



**UNIVERSIDADE FEDERAL DA FRONTEIRA SUL**  
**CAMPUS ERECHIM**  
**ENGENHARIA AMBIENTAL E SANITÁRIA**

**JOSIANE BAMPI**

**MODELAGEM HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA APLICADAS À PREVENÇÃO E  
MITIGAÇÃO DE INUNDAÇÕES URBANAS: PROJETO DE MACRODRENAGEM  
PARA A CIDADE DE GETÚLIO VARGAS - RS**

**ERECHIM**

**2021**

**JOSIANE BAMPI**

**MODELAGEM HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA APLICADAS À PREVENÇÃO E  
MITIGAÇÃO DE INUNDAÇÕES URBANAS: PROJETO DE MACRODRENAGEM  
PARA A CIDADE DE GETÚLIO VARGAS**

Trabalho de conclusão de curso apresentado na  
Universidade Federal da Fronteira Sul – UFFS  
como requisito para obtenção do título de  
Bacharel em Engenharia Ambiental e Sanitária.  
Orientador: Prof. Dr. Roberto Valmir da Silva

ERECHIM

2021

## **Bibliotecas da Universidade Federal da Fronteira Sul - UFFS**

Bampi, Josiane

Modelagem hidrológica e hidráulica aplicadas à prevenção e mitigação de inundações urbanas: Projeto de macrodrenagem para a cidade de Getúlio Vargas - RS / Josiane Bampi. -- 2021.

77 f.:il.

Orientador: Dr. Roberto Valmir da Silva

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Universidade Federal da Fronteira Sul, Curso de Bacharelado em Engenharia Ambiental e Sanitária, Erechim, RS, 2021.

1. Inundações. 2. Drenagem Urbana. 3. Modelo hidrodinâmico 2D. 4. Modelo hidrológico. I. Silva, Roberto Valmir da, orient. II. Universidade Federal da Fronteira Sul. III. Título.

**JOSIANE BAMPI**

**MODELAGEM HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA APLICADAS À PREVENÇÃO E MITIGAÇÃO DE INUNDAÇÕES URBANAS: PROJETO DE MACRODRENAGEM PARA A CIDADE DE GETÚLIO VARGAS**

Trabalho de conclusão de curso de graduação apresentado como requisito para obtenção de grau de Bacharel em Engenharia Ambiental e Sanitária da Universidade Federal da Fronteira Sul.

Este trabalho de conclusão de curso foi defendido e aprovado pela banca em: 18/05/2021

BANCA EXAMINADORA



---

Prof. Dr. Roberto Valmir da Silva – UFFS  
Orientador

---

Prof. Dr. Paulo Afonso Hartmann – UFFS

---

Prof. Dr. José Mario Vicensi Grzybowski – UFFS

## AGRADECIMENTOS

Agradeço ao orientador deste trabalho, Prof. Dr. Roberto Valmir da Silva, pelo tempo, disposição, paciência e por todos os conhecimentos compartilhados no andamento deste estudo.

Agradeço ao Prof. Me. Pedro Eugênio Gomes Boehl, pelas considerações e sugestões técnicas sobre estabilização de estruturas, que complementam este trabalho.

Agradeço ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pela bolsa concedida para o fomento deste projeto.

Agradeço a todo o corpo docente do curso de Engenharia Ambiental e Sanitária e ao corpo técnico da Universidade Federal da Fronteira Sul, *campus* Erechim, pelas contribuições à minha formação acadêmica e pessoal.

Às amigas formadas durante a graduação, pelo constante incentivo mútuo nos momentos de dificuldade e pela presença nos momentos felizes.

E agradeço imensamente à minha família por todo o suporte, apoio e compreensão durante o período de graduação.

“São as perguntas que não sabemos responder que mais nos ensinam. Elas nos ensinam a pensar. Se você dá uma resposta a um homem, tudo o que ele ganha é um fato qualquer. Mas, se você lhe der uma pergunta, ele procurará suas próprias respostas”.

(ROTHFUSS, 2011)

## RESUMO

Eventos de precipitações intensas são responsáveis por inundações nas malhas urbanas, que por sua vez geram graves danos econômicos, sociais e estruturais. Através de modelos matemáticos hidrológicos e hidrodinâmicos, essas inundações são simuladas e previstas, possibilitando a quantificação de seus impactos e a simulação de medidas estruturais mitigadoras, como por exemplo as bacias de retenção de cheias. Este trabalho teve como objetivo demonstrar o impacto de uma bacia de retenção e uma barreira de contenção na inundação de uma área urbana. Para tanto, foi realizada a caracterização da bacia local do rio Abaúna, da cidade de Getúlio Vargas, através de métodos hidrológicos para a descrição do processo chuva-vazão, disponíveis no *software* HEC-HMS. Os hidrogramas gerados tiveram por base chuvas extremas para tempos de retorno entre 5, 10, 25, 50 e 100 anos. O modelo hidrodinâmico bidimensional, descreveu os padrões de fluxo do escoamento superficial, em regime não permanente. O modelo, desenvolvido dentro do *software* HEC-RAS, simulou o comportamento das manchas de inundações antes e depois da implantação de uma bacia de retenção e uma barreira de contenção. Um modelo digital topográfico de alta resolução (0,34 m) foi usado, construído por mapeamento fotográfico, através de um veículo aéreo não tripulado (VANT). As chuvas intensas modeladas para os tempos de retorno de 5, 10 e 25 anos, não geraram respostas de inundação na malha computacional modelada. Os tempos de retorno de 50 e 100 anos causaram inundações capazes de afetar diretamente de 86 a 124 imóveis. A bacia de retenção proposta levou ao retardo da onda de cheia em 50 min e 30 min, para os tempos de retorno de 50 e 100 anos. Além do atraso, para os mesmos tempos de simulação houve reduções de até 3,45 m nas alturas de inundação. Para o tempo de 50 anos, houve uma queda de 19,54 % de imóveis atingidos por alagamentos.

**Palavras-chave:** Modelo chuva-vazão; modelo hidrodinâmico bidimensional; MDE; inundações; VANT.

## ABSTRACT

Intense precipitation events are responsible for floods in urban networks, which in turn generate severe economic, social, and structural damages. These floods are simulated and predicted employing hydrological and hydrodynamic mathematical models, thus enabling the quantification of flood impacts. Moreover, such models allow the simulation of mitigating structural measures, such as flood detention basins. This work demonstrates a flood detention basin and containment barrier impacts on an urban area. Towards that end, it was carried out a characterization of Abaúna River watershed, in the city of Getúlio Vargas, the Rio Grande do Sul state, Brazil, by means of the usage of hydrological methods, available in the HEC-HMS software, for the description of the rainfall-runoff process. The generated hydrographs were based on extreme rainfalls for the return periods of 5, 10, 25, 50, and 100 years. The two-dimensional hydrodynamic model described the surface flow patterns in a non-permanent regime. The model, available within the HEC-RAS software, simulated the behavior of flood spots before and after the implantation of a detention basin and a containment barrier. A digital elevation model of high resolution (0.34 m), built by photographic mapping, captured by an uncrewed aerial vehicle (UAV) was used to define the urban area. The intense rainfall modeled for the return periods of 5, 10, and 25 years generated no flood responses in the modeled computational grid. The return periods of 50 and 100 years caused floods, possibly affecting 86 to 124 properties. The proposed detention basin led to a delay of the flood wave of 50 and 30 min, for the return periods of 50 and 100 years, respectively. In addition, for the exact simulation times, there were reductions of up to 3.45 m in the flooding levels. For the return period of 50 years, there was a decrease of 19.54% of properties affected by floods.

**Keywords:** Rainfall-Runoff model; two-dimensional hydrodynamic model; DEM; floods; UAV.

## LISTA DE FIGURAS

|   |    |
|---|----|
| Figura 1 - Hidrograma unitário do SCS – triangular e curvilíneo .....   | 19 |
| Figura 2 - Vazões máximas em vários tipos de cobertura .....  | 19 |
| Figura 3 - Exutório (ponto em vermelho) e trecho em estudo do Rio Abaúna dentro da malha urbana de Getúlio Vargas .....                         | 28 |
| Figura 4 - Rede de fluxo de escoamento gerada a partir do MDE (ALOS PALSAR). Pontos em vermelho indicam os exutórios ao longo do trecho. ....   | 29 |
| Figura 6 - Mosaico de valores de CN para a bacia hidrográfica de estudo, com base nos tipos de ocupação e de solos das sub-bacias.....          | 33 |
| Figura 5 - Malha computacional e Break Lines (linhas em verde), associada ao MDE (SARTORI, 2018).....   | 38 |
| Figura 6 - Condições de contorno adotadas para modelo hidrodinâmico, externas e internas à malha computacional 2D.....                          | 39 |
| Figura 7 - Trecho total do rio Abaúna em estudo sobre o MDE desenvolvido por Sartori (2018), com exutórios das sub-bacias de contribuição ..... | 40 |
| Figura 8 - Localização das intervenções proposta para o projeto de macrodrenagem .....  | 42 |
| Figura 11 - Profundidade do escoamento (m) máximo, para o tempo de retorno de 25 anos .   | 47 |
| Figura 12 - Profundidade do escoamento (m) máxima, para o tempo de retorno de 50 anos..   | 48 |
| Figura 13 - Profundidade do escoamento (m) máximo, para o tempo de retorno de 100 anos  | 49 |
| Figura 14 - Mapeamento do comportamento geral do número de Froude durante a inundação do tempo de retorno de 50 anos.....                       | 50 |
| Figura 15 - Mancha de inundação máxima atingida para o tempo de retorno de 50 anos, após intervenções.....                                      | 54 |
| Figura 16 - Porcentagem de redução de alturas d'água, provocadas por chuvas intensas com tempo de retorno de 50 anos.....                       | 55 |
| Figura 17 - Mancha de inundação máxima atingida para o tempo de retorno de 100 anos, após intervenções.....                                     | 56 |
| Figura 18 - Porcentagem de redução de alturas d'água, provocadas por chuvas intensas com tempo de retorno de 100 anos.....                      | 57 |

## LISTA DE ABREVIATURAS

1D – Unidimensional

2D – Bidimensional

ANA – Agência Nacional de Águas

BDGEX - Banco de Dados Geográficos do Exército

CN – *Curve Number*

CPRM – Serviço Geológico do Brasil

DSG – Diretoria de Serviço Geográfico

FEPAM – Fundação Estadual de Proteção Ambiental Henrique Luiz Roessler

Fr – Número de Froude

GIS – *Geographic Information System*

HEC – *Hydrologic Engineering Center*

HMS – *Hydrologic Modeling System*

HUS – Hidrograma Unitário Sintético

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

IDF – Intensidade-Duração-Frequência

INMET – Instituto Nacional de Meteorologia

IRGA – Instituto Rio Grandense do Arroz

LAPEGE – Laboratório de Pesquisa em Geografia Física

MDE – Modelo Digital de Elevação

Pe – Precipitação efetiva

PLANSAB – Plano Nacional de Saneamento Básico

RAS – *River Analysis System*

RIGEO – Repositório Institucional de Geociências

SCS – *Soil Conservation Service*

SCP – *Semi-Automatic Classification Plugin*

SIG – Sistema de Informação Geográfica

SIRGAS – Sistema de Referência Geocêntrico para as Américas

SNIRH – Sistema Nacional de Informações sobre Recursos Hídricos

Tc – Tempo de concentração

UEL – Universidade Estadual de Londrina

USDA – *U. S. Department of Agriculture*

VANT – Veículo Aéreo Não Tripulado

## SUMÁRIO

|   |           |
|---|-----------|
| <b>1 INTRODUÇÃO.....</b>  | <b>14</b> |
| <b>2 OBJETIVO.....</b>  | <b>16</b> |
| 2.1 GERAL .....   | 16        |
| 2.2 ESPECÍFICO .....  | 16        |
| <b>3 REFERENCIAL TEÓRICO .....</b>  | <b>17</b> |
| 3.1 MODELAGEM HIDROLÓGICA .....   | 17        |
| 3.2 MODELAGEM HIDRÁULICA .....  | 20        |
| 3.3 SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA .....   | 20        |
| <b>4 METODOLOGIA .....</b>  | <b>22</b> |
| 4.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO .....                                    | 22        |
| <b>4.1.1 Hidrografia .....</b>  | <b>22</b> |
| <b>4.1.2 Geologia e pedologia.....</b>  | <b>23</b> |
| <b>4.1.3 Topografia .....</b>   | <b>23</b> |
| <b>4.1.4 Climatologia .....</b>   | <b>24</b> |
| <b>4.1.5 Uso e ocupação do solo .....</b>                                     | <b>25</b> |
| 4.2 MODELAGEM HIDROLÓGICA .....   | 27        |
| <b>4.2.1 Delineamento e fisiografia da bacia hidrográfica de estudo .....</b> | <b>27</b> |
| <b>4.2.2 Modelo meteorológico .....</b>                                       | <b>31</b> |
| <b>4.2.3 Precipitação efetiva (<i>Pe</i>).....</b>                            | <b>32</b> |
| <b>4.2.4 Modelo Chuva-Vazão .....</b>   | <b>35</b> |
| 4.3 MODELO HIDRODINÂMICO .....  | 37        |
| <b>4.3.1 Modelo bidimensional .....</b>                                       | <b>37</b> |
| 4.3.1.1 Malha computacional 2D .....  | 37        |
| 4.3.1.2 Coeficiente de Manning ( <i>n</i> ).....                              | 38        |
| 4.3.1.3 Condições de contorno.....  | 38        |
| <b>4.3.2 Modelo combinado 1D/2D.....</b>                                      | <b>40</b> |
| 4.4 PROJETO DE MACRODRENAGEM.....   | 41        |
| <b>4.4.1 Critérios de escolha da área de intervenção .....</b>                | <b>41</b> |

|  |           |
|--|-----------|
| 4.4.2 Modificação do terreno para implantação das intervenções ..... | 42        |
| 4.4.3 Avaliação da resposta da bacia ao projeto proposto .....       | 42        |
| <b>5 RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>                               | <b>44</b> |
| 5.1 MODELO HIDRODINÂMICO .....                                       | 44        |
| 5.1.1 Modelo combinado 1D/2D .....                                   | 44        |
| 5.1.2 Modelo bidimensional .....                                     | 45        |
| 5.4 PROJETO DE MACRODRENAGEM .....                                   | 50        |
| 5.4.1 Estrutura das intervenções propostas .....                     | 51        |
| 5.4.2 Modelo de comportamento do sistema de macrodrenagem .....      | 52        |
| 5.4.3 Custo de projeto x Prejuízos das inundações .....              | 58        |
| <b>6 CONCLUSÃO .....</b>   | <b>60</b> |
| <b>REFERÊNCIAS .....</b>   | <b>62</b> |
| <b>APÊNDICE A – PRODUTOS CARTOGRÁFICO .....</b>                      | <b>67</b> |
| <b>APÊNDICE B – HIDROGRAMAS DE PROJETO .....</b>                     | <b>73</b> |

## 1 INTRODUÇÃO

Historicamente, o estabelecimento das comunidades humanas e a sua expansão deu-se preferencialmente às margens de mananciais hídricos, dado que apresentam características favoráveis à habitação. Como exemplo dessas condicionantes, pode-se citar o relevo de planícies, a disponibilidade de água para o consumo humano e para a dessedentação animal. Estas regiões ainda permitiram o desenvolvimento do comércio pelo transporte hidroviário (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2015).

Entretanto, as mesmas atividades humanas que propiciam o progresso nas áreas urbanas, também são instrumentos capazes de gerar grandes mudanças no meio físico. A natureza destas intervenções altera a forma de uso e ocupação do solo e modifica a funcionalidade do ciclo hidrológico (MIGUEZ; VERÓL; REZENDE, 2015). Essas mudanças estão associadas à alta impermeabilização do solo, à redução dos índices de evapotranspiração e à predominância de escoamentos superficiais, diferenciados pela rápida condução dos volumes precipitados de água (SCALENGHE; MARSAN, 2009; VERBEIREN et al., 2013).

Como agravante, geralmente o que se observa em países em desenvolvimento é uma expansão urbana com um planejamento deficiente e com escassos investimentos em infraestruturas de controle (BRASIL, 2013; TUCCI, 2008). Uma das principais consequências deste conjunto de fatores são as inundações, que ocorrem em eventos de precipitações intensas, que frente às atuais mudanças climáticas tendem a aumentar em frequência e intensidade (IPCC, 2018).

