3, p.95-101, 30 set. 2016.

PAPPENBERGER, F. et al. Uncertainty in the calibration of effective roughness parameters in HEC-RAS using inundation and downstream level observations. **Journal of Hydrology**, v. 302, p. 46-49. 2005.

PEREIRA, G. C. **Geoprocessamento e Urbanismo**. Tese (Doutorado) – Instituto de Geociências e Ciências exatas. Universidade Estadual Paulista, Rio Claro. 2002.

PREVENE. **Contribution to “Natural” Disaster Prevention in Venezuela**. Cooperation: Venezuela – Switzerland – PNUD. 2001.

REIS, P. A. ; SCHMIDT, M. A. R. HEC-RAS and GRASS Evaluation Models in Identifying Areas Vulnerable to Flooding in Urban Areas. **Anuário do Instituto de Geociências - Ufrj**, [s.l.], v. 40, n. 1, p.115-126, 28 abr. 2017. Instituto de Geociências - UFRJ. [http://dx.doi.org/10.11137/2017\\_1\\_115\\_126](http://dx.doi.org/10.11137/2017_1_115_126).

RODRIGUEZ, R. G. **Proposta conceitual para a regionalização de vazões**. Tese (Doutorado em Engenharia Agrícola na Universidade Federal de Viçosa. Viçosa: UFV, 2008

SEGURA-BELTRÁN, F., SANCHIS-IBOR, C., MORALES-HERNÁNDEZ, M., GONZÁLEZ-SANCHIS, M., BUSSI, G., & ORTIZ, E. (2016). Using post-flood surveys and geomorphologic mapping to evaluate hydrological and hydraulic models: The flash flood of the Girona River (Spain). **Journal of Hydrology**. 2007.

SILVA, C. A. AVALIAÇÃO DA ACURÁCIA DO CÁLCULO DE VOLUME DE PILHAS DE REJEITO UTILIZANDO VANT, GNSS E Lidar. **Boletim de Ciências Geodésicas**, v. 22, n. 1, 2016.

SILVA JÚNIOR, O. B. et al. **Extrapolação Espacial na Regionalização da Vazão**. Revista Brasileira de Recursos Hídricos. Porto Alegre, v. 8, n. 1, p. 21-37, 2003.

SILVA, T. C. Mapeamento **das manchas de inundação para a cidade de Matias Barbosa - MG**. (s.l.) Universidade Federal de Juiz de Fora, 2016.

SOUSA, H.T. **Sistema computacional para Regionalização de Vazões – SisCoRV 1.0**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Agrícola. Viçosa: UFV, 2009.

SOUZA, G. ANÁLISE DE VIABILIDADE DO USO DE VANT PARA MAPEAMENTOS TOPOGRÁFICO E DE COBERTURA E USO DA TERRA. Monografia. (Bacharel em Engenharia Cartográfica) Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre – RS. 94 f. 2015.

SZE, TIEN LIM; et al. High Resolution DEM Generation Using Smal Drone for Interferometry SAR. **Proceeding of the 2015 International Conference on Space Science and Communication (IconSpace)**. Langkawi, Malaysia. 2015. 4p.

STEPHENSON, D. **Integrated flood plain management strategy for the Vaal**. *Urban Water*, 4, pp. 425-430. 2002.

TRIBUNA MIX. **Enchente provoca estragos em Getúlio Vargas**, Disponível em: <http://tribunamix.com.br/noticia/72117/enchenteprovocaestragosemgetuliovargas>  
Acesso em: 19 outubro. 2016.

TUCCI, C. E. M. **Regionalização de vazões**. Porto Alegre: Ed. Universidade: UFRGS, 256 p. 2002.

TUCCI, C. E. M., BERTONI J. C. (Org.) **Inundações Urbanas na América do Sul**. Porto Alegre: Universidade/UFRGS/Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 2003.