As inundações são fontes de vários danos de ordem econômica e social. De forma geral, existem perdas associadas às moradias, à saúde pública, ao comércio e a falta de circulação de produtos e serviços (CANHOLI, 2014). Associado a isso, as inundações também atuam de modo a reduzir o crescimento das cidades, visto que aumentam os custos dos empreendimentos instalados (HADDAD; TEIXEIRA, 2013). Socialmente, elas geram o empobrecimento progressivo da população frequentemente atingida (FILHO et al., 2011).

Segundo o Plano Nacional de Saneamento Básico – PLANSAB (BRASIL, 2013), cerca de 94 % de todos os municípios brasileiros passaram por algum episódio de inundação, dentro de um período de 6 anos (2002 a 2008). Esse documento ainda afirma que, na região sul do Brasil, 43 % dos municípios relataram problemas decorrentes de eventos de enchentes e inundações.

Dentro destas estatísticas encontra-se o município de Getúlio Vargas, localizado na região fisiográfica do Alto Uruguai, ao norte do estado do Rio Grande do Sul. A cidade sofre

constantemente com as inundações do Rio Abaúna. Podem ser citados os eventos registrados em maio de 2017, em outubro de 2016, com reconhecimento de estado de emergência, e em junho de 2014 (OINFORMATIVODOVALE, 2014; G1, 2016; REGIONAL, 2017). Segundo o Diagnóstico de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais Urbanas, para o ano de 2019, o município possuía, de 1,1 a 10,0 % dos seus domicílios em situação de risco de inundação (BRASIL, 2020).

A partir do monitoramento e disponibilização de dados hidrológicos, o uso de modelos matemáticos se torna viável para a descrição, previsão e prevenção desses eventos. A geração de modelos computacionais se justifica, quando se considera que estudos diretos de fenômenos naturais são onerosos e por vezes impraticáveis (SALVADORE; BRONDERS; BATELAAN, 2015).

Para a modelagem dos processos hidrológicos e hidrodinâmicos, dos dados de entrada, o Modelo Digital de Elevação do terreno (MDE) é um dos mais importantes. É a partir dele que são obtidas as direções, os sentidos de fluxo e todo o comportamento dos escoamentos superficiais. Assim, a resposta dos modelos hidráulicos é, em grande parte, sensível à resolução do MDE (PINOS; TIMBE, 2019). Recentemente, o uso de Veículos Aéreos Não Tripulados (VANTs) permitiu que o levantamento topográfico obtivesse produtos de alta resolução, a um baixo custo, o que contribuiu para os estudos deste gênero (SHAAD et al., 2016).

Verifica-se que eventos de inundação oriundos de chuvas intensas podem causar diversos danos nas cidades, tanto à estrutura física quanto aos seus habitantes (HABERT et al., 2016). Portanto, demarcar locais sujeitos à inundação, assim como prover medidas mitigadoras, constituem uma atividade essencial para o planejamento e gerenciamento das áreas urbanas e das bacias hidrográficas.

Desta forma, este projeto tem objetivo geral demonstrar o impacto de uma bacia de retenção e de uma barreira de contenção na inundação de uma área urbana. Este objetivo foi alcançado, por meio da execução de modelagem hidrológica e hidráulica.

## **2 OBJETIVO**

### **2.1 GERAL**

Demonstrar o impacto de uma bacia de detenção e uma barreira de contenção na inundação de uma área urbana.

### **2.2 ESPECÍFICO**

- Avaliar as manchas de inundação, geradas para os tempos de retorno de 5, 10, 25, 50 e 100 anos;

### 3 REFERENCIAL TEÓRICO

As seções que seguem compilam os conhecimentos básicos necessários para uma boa compreensão de todas as facetas do trabalho desenvolvido. O referencial teórico engloba os três grandes temas abordados por este estudo, sendo eles a modelagem hidrológica, a modelagem hidráulica e os sistemas de macrodrenagem.

#### 3.1 MODELAGEM HIDROLÓGICA

O ciclo hidrológico é um fenômeno global de circulação fechada de água, tendo por forças motrizes a energia solar, a gravidade e a rotação terrestre. O estudo destes ciclos tem como unidades básicas de trabalho as bacias hidrográficas. Elas são áreas territoriais, formadas por redes de drenagem que captam precipitações atmosféricas e as direcionam para um único ponto de saída, o exutório (SILVEIRA, 2009).

Os eventos de precipitação e os escoamentos superficiais deles decorrentes são os componentes predominantes de entrada e saída de água em uma bacia. A maneira como um rio principal responde a um evento de precipitação é chamado de processo chuva-vazão. Este depende das características físicas da bacia, como o tipo e o uso do solo, que ditam o comportamento da infiltração, e a distribuição e densidade da rede de drenagem, que governam os fluxos de escoamento (TARBOTON, 2003).

A modelagem de processos hidrológicos geralmente se concentra em representar a dinâmica temporal e espacial da resposta chuva-escoamento (FLETCHER; ANDRIEU; HAMEL, 2013). A geração desses modelos para fins de projeto tem como principal objetivo determinar a vazão de pico associada a um evento de precipitação crítica e a um determinado risco assumido. Assim, todas as chuvas que levem a picos de vazões menores serão conduzidas com segurança pelo sistema projetado (CANHOLI, 2014).

Neste contexto, é fundamental a determinação de hietogramas que caracterizem as precipitações e os volumes de deflúvio da área de estudo. Dentre os métodos para a obtenção desses dados, se destaca o uso das Curvas de Intensidade-Duração-Frequência (IDF). Essas curvas são calculadas com base nos registros históricos de precipitação de uma localidade, pois relacionam para diferentes frequências temporais, a intensidade com a duração de uma precipitação. A frequência temporal também é reconhecida como tempo de retorno. Este é o tempo, dado em anos, relacionado ao risco de uma precipitação ser igualada ou superada (BERTONI; TUCCI, 2009).

O uso dessa metodologia frequentemente esbarra na necessidade de um histórico longo e representativo de observações de chuvas intensas. Na falta de dados locais, podem ser utilizadas curvas IDF de localidades próximas à área de interesse. Entretanto, deve-se ter em mente que o seu uso pode comprometer a confiabilidade dos resultados (CANHOLI, 2014).

Outro parâmetro essencial na geração de um modelo chuva-vazão, é a determinação do tempo de concentração da bacia hidrográfica. Ele está associado ao tempo necessário para a água precipitada no ponto mais distante da bacia se deslocar até a seção principal. Na modelagem da chuva de projeto, se assume que a duração da precipitação não deve ser inferior ao tempo de concentração, já que o modelo deve prever cenários onde todas as áreas da bacia contribuem para o escoamento superficial (TUCCI, 2009a; CANHOLI, 2014).

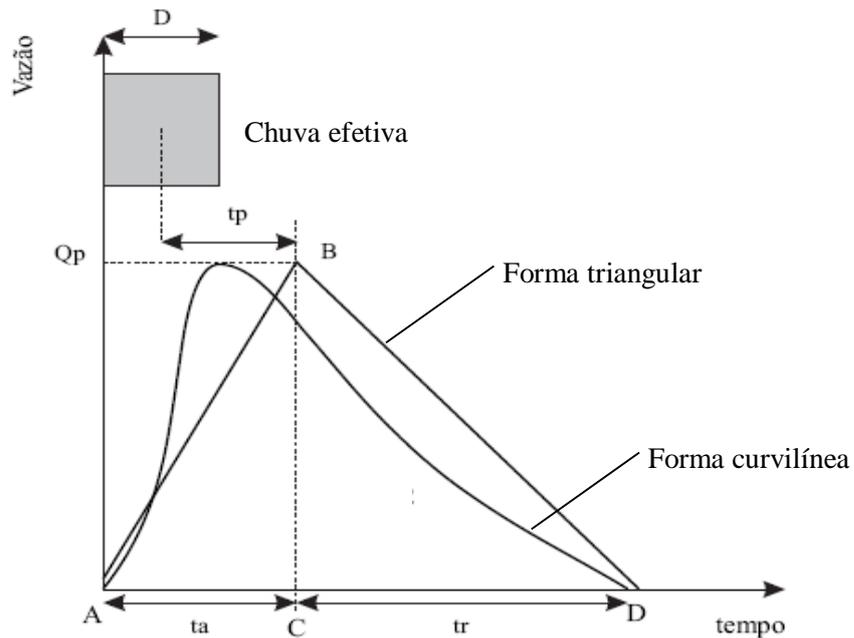
De maneira similar, outro fator determinante para a definição da chuva de projeto é o cálculo das perdas por infiltração. Isso porque, uma vez definidas as perdas por infiltração, chega-se na precipitação que efetivamente contribui para o escoamento superficial. Um dos métodos mais usados para o cálculo das precipitações efetivas foi proposto em 1986, pelo então *Soil Conservation Service (SCS)*, do *U. S. Department of Agriculture (USDA)*, sendo denominado *Curve Number (CN)*.

Este método depende da determinação de um valor de CN, vinculado ao tipo de cobertura do solo e à classificação hidrológica do solo, ambos servindo como indicativos das taxas de infiltração de água. A escala de CN pode variar de 1 a 100, quanto maior o valor de CN de uma bacia, menor a sua capacidade de retenção depois do início de uma precipitação e maiores as vazões de pico (USDA-SCS, 1986).

Para regiões onde não existe o monitoramento de dados de vazão, a conversão de hietograma em um hidrograma, pode ser realizada através da metodologia dos Hidrogramas Unitários Sintéticos (HUS). A partir desse método, é possível determinar o hidrograma gerado pela distribuição de 1 cm de chuva efetiva sobre a área de uma bacia, deste que a duração da chuva seja a mesma que a do hidrograma. Os hidrogramas para outras intensidades de chuva podem ser calculados por proporção, a partir do hidrograma unitário (CANHOLI, 2014).

Existem vários métodos empíricos para a determinação do hidrograma unitário, dentre eles está o Método do SCS, que gera um hidrograma adimensional com formato triangular. O Método do SCS constrói o hidrograma total pela soma de hidrogramas parciais, gerados para cada bloco de chuva excedente com intensidades diferentes e mesmas durações (CANHOLI, 2014). A Figura 1 traz uma representação do hidrograma unitário criado pelo método do SCS.

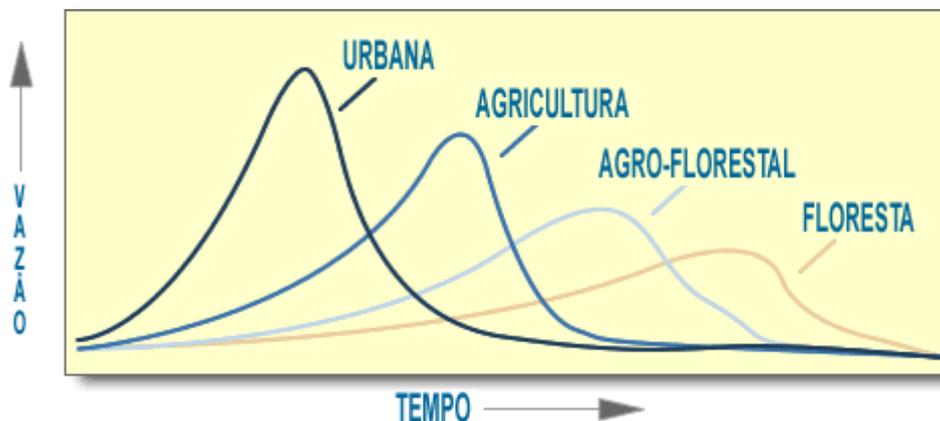
Figura 1 - Hidrograma unitário do SCS – triangular e curvilíneo



Fonte: Adaptado de MELO; LIMA; SILVA, 2007.

No gráfico,  $D$  representa a duração da precipitação efetiva que é igual à do hidrograma unitário,  $tp$  é o tempo para ocorrência do pico,  $ta$  é o tempo ascensão,  $tr$  o tempo de recesso e  $Qp$  é a vazão de pico. Dependendo das características de cobertura da bacia, o hidrograma de resposta ao modelo chuva-vazão pode assumir similaridade com algumas das representações contidas na Figura 2.

Figura 2 - Vazões máximas em vários tipos de cobertura



Fonte: COUTO, 2004.

Bacias urbanas apresentam hidrogramas caracterizados por uma resposta rápida aos eventos de precipitação, com vazões de pico elevadas e pouco distribuídas no tempo. Bacias

com características rurais, quanto mais se aproximam de um sistema florestal, apresentam maior atenuação das vazões de pico, dado que a distribuição dos deflúvios ocorre de forma mais uniforme ao longo do tempo (TUCCI, 2009a).

### 3.2 MODELAGEM HIDRÁULICA

Os escoamentos em rios e canais podem ser modelados hidraulicamente em regime não permanente, onde consideram-se as variações temporais e espaciais nos parâmetros de vazão, profundidade e velocidade. Os escoamentos superficiais podem ser descritos pelas equações de conservação de massa e da quantidade de movimento, por vezes também chamadas de equações de Saint Vénant (TUCCI, 2009b).

Os modelos hidráulicos necessitam da reconstrução da geometria do canal e seus entornos, assim como de condições de contorno capazes de determinar a propagação das ondas de cheia. Eles podem ser utilizados para estimativas de velocidades e profundidades em cursos d'água, além de poderem fornecer informações sobre os padrões de fluxo e extensões de inundação (NAHORNIK et al., 2018; BOMERS; SCHIELEN; HULSCHER, 2019).

Os modelos hidráulicos unidimensionais, não são capazes de calcular as velocidades de escoamentos nas seções transversais e verticais, representando os processos de escoamento longitudinalmente. Os modelos bidimensionais, são usados para simular as velocidades nas seções transversais e longitudinais (TUCCI, 2009b).

Segundo Shaad et al. (2016), modelos hidrodinâmicos 2D, além de serem capazes de fornecer informações sobre o comportamento de escoamentos e inundações, também podem ser aplicados no desenvolvimento e no teste de projetos de intervenção. Entretanto, os autores relatam que um dos fatores que limita o potencial destes modelos é a carência de descrição espaciais detalhadas, capazes de refletir as condições reais do terreno. Atualmente os VANTs são responsáveis pelo desenvolvimento de produtos alternativos de representação topográfica, gerados a um baixo custo e com alta resolução e qualidade.

### 3.3 SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA

As primeiras estruturas hidráulicas urbanas de macrodrenagem baseavam-se na instalação de canais, na retificação de rios e na formação de galerias. Estas obras permitiam um rápido escoamento das vazões provenientes do sistema de microdrenagem, ao ampliar a capacidade de descarga dos rios e canais. Porém, naturalmente não possuem a capacidade de

amortecer ondas de cheia, esta solução apenas transfere de forma rápida volumes para a jusante do rio, onde ainda possuem potencial agressivo ao meio, acarretando erosão e outras inundações (CANHOLI, 2014).

Dentro da drenagem urbana, todas as obras de engenharia com vista na prevenção e/ou na mitigação de eventos de inundação decorrentes de precipitações extremas são chamadas de medidas de controle estruturais. Estas ainda podem ser subclassificadas em medidas extensivas, quando se distribuem pela extensão da bacia de drenagem e intensivas, quando se concentram especificamente em dispositivos hidráulicos de controle de escoamentos (TUCCI, 2005).

Ainda existem as medidas de controle não estrutural. Estas se baseiam na criação de normas ou regulamentos para o uso e ocupação do solo, estabelecendo assim um zoneamento para a melhor organização da malha urbana. Ainda se encaixam como medidas não estruturais a implementação de sistemas de alerta de inundações, assim como as iniciativas de conscientização através da educação ambiental (CANHOLI, 2014). O real controle sobre a mitigação de inundações é obtido pela associação de ambos os tipos de medidas, sendo incluídas nas medidas de engenharia, as de cunho social, econômico e administrativo (TUCCI, 2005).

Atualmente, busca-se a integração da cidade como um todo no sistema de drenagem urbana. Pode-se citar a criação de áreas permeáveis ou bacias de detenção, que ajudam no controle das fontes de poluição difusa e no arraste de sedimentos. Outro exemplo são os pavimentos e passeios públicos com maior porosidade e capacidade de infiltração, a regeneração das calhas dos rios, as suas condições sinuosas naturais e a adoção de canalizações com revestimentos rugosos. Tudo com o intuito de diminuir a energia de escoamento e a amplitude das vazões de pico (CANHOLI, 2014).

## 4 METODOLOGIA

Esta seção é responsável por referenciar as bases de dados utilizadas para a caracterização da área de estudo e aquelas utilizadas como entrada para as modelagens hidrológica e hidrodinâmica. Também caracteriza a área de estudo e descreve os métodos, parâmetros e considerações feitas para o desenvolvimento dos modelos e do projeto de macrodrenagem.

### 4.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

Muitas das informações referentes a localização, hidrografia, pedologia e topografia da área de estudo, foram processadas com auxílio de uma ferramenta de Sistema de Informação Geográfica – SIG (QGIS, versão 3.10.13), em coordenadas geográficas, *datum* SIRGAS 2000/UTM zona 22S. As bases de dados vetoriais e matriciais utilizadas, foram provenientes:

- da Agência Nacional de Águas (ANA, 2020a);
- da Diretoria de Serviço Geográfico (DSG), disponibilizadas através do Banco de Dados Geográficos do Exército (DSG-BDGE, 1975);
- da Fundação Estadual de Proteção Ambiental Henrique Luiz Roessler (FEPAM, 2010);
- do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2020a; IBGE, 2020b);
- do Laboratório de Pesquisa em Geografia Física (LAPEGE), da Universidade Estadual de Londrina (LAPEGE-UDEL, 2019);
- do Repositório Institucional de Geociências (RIGeo), vinculado ao Serviço Geológico do Brasil (RIGEO-CPRM, 2009).

O município de Getúlio Vargas localiza-se na região do Alto Uruguai Gaúcho, distante 338 km da capital, Porto Alegre. Possui uma área territorial de 287,47 km<sup>2</sup> e conta com uma população de 16.184 pessoas, de acordo com as estimativas do IBGE para 2020 (IBGE, 2020b). A localização geográfica, com a identificação de municípios limítrofes e as principais vias de acesso pode ser verificada no Mapa 1. Os Mapas deste trabalho estão dispostos no Apêndice A.

#### 4.1.1 Hidrografia

A área de estudo localiza-se na Região Hidrográfica do Rio Uruguai, dentro da Bacia dos Rios Apuaê-Inhandava, na sub-bacia local do Rio Abaúna. Geograficamente, a sub-bacia em estudo está inserida majoritariamente no município de Getúlio Vargas, porém em menor parte também se localiza dentro dos limites geográficos dos municípios de Estação e Erebango.

Conforme indicado no Mapa 2, a sub-bacia de estudo encontra-se em uma região de cabeceira da Bacia dos Rios Apuaê – Inhandava. Normalmente, estas áreas possuem maiores declividades de terreno, gerando escoamentos com maiores velocidades, quando comparado aos cursos médio e baixo da bacia (TUCCI, 2009c). As inundações geradas nestes casos tendem a ser bruscas, uma vez que a descida do fluxo d'água se dá de forma abrupta e torrencial (UFSC, 2014).

A rede de drenagem dos rios que contribuem para o Rio Abaúna pode ser observada no Mapa 3. Considerando a localização e a pequena área de drenagem da bacia, foi possível inferir de antemão que as vazões médias de ocorrência no Rio Abaúna deveriam ser baixas. De fato, com base nos dados presentes no mapa de águas superficiais do Sistema Nacional de Informações sobre Recursos Hídricos - SNIRH (ANA-SNIRH, 2021), estima-se que a vazão média assumida pelo rio é da ordem de 0,73 m<sup>3</sup>/s, antes da sua confluência com o Rio Piraçucê, que está distante aproximadamente 50,2 km do trecho de estudo.

#### **4.1.2 Geologia e pedologia**

Pertencente a unidade geomorfológica Serra Geral, a localidade possui predominância de rochas do tipo basáltica, em relevos majoritariamente planos. Uma vez localizado na região geomorfológica do Planalto das Araucárias, a área se encontra dentro da matriz florestal ombrófila mista, no bioma da Mata Atlântica (RIGEO-CPRM, 2009; FEPAM, 2010).

Na região são documentados dois tipos de solos. O primeiro, classificado como um Latossolo Vermelho Aluminoférrico Húmico de origem basáltica, que naturalmente possui boa drenagem. A segunda classe, faz referência ao Cambissolo Háptico Eutrófico Típico, originado de sedimentos siltoso-argilosos, caracterizado por uma textura média, considerada mais arenosa (KÄMPF et al., 2008; RIGEO-CPRM, 2009).

#### **4.1.3 Topografia**

A topografia da área de estudo foi avaliada por meio dos Modelos Digitais de Elevação (MDE). Para a execução deste trabalho foram utilizados dois modelos de representação

topográfica do terreno. O primeiro com uma resolução espacial de 12,5 m, obtido através do repositório *Alaska Satellite Facility, SAR Data Center*, e usado para o delineamento da bacia hidrográfica de interesse. Para a área de estudo, foi selecionado o conjunto de dados do satélite ALOS PALSAR FBS, que disponibiliza modelos de elevação de terreno corrigidas com alta resolução (ASF-SAAC, 2020).

O segundo MDE possui uma resolução espacial de 0,34 m, abrangendo especificamente a malha urbana suscetível a inundações da cidade de Getúlio Vargas. Este modelo foi desenvolvido por Sartori (2018), construído através de mapeamento fotográfico por um VANT.

Considerando apenas a bacia local de estudo, a declividade varia de 0 a 65 %, podendo ser majoritariamente classificada como plana a ondulada. Os gradientes de altitudes variam de 642 até 824 m. Ao observar o Mapa 4, é notável que as porções do terreno com declividades menores nas maiores altitudes, possuem o predomínio de solos de origem basáltica. Enquanto nas porções do terreno com maiores declividades, tendendo a menores altitudes, encontra-se o solo de origem sedimentar. A rede de drenagem da bacia propicia o arraste de partículas por erosão, das regiões de maiores altitudes e para as de menores, onde sedimentam.

#### **4.1.4 Climatologia**

A análise climatológica utilizou-se da série histórica de precipitação para a Estação Pluviométrica Convencional de Erebangó, código 2752006, com dados do período histórico de abril de 1943 até maio de 2020. A série foi obtida junto à Agência Nacional de Águas (ANA, 2020b), pelo Portal HidroWeb, em agosto de 2020.

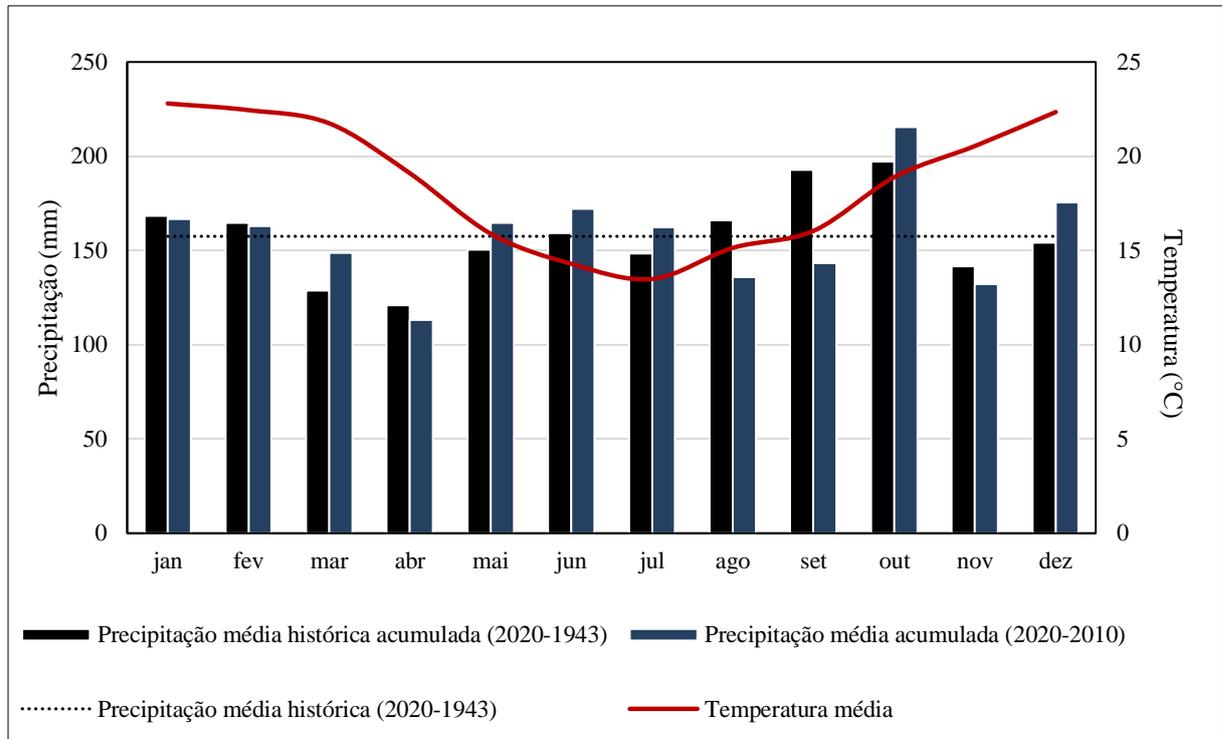
As temperaturas médias para a cidade de Getúlio Vargas, foram obtidas através da interpolação de dados realizada pelo Instituto Rio Grandense do Arroz (IRGA). Os dados tratados pelo IRGA têm origem nas estações oficiais do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET), monitorados no período histórico de 1981 a 2010 (IRGA, 2020).

O clima na unidade de estudo, de acordo com a classificação climatológica de Köppen, enquadra-se como Cfb, subtropical úmido, sem estação seca (ALVARES et al., 2014). A precipitação anual acumulada para a série histórica da Estação Erebangó (1943 – 2020) é de 1.861,10 mm. A temperatura média anual é de 18,6 °C, sendo a temperatura média mínima igual a 13,5 °C e a máxima igual a 23,6 °C (IRGA, 2020).

O Gráfico 1, apresenta a distribuição das precipitações médias acumuladas ao longo dos meses do ano. Esta análise é fundamental para a identificação dos períodos críticos de abundância hídrica, onde os riscos de ocorrência de inundações e enchentes são maiores. O

gráfico também apresenta uma comparação das médias históricas mensais acumuladas, com as médias mensais acumuladas dos últimos 10 anos (junho de 2010 a maio de 2020).

Gráfico 1 - Regime de precipitação mensal Estação Erebangó – 2752006



Fonte: Adaptado de ANA, 2020; IRGA, 2020.

A região não possui déficit hídrico no ano, com acumulados superiores a 100 mm/mês. Historicamente, o período mais chuvoso ocorre entre o final do inverno e início da primavera, onde as médias acumuladas atingem a ordem de 190 mm. Nos últimos 10 anos, o regime de precipitação da maioria dos meses manteve-se similar à média acumulada histórica. As variações mais significativas foram observadas para os meses de agosto e setembro. Respectivamente, existe uma redução percentual nos níveis de precipitação de 18 e 25 %, que em números absolutos correspondem a uma redução de 30 e 49 mm/mês.

#### 4.1.5 Uso e ocupação do solo

Esta etapa do trabalho visou determinar as configurações do uso e da ocupação do solo durante os períodos de inundações históricas documentadas em outubro de 2016 e em junho de 2014. Essas investigações tiveram como fim, analisar como as variações de cobertura do solo estavam relacionadas aos eventos de inundações.

Além desta análise, optou-se por identificar e tomar como base, para as posteriores modelagens, o uso e ocupação do solo no período de maior sensibilidade pluviométrica a inundações e enchentes. Para representar o cenário mais atual da região, essa caracterização se deu para o mês histórico de maior precipitação, no ano de 2020.

Este diagnóstico foi realizado com o auxílio do *software* Qgis, através do *plugin*, *Semi-Automatic Classification Plugin* (SCP). As imagens de satélite utilizadas neste processo foram obtidas junto ao banco de dados da *US Geological Survey* (USGS, 2020). Para a área de estudo, foram selecionadas imagens do conjunto de dados do satélite *Landsat 8 Collection 1, Level 1*. Estas imagens possuem uma resolução espacial de 30 metros e uma resolução radiométrica de 12 bits.

A classificação do uso do solo foi realizada em três etapas, com base no manual proposto por Congedo (2020). A primeira sendo referente ao pré-processamento das imagens, com a correção da reflectância atmosférica, com uso da ferramenta *Preprocessing Landsat*. Na segunda etapa, foram criadas *Band sets*, onde uma única imagem é gerada a partir de uma composição das bandas 2, 3, 4, 5, 6 e 7. Sobre a composição da *Band set* foi aplicado o processo de treinamento, com a calibração das classes de forma supervisionada, no painel *SCP Dock*.

A última e terceira etapa foi a da classificação, realizada pela ferramenta de processamento de bandas *Classification*, através do algoritmo de máxima verossimilhança (*Maximum Likelihood*). Foram criadas 4 categorias para a classificação do uso e ocupação do solo, de acordo com o Manual Técnico do Uso da Terra (IBGE, 2013). Sendo elas: Área Urbanizada, Área Antrópica Agrícola, Área de Vegetação Natural Florestal e Área Descoberta.

As análises supervisionadas de classificação do uso e ocupação do solo, podem ser observados no Mapa 5. Tratando-se de uma bacia primariamente rural, uma vez que a ocupação para uso agrícola representa em geral mais de 70 % do uso do solo.

As áreas identificadas como área descoberta, juntamente com as áreas antrópicas agrícolas, são aquelas que apresentam maiores variações. Estas inconstâncias são fortemente dependentes do calendário de colheita ou plantio de culturas.

Por exemplo, o mês de agosto que abrange a estação do inverno, neste período a cobertura dos solos agrícolas, geralmente é feita por culturas de gramíneos, possuindo assim poucas áreas descobertas. Os meses de setembro e outubro, no início da primavera, estão relacionados ao preparo do solo e plantio de culturas como soja e milho, assim podem apresentar maiores índices de áreas expostas.

Um ponto a ser destacado, é a redução de aproximadamente 5% das áreas entendidas como fragmentos florestais. Em parte, essa redução pode ser associada a erros na classificação

supervisionada. O primeiro fator interferente é a caracterizada de uma área relativamente pequena, com imagens com resolução espacial de 30 m.

O segundo fator é a simplificação das classes de uso e ocupação. Muitas feições, visivelmente ocupadas por diferentes culturas, foram todas convertidas em áreas agrícolas. Algumas destas culturas podem ter sido erroneamente classificadas por serem semelhantes com os *pixels* referentes aos fragmentos florestais. Os erros associados à classificação, podem explicar apenas em partes a redução das áreas de vegetação natural.

A manutenção destas fisionomias vegetais é de extrema importância, principalmente nas regiões ciliares aos rios. A presença destes fragmentos está relacionada à diminuição da energia de impacto da água com o solo, e a redução das formas de erosão hídrica e assoreamentos. Além disso, atuam como retardadores de vazões, pela capacidade de interceptação das copas das árvores. Hidrologicamente, a presença de matas ciliares é relevante pela atenuação dos picos de vazão e melhor distribuição temporal desta (TUCCI, 2009c).

## 4.2 MODELAGEM HIDROLÓGICA

Os procedimentos que seguem são referentes aos métodos utilizados para o delineamento da bacia hidrográfica de estudo e dos métodos empregados na modelagem hidrológica. A seção também apresenta os dados obtidos durante o seguimento do processo de modelagem, como as vazões de pico, por exemplo.

### 4.2.1 Delineamento e fisiografia da bacia hidrográfica de estudo

A área bacia hidrográfica de estudo foi determinada com base em duas entradas, sendo a topografia do terreno e o ponto de exutório. A primeira obtida por meio do MDE (*ALOS PALSAR*), responsável por fornecer o divisor de águas. A segunda, no ponto de saída fixado e indicado na Figura 3, sendo escolhido por permitir que toda a malha urbana da cidade de Getúlio Vargas, limítrofe ao Rio Abaúna, fosse incluída na bacia.

O delineamento da bacia de drenagem foi realizado com o auxílio do *software* GRASS GIS, versão 7.8.5. Ao importar o MDE (*r.import*) para a interface do *software*, foram utilizadas duas ferramentas de modelagem hidrológica. Inicialmente, a rede de fluxo do escoamento superficial foi extraída (*r.stream.extract*), e posteriormente, fixando o ponto de exutório, houve a geração da bacia de drenagem (*r.water.outlet*).