TUCCI, C. E. M. **Gestão de Águas Pluviais Urbanas**. 4. Ed. Brasília: Ministério das Cidades, 194p. 2005.

TUCCI, C. E. M. **Inundações Urbanas**. 1ª Ed, Porto Alegre: ABRH/RHAMA, 393p., 2007.

TUCCI, C. E. M. **Hidrologia: ciência e aplicação**. 4 ed. Porto Alegre: UFRGS/ABRH, 2009.

USACE – U.S. Army Corps of Engineers – HEC-RAS River Analysis System: **HEC-RAS 5.0 Reference Manual**, U.S. Army Corps of Engineering Center. Davis, CA, 547p. 2016.

WITT, E. C. Evaluation of the U.S. Geological Survey standard elevation products in a two-dimensional hydraulic modeling application for a low relief coastal floodplain. **Journal of Hydrology**, 531, 759-767. 2015.

ZENG, X., WU, J., WANG, D., ZHU, X., & LONG, Y. Assessing Bayesian model averaging uncertainty of groundwater modeling based on information entropy method. **Journal of Hydrology**, 538, 689-704. 2016.

## ANEXO A-TABELA DOS COEFICIENTES DE MANNING EXTRAÍDA DO MANUAL DO HEC-RAS

| Type of Channel and Description   | Minimum | Normal | Maximum |
|---|---------|--------|---------|
| <i>A. Natural Streams</i>   |         |        |         |
| <b>1. Main Channels</b>   |         |        |         |
| a. Clean, straight, full, no rifts or deep pools                                      |         |        |         |
| b. Same as above, but more stones and weeds   | 0.025   | 0.030  | 0.033   |
| c. Clean, winding, some pools and shoals  | 0.030   | 0.035  | 0.040   |
| d. Same as above, but some weeds and stones   | 0.033   | 0.040  | 0.045   |
| e. Same as above, lower stages, more ineffective slopes and sections                  | 0.035   | 0.045  | 0.050   |
| f. Same as "d" but more stones  | 0.040   | 0.048  | 0.055   |
| g. Sluggish reaches, weedy, deep pools  | 0.045   | 0.050  | 0.060   |
| h. Very weedy reaches, deep pools, or floodways with heavy stands of timber and brush | 0.050   | 0.070  | 0.080   |
|   | 0.070   | 0.100  | 0.150   |
| <b>2. Flood Plains</b>  |         |        |         |
| a. Pasture no brush   |         |        |         |
| 1. Short grass  | 0.025   | 0.030  | 0.035   |
| 2. High grass   | 0.030   | 0.035  | 0.050   |
| b. Cultivated areas   |         |        |         |
| 1. No crop  | 0.020   | 0.030  | 0.040   |
| 2. Mature row crops   | 0.025   | 0.035  | 0.045   |
| 3. Mature field crops   | 0.030   | 0.040  | 0.050   |
| c. Brush  |         |        |         |
| 1. Scattered brush, heavy weeds   | 0.035   | 0.050  | 0.070   |
| 2. Light brush and trees, in winter   | 0.035   | 0.050  | 0.060   |
| 3. Light brush and trees, in summer   | 0.040   | 0.060  | 0.080   |
| 4. Medium to dense brush, in winter   | 0.045   | 0.070  | 0.110   |
| 5. Medium to dense brush, in summer   | 0.070   | 0.100  | 0.160   |
| d. Trees  |         |        |         |
| 1. Cleared land with tree stumps, no sprouts  | 0.030   | 0.040  | 0.050   |
| 2. Same as above, but heavy sprouts   | 0.050   | 0.060  | 0.080   |
| 3. Heavy stand of timber, few down trees, little undergrowth, flow below branches     | 0.080   | 0.100  | 0.120   |
| 4. Same as above, but with flow into branches   | 0.100   | 0.120  | 0.160   |
| 5. Dense willows, summer, straight  | 0.110   | 0.150  | 0.200   |