Figura 3 - Exutório (ponto em vermelho) e trecho em estudo do Rio Abaúna dentro da malha urbana de Getúlio Vargas

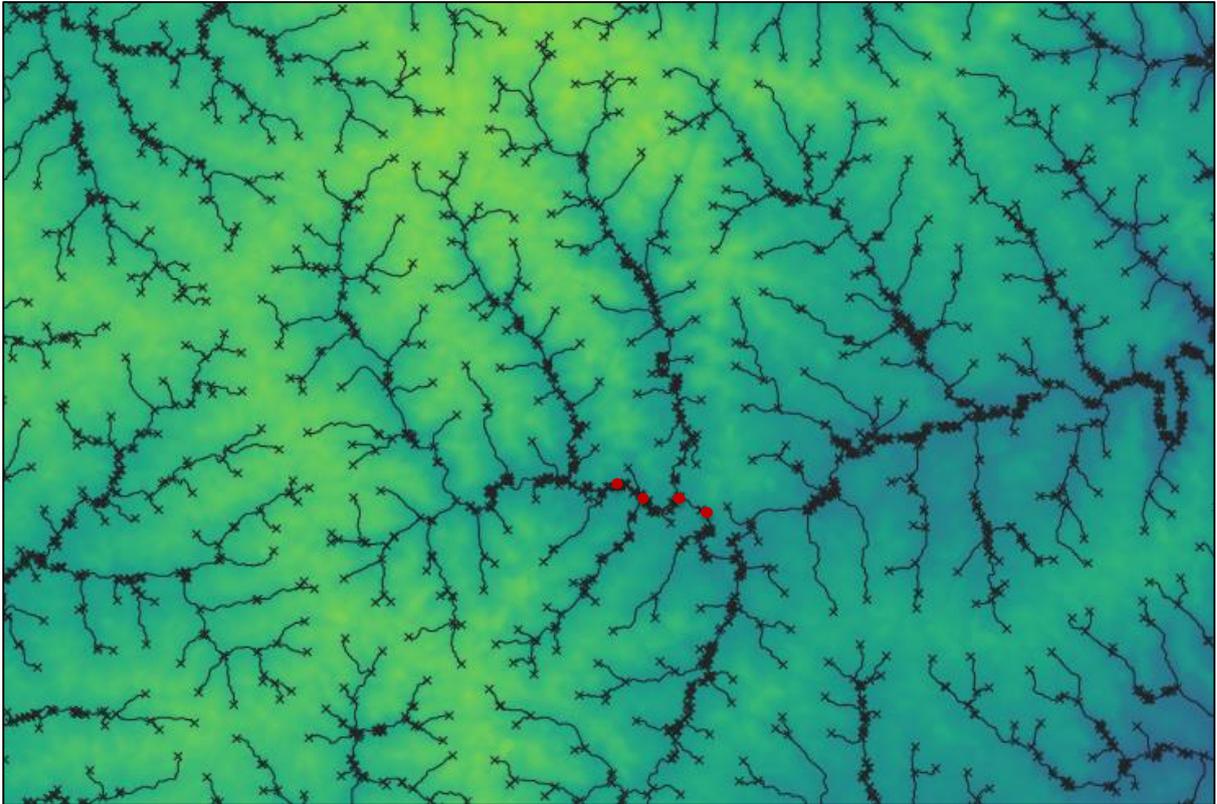


Fonte: Elaborado pelo autor, Imagem Google Satellite.

Este estudo visou determinar tanto as contribuições de escoamentos superficiais à montante, quanto aquelas laterais ao trecho de interesse. Assim, foram definidas sub-bacias de contribuição lateral, com exutório no rio Abaúna. Na Figura 4, é demonstrada a rede de drenagem criada para a região de interesse, com o indicativo dos pontos selecionados como exutórios ao longo do trecho. Os “x” presentes nos inícios das redes representam nascentes de córregos d’água.

Para cada subunidade de drenagem, foram calculados os parâmetros fisiográficos relativos à área, perímetro, porcentagem de área urbanizada, comprimento e declividade média do rio principal.

Figura 4 - Rede de fluxo de escoamento gerada a partir do MDE (ALOS PALSAR). Pontos em vermelho indicam os exutórios ao longo do trecho.



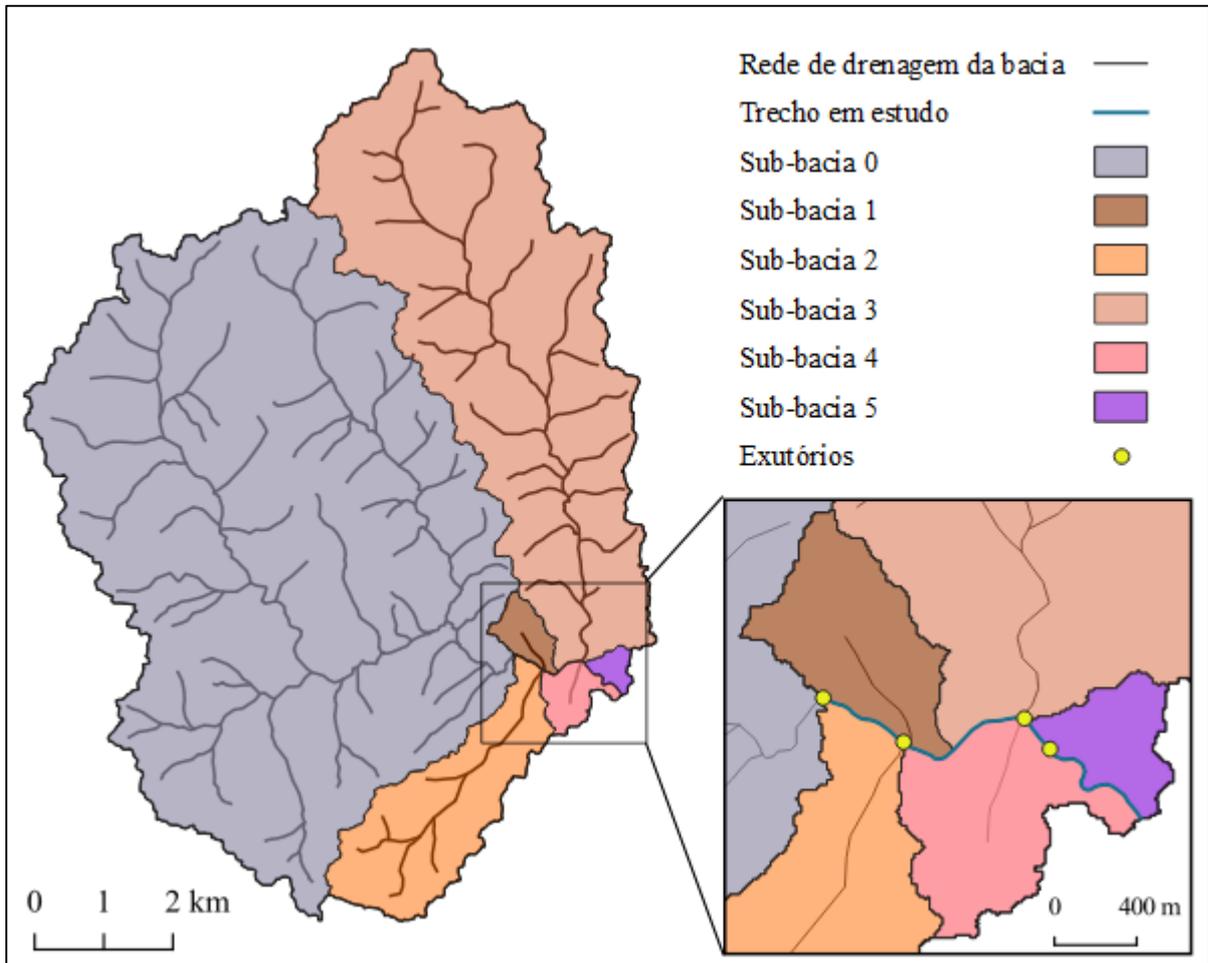
Fonte: Elaborado pelo autor.

A rede de drenagem e o delineamento das unidades hidrográficas a montante e laterais, ao trecho de estudo do Rio Abaúna, podem ser identificadas na Figura 5. A partir da definição das sub-bacias, foram determinados os parâmetros necessários para a simulação do modelo chuva-vazão, estes estão contidos na Tabela 1.

A bacia local é considerada pequena ( $< 500 \text{ km}^2$ ), uma vez que possui apenas  $74,18 \text{ km}^2$  de área. Pequenas áreas de drenagem são capazes de provocar grandes inundações, desde que ocorram precipitações de alta intensidade, em um pequeno intervalo de tempo (TUCCI, 2009a; BARGOS, 2019).

Outro fator importante a ser considerado é a forma da bacia. Bacias radiais (como a sub-bacia 0), possuem escoamentos concentrados que aumentam os picos de vazão, já que todos os fluxos chegam à seção principal praticamente ao mesmo tempo. Já bacias alongadas (sub-bacia 3), possuem um escoamento predominantemente no canal principal, com maiores percursos que amortecem as vazões (TUCCI, 2009a).

Figura 5 - Rede de drenagem e sub-bacias de contribuição laterais e à montante do trecho em estudo do rio Abaúna



Fonte: Elaborado pelo autor

Tabela 1 - Parâmetros fisiográficos das sub-bacias hidrográficas em estudo

| Bacias             | Área (km <sup>2</sup> ) | Porcentagem urbanizada | Comprimento do rio principal (km) | Declividade do rio principal (m/m) |
|--------------------|-------------------------|------------------------|-----------------------------------|------------------------------------|
| <b>Sub-bacia 0</b> | 45.91                   | 3.05                   | 12.30                             | 0.012                              |
| <b>Sub-bacia 1</b> | 0.61                    | 45.86                  | 0.66                              | 0.033                              |
| <b>Sub-bacia 2</b> | 5.06                    | 38.40                  | 4.21                              | 0.021                              |
| <b>Sub-bacia 3</b> | 21.66                   | 3.33                   | 8.80                              | 0.014                              |
| <b>Sub-bacia 4</b> | 0.67                    | 98.72                  | 0.64                              | 0.019                              |
| <b>Sub-bacia 5</b> | 0.27                    | 32.52                  | 0.50                              | 0.084                              |

Fonte: Elaborado pelo autor, 2021.

#### 4.2.2 Modelo meteorológico

Os modelos meteorológicos correspondem à determinação das chuvas de projeto. Através do Método dos Blocos Alternados foram construídos hietogramas, com base na Curva de Intensidade-Duração-Frequência (Curva IDF) da cidade de Passo Fundo/RS, proposta por Gonçalves em 2011 (Equação 1).

$$i = \frac{1830 * T^{0,21}}{(t + 15,2)^{0,82}} \quad (1)$$

Onde  $i$  representa a intensidade máxima média da precipitação, em mm/h,  $T$  refere-se ao tempo de retorno, em anos e  $t$  está relacionado ao tempo de duração da chuva, em minutos. Os tempos de retorno assumidos neste estudo são 5, 10, 25, 50 e 100 anos.

A obtenção dos hietogramas também passou pela determinação do tempo de concentração ( $T_c$ ) das sub-bacias. Em uma análise comparativa foram calculados os  $T_c$  pelas equações propostas por Kirpich e por Ven Te Chow (Equação 2 e 3, respectivamente).

$$T_c = 0,0663 * L^{0,77} * S^{-0,385} \quad (2)$$

$$T_c = 0,1600 * L^{0,64} * S^{-0,320} \quad (3)$$

Onde  $T_c$  representa o tempo de concentração, em horas,  $L$  diz respeito ao comprimento do curso d'água principal, em km e  $S$  representa a declividade média do curso principal, em m/m (SILVEIRA, 2005).

As equações utilizadas para o cálculo dos tempos de concentração se mostraram coerentes entre si. A Tabela 2 compila os valores calculados de  $T_c$ , para cada uma das seis sub-bacias. De acordo com Silveira (2005), que avaliou o desempenho e o erro associado a várias fórmulas de  $T_c$ , tanto a equação de Kirpich, quanto a de Ven Te Chow foram calibradas originalmente para bacias rurais com pequenas áreas de captação. Neste contexto, são apropriadas para a descrição das sub-bacias. Além disso, ambas também são amplamente utilizadas e recomendadas para a determinação de chuvas de projeto, mesmo quando extrapoladas para bacias médias e grandes.

Os  $T_c$  calculados por Ven Te Chow, comparados aos de Kirpich, possuem a tendência de serem mais elevados. Considerando que a metodologia da curva IDF, onde o  $T_c$  está diretamente relacionado a duração das chuvas, faz com que precipitações com maiores durações gerem maiores volumes acumulados de precipitação.

Tabela 2 - Tempos de concentração, pelas equações de Ven Te Chow e Kirpich

| Bacias             | <i>Tc</i> Ven Te Chow (h) | <i>Tc</i> Kirpich (h) |
|--------------------|---------------------------|-----------------------|
| <b>Sub-bacia 0</b> | 3,32                      | 2,55                  |
| <b>Sub-bacia 1</b> | 0,37                      | 0,18                  |
| <b>Sub-bacia 2</b> | 1,38                      | 0,88                  |
| <b>Sub-bacia 3</b> | 2,53                      | 1,84                  |
| <b>Sub-bacia 4</b> | 0,43                      | 0,21                  |
| <b>Sub-bacia 5</b> | 0,23                      | 0,10                  |

Fonte: Elaborado pelo autor, 2021.

Por questões de segurança de projeto, visando os cenários mais severos, com maiores volumes acumulados, optou-se pela continuidade do trabalho com o emprego dos *Tc* calculados por meio da equação de Ven Te Chow.

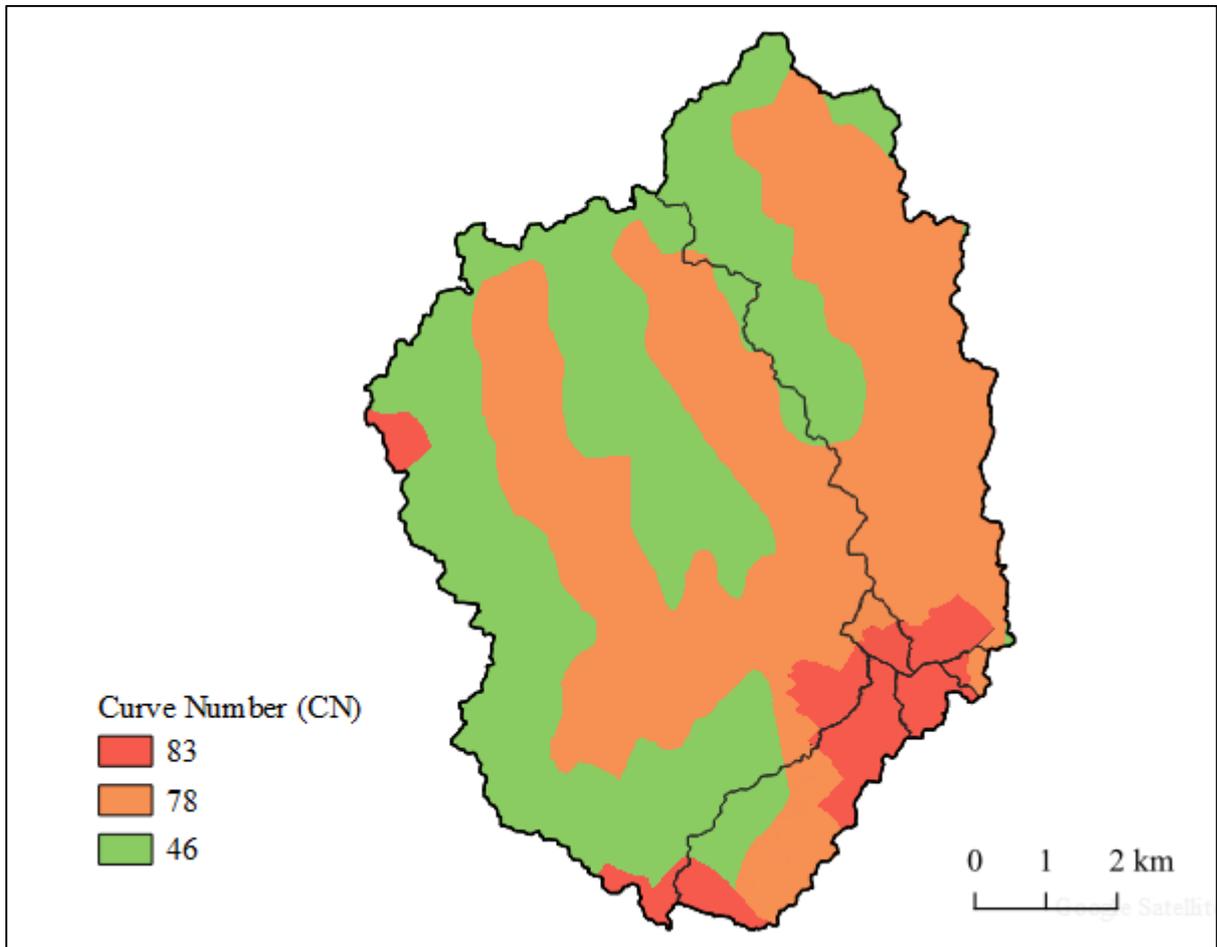
#### 4.2.3 Precipitação efetiva (*Pe*)

O método usado para o cálculo da precipitação efetiva foi o *Curve Number* (CN). Para a estimativa do valor de CN, primeiramente determinou-se a classe hidrológica do solo, tomando como referência Sartori *et al.* (2005). A caracterização do uso e ocupação do solo, para o mês de maior sensibilidade a inundações, para o ano de 2020, deu suporte para a formação de um mosaico de valores de CN (Figura 10).

Solos classificados como latossolos vermelhos, que possuam textura argilosa enquadram-se no grupo hidrológico A. Os solos deste grupo possuem boas taxas de infiltração de água, com alto grau de resistência e tolerância à erosão. Os cambissolos de textura média, enquadram-se no grupo hidrológico C. Neste grupo estão os solos com baixa taxa de infiltração, resistência e tolerância à erosão (SARTORI *et al.*, 2005).

O mosaico de valores de CN, presente na Figura 6, foi formado com base em valores médios de CN ponderados pelas áreas com diferentes usos e classes hidrológicas de solo. O valor médio estimado para cada sub-bacia pode ser encontrado na Tabela 3. Os valores base de CN usados foram obtidos tendo como referência Tucci (2009a).

Figura 5 - Mosaico de valores de CN para a bacia hidrográfica de estudo, com base nos tipos de ocupação e de solos das sub-bacias



Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 3 - Valores médios de CN atribuídos às sub-bacias de estudo

| <b>Unidade de drenagem</b> | <b>CN</b> |
|----------------------------|-----------|
| Sub-bacia 0                | 61        |
| Sub-bacia 1                | 80        |
| Sub-bacia 2                | 71        |
| Sub-bacia 3                | 68        |
| Sub-bacia 4                | 83        |
| Sub-bacia 5                | 80        |

Fonte: Elaborado pelo autor, 2021.

Em uma escala crescente, a capacidade de armazenamento de precipitações das unidades de drenagem, segue a ordem: sub-bacia 0 < sub-bacia 3 < sub-bacia 2 < sub-bacia 1 = sub-bacia 5 < sub-bacia 4. Valores maiores de CN contribuem para a geração de respostas mais

intensas as precipitações. Entretanto, as modelagens hidrológicas são inerentemente complexas, de forma que um parâmetro isolado não é capaz de dar indicativos reais sobre o comportamento de uma bacia.

Com os valores estimados de CN, foram definidas para cada sub-bacia a capacidade máxima de armazenamento (Equação 4), as perdas iniciais (Equação 5) e por fim, a precipitação efetiva (Equação 6). A Tabela 4 traz uma representação de toda a sequência de cálculos usados para a determinação da chuva de projeto.

$$S_D = \frac{25400 - 254CN}{CN} \quad (4)$$

Onde  $S_D$  é o armazenamento máximo dado em mm e  $CN$  é o *Curve Number* ( $\leq 100$ ).

$$I_A = 0,2 * S_D \quad (5)$$

As perdas iniciais ( $I_A$ ) em mm, representam 20% da capacidade máxima de armazenamento.

$$P_e = \frac{(P - I_A)^2}{P - 0,8S_D} \quad (6)$$

Onde  $P_e$  representa a precipitação efetiva, em mm e  $P$  refere-se à precipitação total, em mm. Esta equação somente é válida para valores de  $P > 0,2S_D$ , nos casos onde  $P < 0,2S_D$ , assume-se que o escoamento superficial é zero (Tucci, 2009a). As equações 4, 5 e 6 foram extraídas de Canholi (2014).

Tabela 4 - Representação da sequência de cálculos para a definição do hietograma de projeto

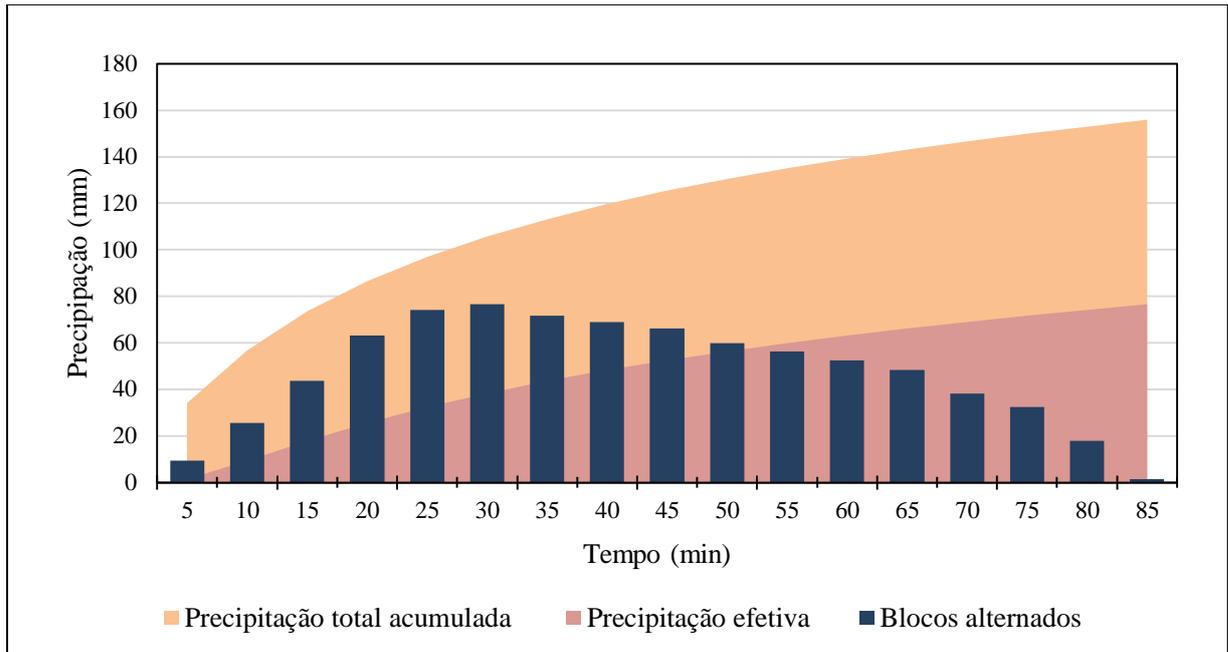
| Equação IDF |            | Cálculo de transformação |                      | Blocos Alternados |                       |
|-------------|------------|--------------------------|----------------------|-------------------|-----------------------|
| $t$ [min]   | $i$ [mm/h] | $P$ acumulada [mm]       | $P_e$ acumulada [mm] | $t$ [min]         | Volume acumulado [mm] |
| 5,0         | 305,94     | 25,49                    | 0,06                 | 5,0               | 7,08                  |
| 10,0        | 255,19     | 42,53                    | 2,90                 | 10,0              | 15,07                 |
| 15,0        | 219,99     | 55,00                    | 7,08                 | 15,0              | 11,23                 |
| 20,0        | 194,02     | 64,67                    | 11,23                | 20,0              | 2,90                  |
| 25,0        | 174,00     | 72,50                    | 15,07                | 25,0              | 0,06                  |

Fonte: Adaptado de Canholi (2014).

Com base nos  $T_c$  calculados pela equação de Ven Te Chow, o Gráficos 2 ilustra um dos

hietogramas de projeto obtidos como resposta nesta etapa. O gráfico refere-se aos volumes de precipitação (mm) calculados com base no  $T_c$  da sub-bacia 2, para o tempo de retorno de 50 anos. No gráfico estão presentes a chuva total precipitada e a parcela referentes à precipitação efetiva, assim como o arranjo de blocos alternados.

Gráfico 2 - Blocos alternados, precipitação acumulada total e efetiva para a sub-bacia 2, tempo de retorno de 50 anos.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Como descrito em Canholi (2014), o método dos blocos alternados visa reorganizar os volumes precipitados, para que a parcela de maior intensidade se localize entre um terço e um meio do hietograma. Os hietogramas provenientes dos blocos alternados, costumam ser gerados para dados incrementais de precipitação. O *software* HEC-HMS possibilita tanto a entrada de dados em valores acumulados, como em incrementais. Assim, optou-se pelo uso de dados acumulados, uma vez que exigem menos etapas de cálculo.

#### 4.2.4 Modelo Chuva-Vazão

As simulações dos modelos, tendo por entrada os dados de chuva e como respostas os hidrogramas de projeto, foram executadas dentro do *software* HEC-HMS, versão 4.7.1. A criação de um modelo para a descrição do comportamento da bacia hidrográfica, passou pelo uso do método de transformação *SCS Unit Hydrograph* e pelo método de perdas *SCS Curve Number*.

Os parâmetros necessários para a geração do modelo de comportamento de cada sub-bacia, foram a área de drenagem (km<sup>2</sup>), a porcentagem de impermeabilização, o tempo de atraso (min) e o valor de CN. As porcentagens de impermeabilização foram calculadas com base na presença de áreas urbanizadas. Quanto ao tempo de atraso dos hidrogramas, estes foram calculados de acordo com a Equação 7, presente no método do SCS, descrito em Canholi (2014).

$$tp = 0,6 * Tc \quad (7)$$

Onde  $tp$  é o tempo de resposta da bacia, e  $Tc$  é o tempo de concentração, em minutos.

Os hidrogramas de projeto foram inseridos no modelo meteorológico do HEC-HMS através da opção de entrada manual, em milímetros acumulados, com dados de entrada a cada 5 minutos. O período de simulação da resposta chuva-vazão foi de 24 horas.

Os gráficos referentes aos hidrogramas, gerados como respostas ao modelo chuva-vazão, podem ser visualizados no Apêndice B. Já as vazões de pico calculadas para cada sub-bacia, nos tempos de retorno de estudo, podem ser observadas na Tabela 5.

Tabela 5 - Vazões de pico (m<sup>3</sup>/s) para as sub-bacias de estudo para diferentes tempos de retorno

|                    | 5 anos | 10 anos | 25 anos | 50 anos | 100 anos |
|--------------------|--------|---------|---------|---------|----------|
| <b>Sub-bacia 0</b> | 12.17  | 16.87   | 30.94   | 53.98   | 89.16    |
| <b>Sub-bacia 1</b> | 2.75   | 3.71    | 5.61    | 7.63    | 10.25    |
| <b>Sub-bacia 2</b> | 8.18   | 11.32   | 18.05   | 25.62   | 35.74    |
| <b>Sub-bacia 3</b> | 1.34   | 1.9     | 3.4     | 10.04   | 23.21    |
| <b>Sub-bacia 4</b> | 7.12   | 9.17    | 12.52   | 15.6    | 19.21    |
| <b>Sub-bacia 5</b> | 0.74   | 1.04    | 1.52    | 2.08    | 2.86     |

Fonte: Elaborado pelo autor, 2021.

As vazões de pico compiladas demonstram a influência que o tipo de cobertura da bacia, o formato e o tamanho da bacia têm na geração de escoamentos superficiais. Por exemplo, a sub-bacia 0 apresenta um dos menores valores de CN, o que representaria uma maior capacidade da bacia em armazenar volumes precipitados. Entretanto, possui a maior área de captação de volumes precipitados, o que eleva os picos de vazão.

A segunda maior área de drenagem, a sub-bacia 3, possui um CN levemente superior à sub-bacia 0, entretanto possui picos de vazões bem menos significativos do que se esperaria

pela proporcionalidade. Isso vem a confirmar a influência que o formato da bacia tem sobre a resposta hidrológica.

A sub-bacia 2 possui uma área de captação bem menos expressiva que a sub-bacia 3, mas devido a cobertura do solo com baixo armazenamento de precipitações, gera hidrogramas com vazões de pico até 80 % superiores.

### 4.3 MODELO HIDRODINÂMICO

O modelo hidrodinâmico que simulou o comportamento da velocidade, das alturas d'água e do fluxo de escoamento sobre a região de interesse, foi desenvolvido dentro da interface do *software* HEC-RAS, versão 5.0.7. O modelo contou com simulações bidimensionais (2D) combinadas à unidimensionais (1D) para um escoamento em fluxo não permanente.

#### 4.3.1 Modelo bidimensional

Esta seção descreve os processos metodológicos para o desenvolvimento do modelo hidrodinâmico bidimensional, sobre o MDE desenvolvido por Sartori (2018). Também trata das considerações realizadas para a determinação do coeficiente de rugosidade de Manning e as condições de contorno da malha 2D.

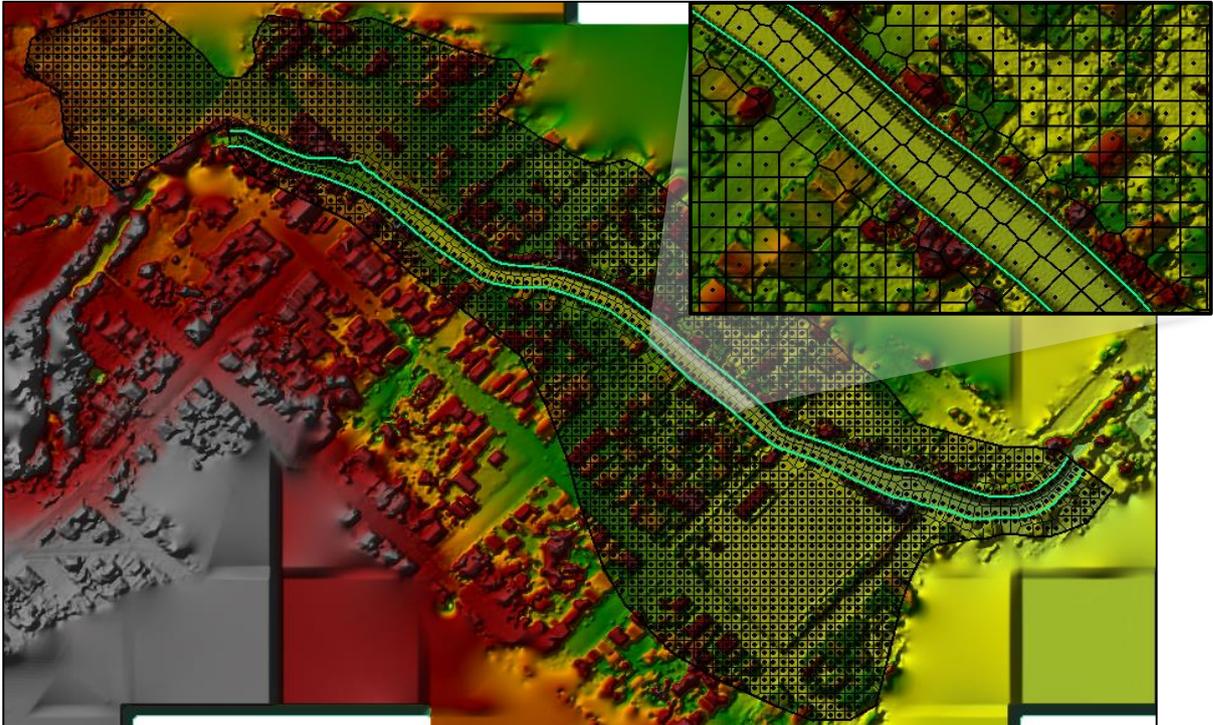
##### 4.3.1.1 Malha computacional 2D

Através da ferramenta RAS Mapper, importou-se o MDE, desenvolvido por Sartori (2018), para o HEC-RAS. Através da guia *View/Edit geometric data*, adicionou-se uma área de fluxo 2D (*2D Flow Area*), com a função de determinar os limites da região computacional sujeita às simulações de inundação. Posteriormente, através da ferramenta *Edit 2D Flow Area*, foi gerada uma malha de pontos computacionais. A malha de pontos foi calculada considerando um tamanho de *grid* de 7 metros, para as coordenadas  $x$  e  $y$ .

O HEC-RAS permite a adição das estruturas, denominadas *Break Lines*, à malha de pontos. Essa estrutura foi aplicada nas duas margens do canal, uma vez que ajudam a controlar e manter fluxo d'água somente nas células computacionais do canal. Essa contenção é mantida até que a elevação da lâmina d'água ultrapasse a elevação do terreno ao longo dessa *Break Line* (BRUNNERS; CEIWR-HEC, 2016). A representação do MDE, a malha de pontos

computacionais com as estruturas de *Break Lines*, associados à área de fluxo 2D, podem ser observadas na Figura 5.

Figura 6 - Malha computacional e *Break Lines* (linhas em verde), associada ao MDE (SARTORI, 2018)



Fonte: Elaborado pelo autor.

#### 4.3.1.2 Coeficiente de Manning ( $n$ )

O coeficiente de rugosidade de Manning associado ao terreno da malha computacional, foi estimado com base na calibração realizada por Sartori (2018). A calibração do autor se baseou na medição de marcas históricas de inundação em edificações, com posteriores simulações de ajuste do coeficiente de Manning, para se chegar a estas mesmas marcas coletadas.

Para Sartori (2018), a calibração deste parâmetro foi satisfatória para um valor de Manning equivalente a  $n = 0,300$ . Em relação à região referente ao leito do canal, foi admitido o valor de  $n$  de 0,030. Este valor segue as recomendações dadas pelo Manual de Referências Hidráulicas do HEC-RAS, para leitos de rios limpos, sem poços profundos e com presença de pedras (BRUNNER, 2016).

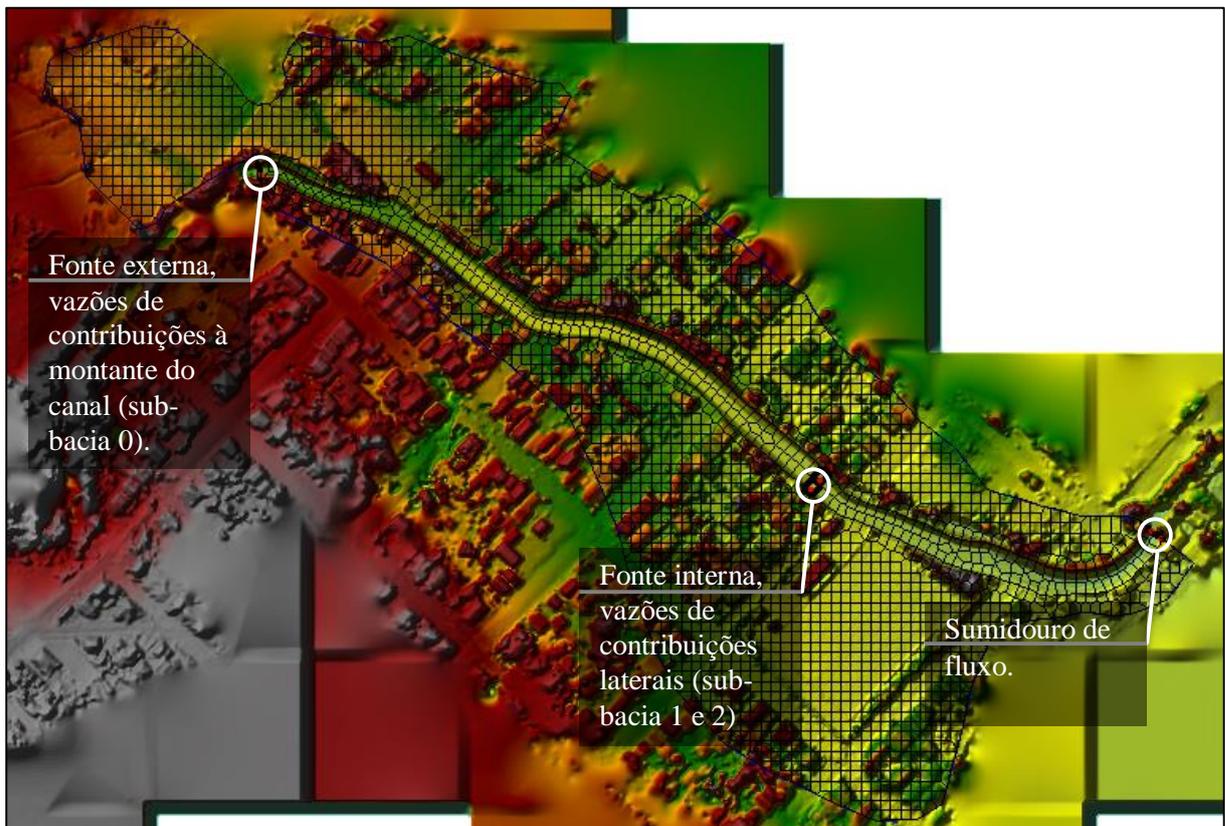
#### 4.3.1.3 Condições de contorno

As condições de contorno assumidas nas simulações em duas dimensões, foram inseridas com o auxílio de três estruturas *SA/2D Area BC Lines*. Duas delas são fontes de escoamentos superficiais e a terceira representa um sumidouro de fluxo (Figura 6). A primeira estrutura fonte foi alocada na calha do canal externa à malha computacional. Nesta condição de contorno inseriu-se de forma manual as respostas *Chuva versus Vazão*, referentes à sub-bacia 0. Isso foi realizado através da guia *View/Edit unsteady flow data*, na aba *Boundary Conditions*, em *Flow Hydrograph*.

A segunda estrutura fonte, é a condição de contorno responsável por considerar as vazões de contribuição laterais das sub-bacias 1 e 2. A localização desta estrutura se deu com base nos exutórios destas sub-bacias.

A última condição de contorno refere-se à estrutura sumidouro de fluxos, situada na calha à jusante do canal. A esta estrutura foi associada a condição de *Normal Depth*, assumindo uma declividade de 0,023 m/m, no campo *Friction Slope*.

Figura 7 - Condições de contorno adotadas para modelo hidrodinâmico, externas e internas à malha computacional 2D



Fonte: Elaborado pelo autor

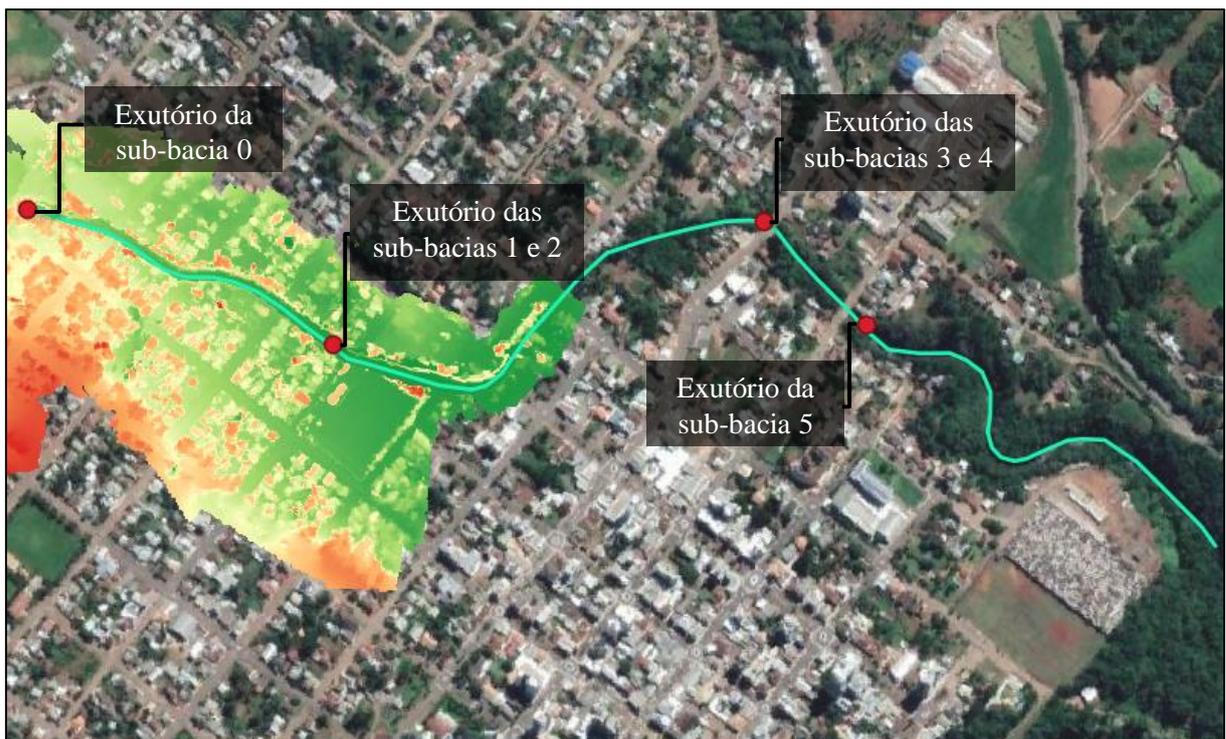
A execução das simulações do modelo 2D, em escoamento não permanente se deu através da guia *Unsteady Flow Analysis*. Considerando a estabilidade do modelo, o tempo

computacional adotado para as simulações foi de 5 segundos. As repostas de fluxo do modelo foram calculadas para um período de 5 dias, sendo o intervalo de saída de dados fixado em 10 minutos.

#### 4.3.2 Modelo combinado 1D/2D

O MDE desenvolvido por Sartori (2018), abrange a principal área sujeita a inundações documentadas para a cidade de Getúlio Vargas. Entretanto, as vazões de contribuições das sub-bacias 3, 4 e 5 não puderam ser inseridas sobre a malha computacional 2D associada ao MDE. Conforme pode ser observado na Figura 7, os exutórios destas se encontram a jusante da representação topográfica do terreno.

Figura 8 - Trecho total do rio Abaúna em estudo sobre o MDE desenvolvido por Sartori (2018), com exutórios das sub-bacias de contribuição à montante e laterais



Fonte: Elaborado pelo autor, Imagem Google Satellite.

A associação dos modelos uni e bidimensionais pode ser feita através da conexão das áreas de fluxo 2D com os elementos hidráulicos 1D, na janela de visualização e edição de dados geométricos (*Geometric Data*). Esses elementos 1D englobaram a criação do trecho do rio não englobado pelo MDE, pelo uso da ferramenta *River Reach*. Também foi necessário gerar seções transversais a esse trecho, indicando assim a geometria do canal. Isso foi realizado através da

ferramenta de *Cross Section*.

Neste estudo, as seções transversais foram adicionadas nos pontos de exutórios das sub-bacias 3/4 e 5. Devido à falta de dados topobatimétricos nesta região, a geometria transversal (inclinação de taludes e largura de leito) e longitudinal (declividade) do canal nestes dois pontos foram determinadas com base em estimativas fotográficas da região e com base no canal do MDE, desenvolvido por Sartori (2018). As regiões do trecho sem indicações da geometria passaram por um processo de interpolação de dados, a cada 15 m, processo esse realizado acessando a guia *Tools*, em *XS Interpolation*.

#### 4.4 PROJETO DE MACRODRENAGEM

Os itens que seguem descrevem os critérios utilizados para a escolha das áreas de intervenção do projeto. Também retrata o processo de alteração do modelo digital do terreno, para representar as intervenções propostas, e apresenta os parâmetros analisados na avaliação da eficiência do projeto.

##### 4.4.1 Critérios de escolha da área de intervenção

O projeto de macrodrenagem inicialmente passou pela avaliação da área de estudo e das possíveis intervenções. Esta avaliação contou com a consideração da topografia e ocupação da malha urbana, assim como das manchas de inundações, para os diferentes tempos de retorno estudados. Para a execução deste projeto as áreas de intervenção ficaram restritas à malha computacional 2D, uma vez que isso permitiria avaliar diretamente os impactos das ações propostas sobre as manchas de inundação simuladas pelo modelo hidrodinâmico.

Este trecho do rio Abaúna possui as suas áreas marginais quase que completamente ocupadas por imóveis. Com isso, optou-se pela implantação de uma bacia de detenção, para o amortecimento das ondas de cheia. As bacias de detenção têm a capacidade de armazenar volumes de água, para uma liberação posterior mais lenta, sem prejudicar as áreas a jusante, uma vez que não aumentam a capacidade de descarga do rio ou a sua velocidade do fluxo. Além disso, ainda permitem que as áreas de intervenção promovam a interação da cidade com a população, já que podem ser projetadas para também funcionarem como centros de lazer e de práticas de esporte ao ar livre.

A determinação da localização da bacia de detenção baseou-se na ocupação já consolidada das margens. Buscando uma intervenção com baixo impacto social e econômico,

o local que apresentou maior viabilidade, foi o Centro Esportivo Taguá, uma vez que não seriam necessárias ações de desapropriação de imóveis. Também se propôs a implantação de uma barreira de contenção a jusante do centro esportivo, uma vez que a região é topograficamente mais sensível às inundações. A Figura 8, traz um esboço das áreas com previsão de intervenção pelo projeto.

Figura 9 - Localização das intervenções proposta para o projeto de macrodrenagem



Fonte: Elaborado pelo autor, Imagem Bing Satellite.

#### 4.4.2 Modificação do terreno para implantação das intervenções

A avaliação da eficiência do funcionamento da bacia, passou pela alteração do MDE proposto por Sartori (2018). Dentro do ambiente do *software* QGIS, foram realizadas modificações nas cotas topográficas do MDE, nas regiões com previsão de intervenção pelo projeto. As alterações do terreno foram realizadas com o uso sequencial das ferramentas, *v.to.rast* e *r.surf.contour*.

#### 4.4.3 Avaliação da resposta da bacia ao projeto proposto

O principal objetivo das proposições não consistiu em extinguir completamente as manchas de inundação diagnosticadas. O foco está em amenizar as manchas de inundação, diminuindo as alturas d'água, as extensões das áreas alagadas e retardando temporalmente as

ondas de cheia. O funcionamento técnico da bacia de detenção e da barreira de contenção, foi avaliado frente às simulações dos cenários propostos pelo modelo hidrodinâmico do HEC-RAS, sobre a nova representação topográfica do terreno.

## 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nas seções que seguem são apresentados os resultados e as discussões referentes à execução do modelo hidráulico proposto. São apresentadas as respostas das simulações em termos de extensões e profundidades de manchas de inundação. Também são expostos os cenários formados antes e depois das intervenções propostas pelo projeto de macrodrenagem.

### 5.1 MODELO HIDRODINÂMICO

O modelo hidrodinâmico desenvolvido englobou inicialmente simulações em sistemas combinados uni e bidimensionais. As seções que seguem envolvem as simplificações e os resultados obtidos ao longo de sua elaboração e execução.

#### 5.1.1 Modelo combinado 1D/2D

As simulações unidimensionais do modelo combinado, visaram caracterizar as alturas d'água ao longo do trecho fora da malha 2D e determinar possíveis efeitos de interferências no comportamento de fluxo da malha 2D, uma vez que vazões consideráveis provêm das sub-bacias 3, 4 e 5. A falta de dados confiáveis sobre a geometria do canal, tanto no que diz respeito à descrição das seções transversais, quanto à descrição longitudinal, relativa à declividade do trecho, geraram instabilidades na execução do modelo 1D/2D.

Neste estudo, a principal fonte de instabilidades do modelo 1D foi atribuída à determinação das seções transversais. As geometrias transversais e longitudinais, que foram estimadas e interpoladas, devem ter contribuído para geração de zonas de transição com variações de escoamento bruscas. De acordo com Goodell (2015), a geração de regiões onde a geometria do canal muda significativamente de uma seção para outra, levando ao aumento ou diminuição repentina no fluxo dentro do canal, leva a instabilidades no modelo.

Alterando as distâncias de interpolação das seções, tornando-as mais afastadas (na ordem de 50 a 100 m), obteve-se um modelo estável o suficiente para poder ser executado. Nesse caso, entretanto, os erros numéricos associados às simulações (superiores a 1) levantaram dúvidas sobre a exatidão das respostas simuladas. Deve-se considerar que, mesmo um modelo combinado 1D/2D estável e executado sem erros numéricos significativos, poderia apresentar respostas não condizentes com a realidade, levando em consideração as estimativas de seções usadas.

O uso de seções baseadas na geometria real, sem interpolações, seria ideal para a realização das simulações de inundações confiáveis e representativas dos eventos de chuvas intensas. Assim, considerando os pontos expostos, foi priorizada a continuidade do trabalho unicamente com as simulações bidimensionais.

### **5.1.2 Modelo bidimensional**

As Figuras 11, 12 e 13 representam o comportamento de resposta da malha de inundação, para os tempos de retorno de 25, 50 e 100 anos. As áreas de inundação simuladas frente aos hidrogramas de projeto, foram apresentadas com base nas profundidades máximas alcançadas pela lâmina d'água, em metros, durante todo o período de simulação.

Os tempos de retorno de 5 a 10 anos, não apresentaram nenhum extravasamento da calha natural do rio, sendo que as cotas máximas atingidas ao longo do canal foram de 2,38 e 3,21 m, respectivamente. O primeiro evento de inundação foi identificado para o tempo de retorno de 25 anos, quando a profundidade de água no canal chega a atingir um nível de 4,57 m. Neste cenário, o alagamento calculado mostrou-se pouco expressivo, com uma área alagada inferior a 70 m<sup>2</sup>, localizada na rua José Cortese, com uma lâmina d'água máxima de 18 cm.

A partir desse resultado, é possível inferir que as inundações registradas em maio de 2017, outubro de 2016 e junho de 2014, possuíam uma dinâmica relativa a uma precipitação com tempo de retorno superior a 25 anos.

O método empregado para a obtenção das chuvas de projeto possui incertezas. Apesar da proximidade geográfica, a curva IDF utilizada foi calibrada para os dados históricos de precipitação da cidade de Passo Fundo. Uma curva IDF pode ser extrapolada para a descrição de sua vizinhança só até certo ponto, dado que os processos de precipitação apresentam alta variabilidade de distribuição temporal e espacial.

Para os tempos de 50 e 100 anos foram identificados significativos cenários de inundação, com parcelas consideráveis das áreas de várzea atingidas. De modo similar ao tempo de 25 anos, o extravasamento da calha do rio inicialmente se dá na região com cotas altimétricas mais baixas, na rua José Cortese. Após, o próximo ponto de transbordamento foi na região da Rua Luis Bergamine. Neste caso, o aumento das vazões elevou o nível da água, excedendo a capacidade de descarga da calha do rio. Os pontos de extravasamento se dão em dois pontos sensíveis do MDE, o primeiro onde há a estrutura de uma ponte e o segundo onde o modelo do terreno apresenta uma descontinuidade, com cotas topográficas mais baixas. A Tabela 6, compila os valores das profundidades máximas atingidas no canal e na malha computacional,

observadas durante os eventos de precipitação intensas simulados.

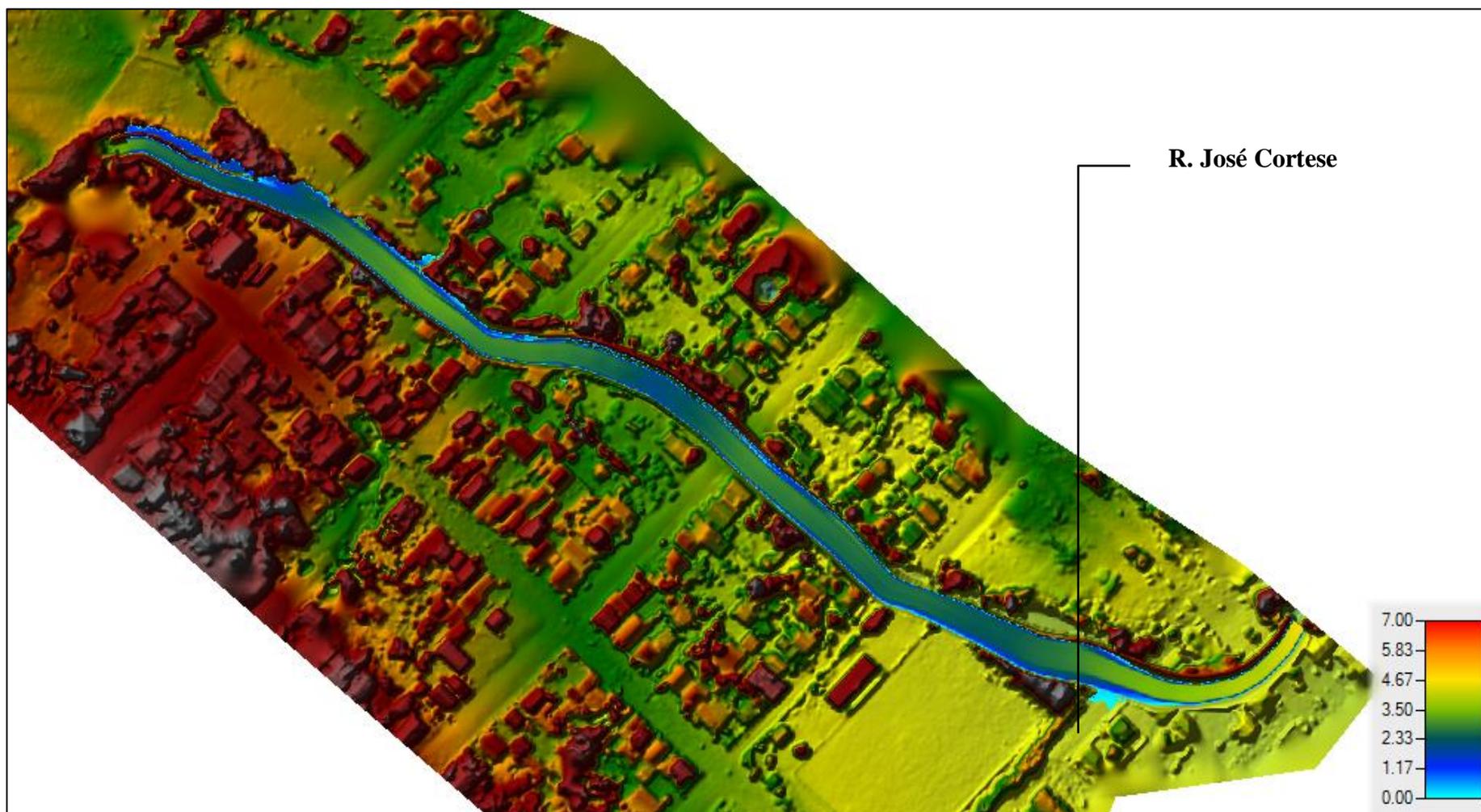
As maiores elevações de água, tanto para o tempo de retorno de 50 quanto o de 100, foram ao fim do trecho de estudo. Nessas regiões possuem as cotas topográficas nas áreas de várzea mais baixas o que propicia as maiores elevações d'água. Além disso, deve-se considerar os efeitos do fim da malha computacional e da condição de contorno responsável por sorver os volumes do escoamento do fim do canal. Um MDE mais abrangente poderia prever a continuação destas manchas para outras regiões e levar a variações nas alturas d'água simuladas pelo modelo.

Tabela 6 – Profundidades médias máximas, atingidas no canal e na malha computacional

| <b>Tempo de retorno</b> | <b>Profundidade máxima no canal (m)</b> | <b>Altura d'água nas áreas inundadas (m)</b> |
|-------------------------|---|--|
| 5 anos                  | 2,38                                    | –  |
| 10 anos                 | 3,21                                    | –  |
| 25 anos                 | 4,57                                    | 0 – 0,18                                     |
| 50 anos                 | 6,22                                    | 0 – 3,84                                     |
| 100 anos                | 8,91                                    | 0 – 5,52                                     |

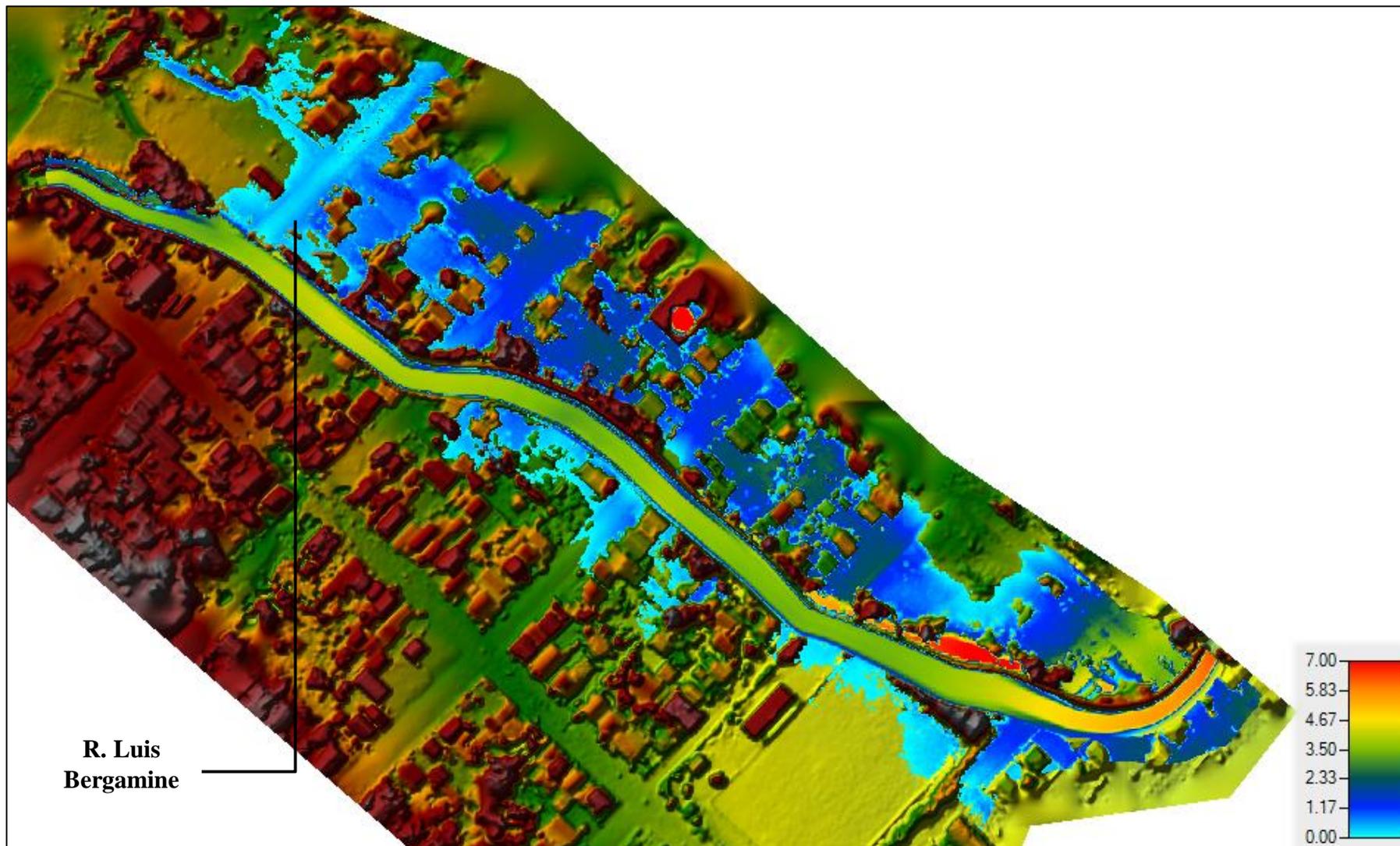
Fonte: Elaborado pelo autor, 2021.

Figura 10 - Profundidade do escoamento (m) máximo, para o tempo de retorno de 25 anos



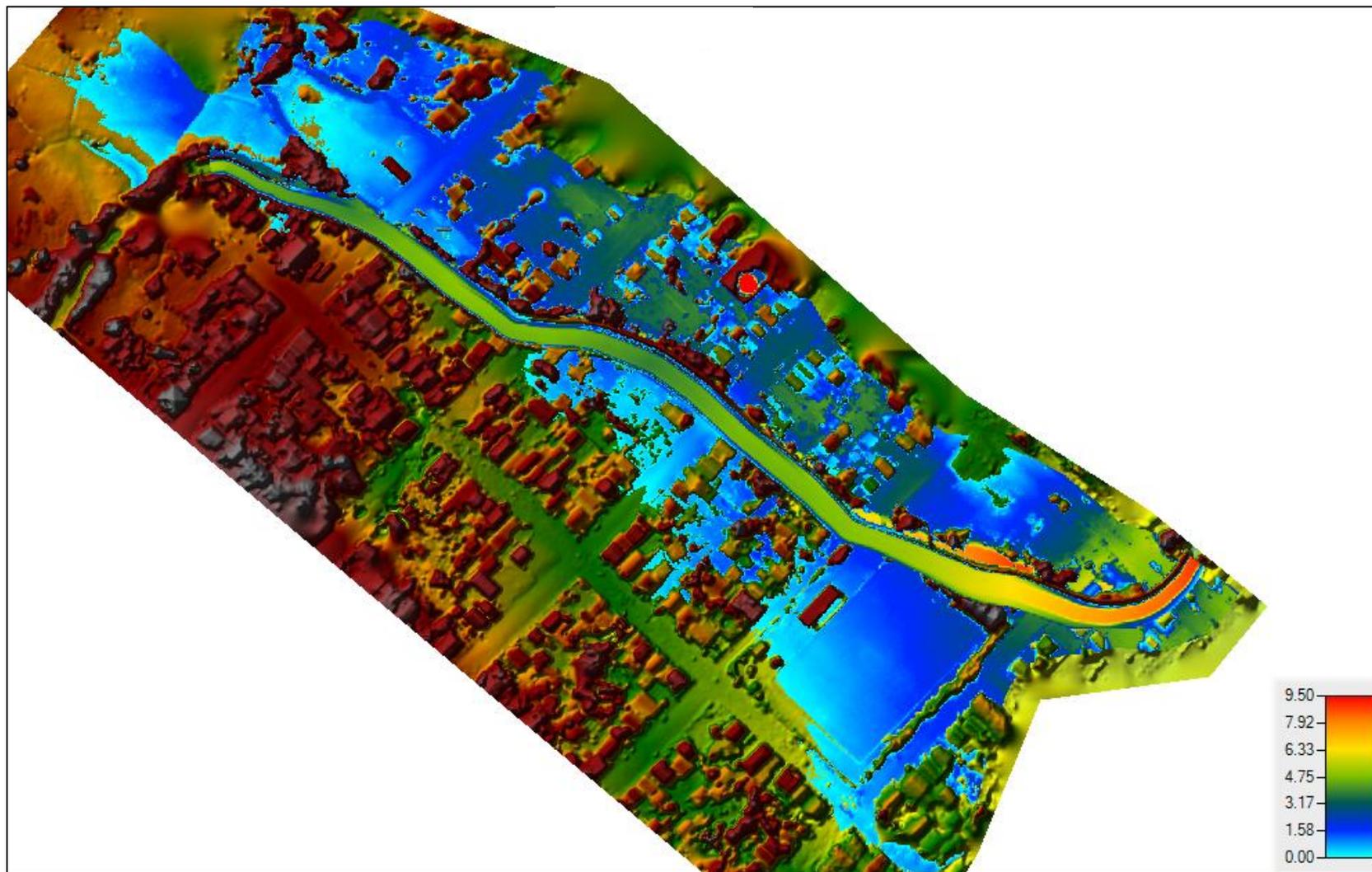
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 11 - Profundidade do escoamento (m) máxima, para o tempo de retorno de 50 anos



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 12 - Profundidade do escoamento (m) máximo, para o tempo de retorno de 100 anos

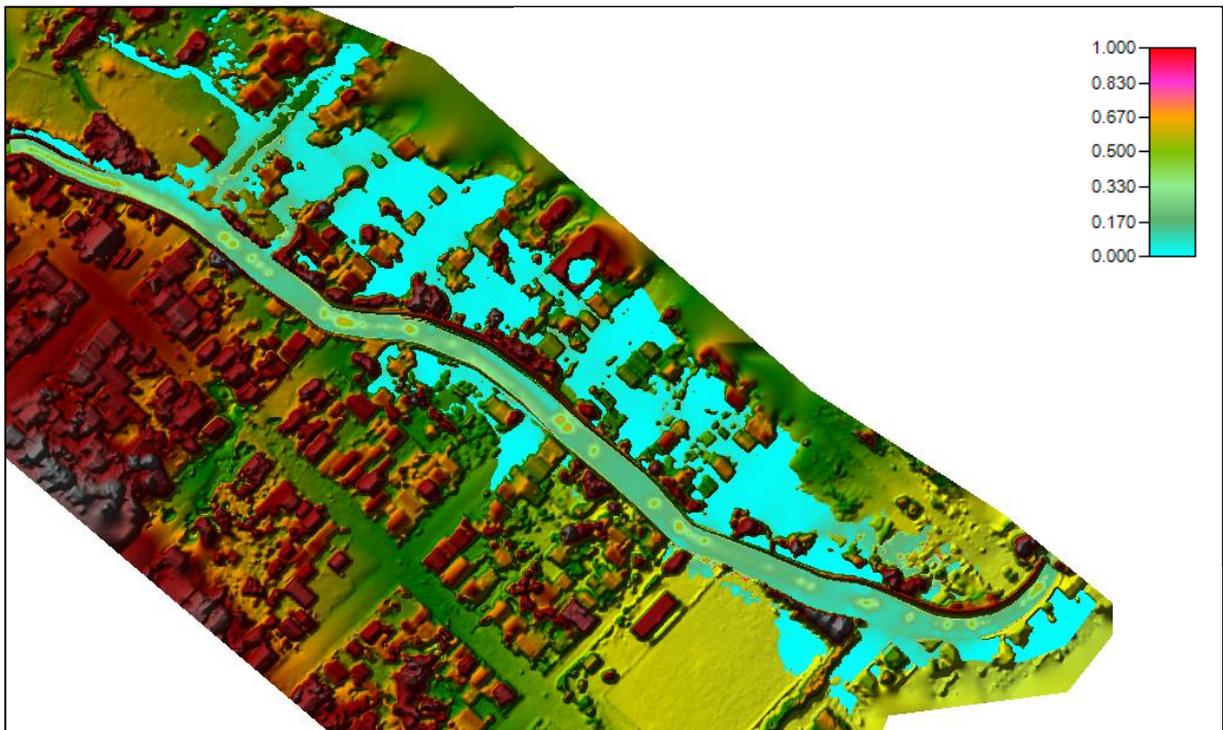


Fonte: Elaborado pelo autor.

Uma forma de analisar o comportamento dos escoamentos é verificando os valores assumidos pelo número de Froude ( $Fr$ ), ao longo do canal. O  $Fr$  traz indicações sobre as velocidades e as alturas d'água desenvolvidas durante o escoamento. Na Figura 14 estão representados os valores de Froude, assumidos durante a inundação do tempo de retorno de 50 anos. O regime geral se mantém similar para o tempo de retorno de 100 anos.

O canal apresenta um escoamento predominantemente subcrítico ( $Fr < 1$ ), com valores de  $Fr$  em sua maioria, variando de 0,10 a 0,30. Este tipo de escoamento é tido como fluvial, nele as profundidades da água são mais elevadas, manifestando velocidades de fluxo baixas. No canal, as velocidades predominantemente, variam de 0,4 a 1,5 m/s, entretanto, podem assumir valores na ordem de 3,0 a 5,0 m/s, em algumas regiões localizadas mais ao centro do canal, longe das calhas laterais e de fundo, que geram resistência ao fluxo. São também nestas áreas que são encontrados os maiores valores de  $Fr$ , na faixa de 0,60 a 0,80.

Figura 13 - Mapeamento do comportamento geral do número de Froude durante a inundação do tempo de retorno de 50 anos



Fonte: Elaborado pelo autor.

#### 5.4 PROJETO DE MACRODRENAGEM

Para os tempos de retorno de 50 e 100 anos, foram contabilizadas 9 quadras afetadas pelas inundações. Estima-se que 87 imóveis foram atingidos pelos alagamentos para o tempo

de 50 anos, e 124 para o de 100 anos. O número de imóveis afetados pode ser potencialmente superior ao expresso neste estudo, uma vez que foram contabilizados apenas os imóveis englobados na malha computacional do modelo de fluxo 2D. A proposição do uso alternativo do centro esportivo Taguá, como uma bacia de retenção de ondas de cheia, foi projetado para funcionar como uma medida mitigadora destes eventos.

#### **5.4.1 Estrutura das intervenções propostas**

A escolha do local da bacia de retenção, levou em consideração o potencial de uso alternativo da área do campo de futebol, pertencente ao centro esportivo. Este pode funcionar como uma área de captação de excedentes de vazão em períodos de cheias do rio Abaúna e ainda manter os fins de recreação. Além disso, essa escolha foi priorizada uma vez que a intervenção social e econômica tende a ser baixa, uma vez que não existe a necessidade de realojamento de pessoas ou desapropriação de terrenos.

A bacia de retenção funciona como um armazenamento temporário para a contenção das ondas de cheia. Considerando as cotas naturais do terreno, que variam de 579,70 a 581,70 m, ela foi projetada para possuir uma cota de fundo na altitude de 578,00 m, e uma cota máxima em 581,70 m. A entrada na água na bacia só se dará para escoamentos que ultrapassem a cota altimétrica de 579,70 m. Valores superiores a esta cota, permitiriam inundações nas regiões marginais antes de serem captadas pelo reservatório. Levando em conta a área superficial e a altura média da bacia, estima-se que um volume de água na ordem de 18.000 m<sup>3</sup> possa ser contido.

Recomenda-se que o fundo e os taludes da bacia sejam compactados com 30 cm de material argiloso de baixa permeabilidade. Sobre esta camada, sugere-se o uso de uma manta geossintética, com função estrutural de reforço, principalmente para a estabilização dos taludes. Para finalizar, indica-se outra camada de 30 cm de argila compacta e de baixa permeabilidade. A implantação da bacia deverá contar com um sistema de microdrenagem interno, para a condução dos volumes armazenados após a passagem das ondas de cheia.

A barreira de contenção foi projetada para possuir uma altura de 2,00 m, com uma extensão de 20 m. Ela foi planejada para ajudar a conter as pequenas inundações e retardar as ondas de cheia nos eventos de grandes precipitações.

#### 5.4.2 Modelo de comportamento do sistema de macrodrenagem

Em condições normais, o aumento da elevação do nível d'água faz com que as regiões a jusante do centro esportivo Taguá, sejam as primeiras afetadas por alagamentos. Os pequenos alagamentos observados no tempo de retorno de 25 anos, foram contornados pela implantação do muro de contenção. Para o tempo de retorno de 50 anos, a implantação da bacia de retenção em conjunto com a barreira foi capaz de atrasar a inundação em 50 min, sendo este tempo correspondente ao completo enchimento da bacia. O retardo temporal do avanço da água, contribui com os sistemas de monitoramento e alerta de inundações e enchentes, dado que aumentam a capacidade de resposta frente a esses eventos (BRASIL, 2020).

A Figura 15 traz a representação da mancha de inundação máxima observada para a simulação referente ao tempo de retorno de 50 anos. Após a intervenção, foi observado um aumento do nível d'água ao fim do trecho do canal, pouco inferior a 2,50 m, quando compara a simulação sem a bacia de retenção. Esse resultado era esperado considerando a implantação da barreira de contenção.

A Figura 16 expressa as reduções percentuais para as profundidades após a implantação das intervenções projetadas. Nas áreas com 100 % de redução da altura inundada, houve uma queda de 19,54 % no número de atingidos diretamente pela inundação. Essas reduções percentuais, em números contínuos representam quedas nas profundidades das inundações entre 0,43 e 3,45 metros.

As Figuras 17 e 18 apresentam, respectivamente, a inundação máxima e as porcentagens de redução das alturas d'água, para uma precipitação com tempo de retorno de 100 anos. As diferenças nas profundidades observadas para os cenários com e sem o projeto variam de 0,02 a 0,57 metros. Neste cenário, as intervenções são capazes de promover um atraso na onda de cheia na ordem de 30 min e reduzir significativamente as inundações nas imediações à bacia de retenção e barreira de contenção.

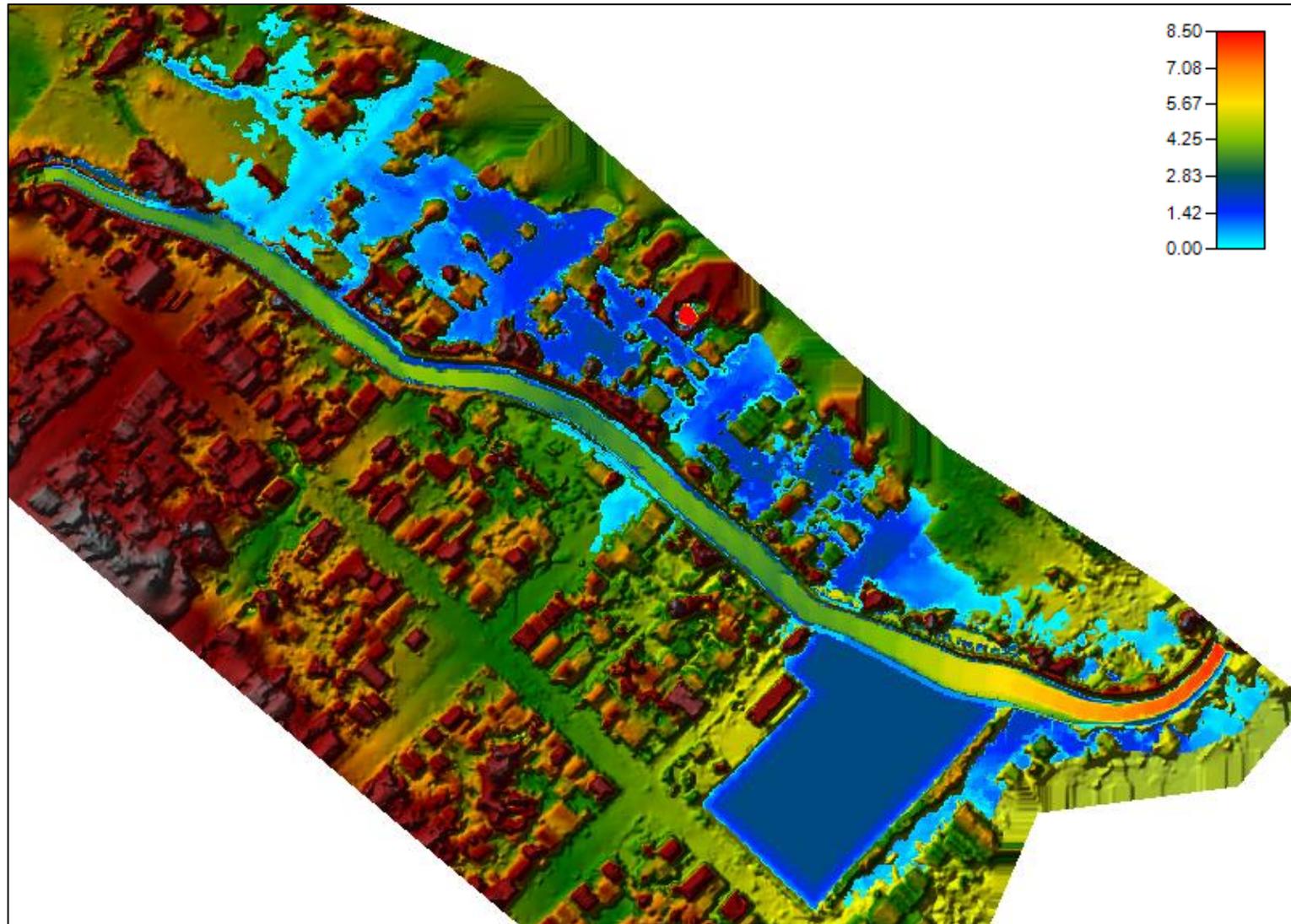
A Tabela 7 traz um compilado dos resultados apresentado pelo modelo 2D nas simulações antes e depois das intervenções propostas. Em caráter comparativo, são trazidos os dados das inundações dos tempos de retorno de 50 e 100 anos.

Tabela 7 – Comparação dos cenários anteriores e posteriores a implantação do projeto

|  | <b>Cenário anterior às intervenções</b> |                 | <b>Cenário após às intervenções</b> |                 |
|--|---|-----------------|-------------------------------------|-----------------|
|  | <i>50 anos</i>                          | <i>100 anos</i> | <i>50 anos</i>                      | <i>100 anos</i> |
| Alturas máximas de escoamento no canal (m)       | 6,22                                    | 8,91            | 8,72                                | 11,41           |
| Alturas máximas de escoamento nas inundações (m) | 3,84                                    | 5,52            | 2,48                                | 4,98            |
| Tempo de retardo das ondas de cheia (min)        | -                                       | -               | 50                                  | 30              |
| Número de atingidos (imóveis)                    | 87                                      | 124             | 70                                  | 124             |

Fonte: Elaborado pelo autor, 2021.

Figura 14 - Mancha de inundação máxima atingida para o tempo de retorno de 50 anos, após intervenções



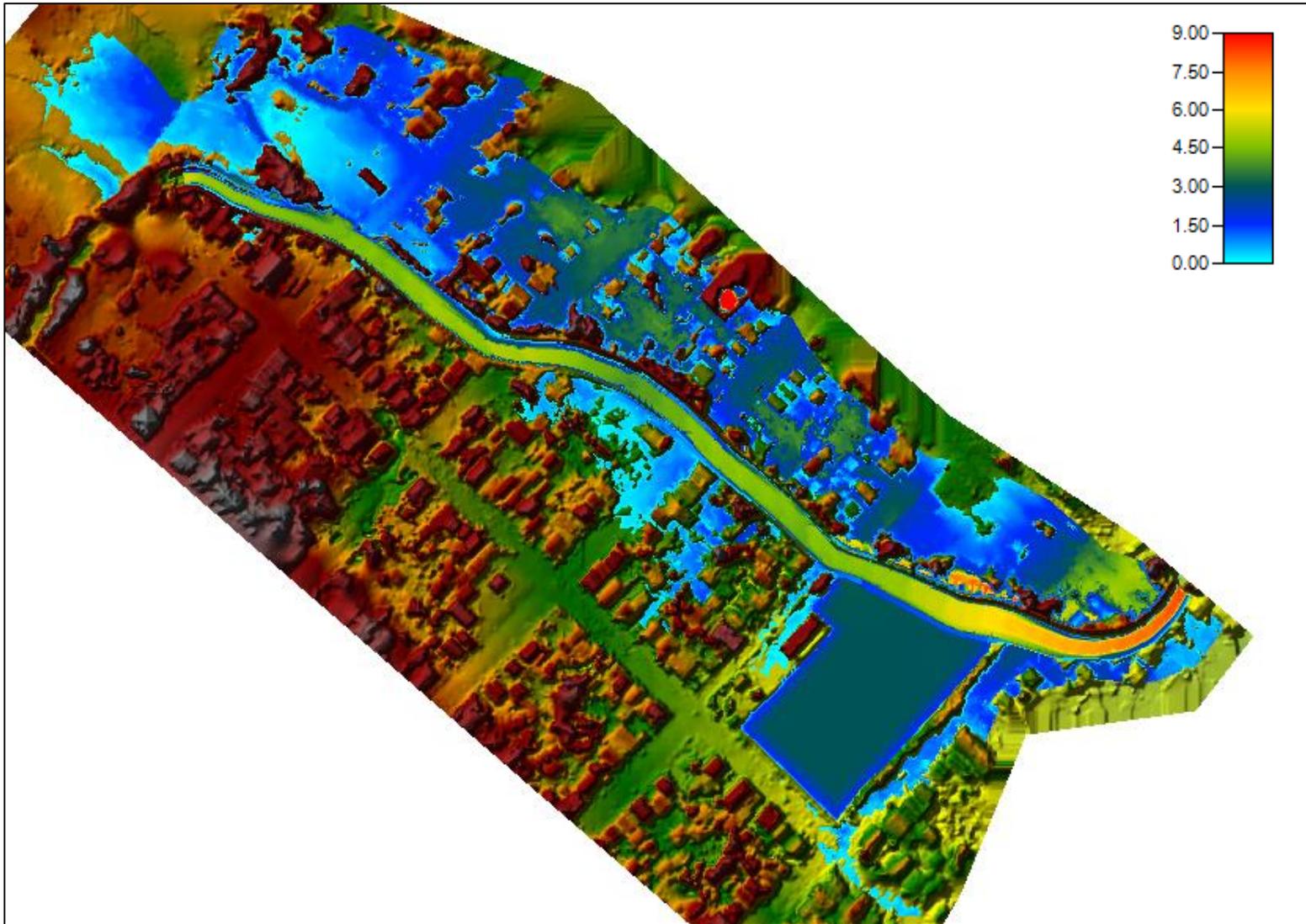
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 15 - Porcentagem de redução de alturas d'água, provocadas por chuvas intensas com tempo de retorno de 50 anos



Fonte: Elaborado pelo autor; Imagem Google Satellite.

Figura 16 - Mancha de inundação máxima atingida para o tempo de retorno de 100 anos, após intervenções



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 17 - Porcentagem de redução de alturas d'água, provocadas por chuvas intensas com tempo de retorno de 100 anos



Fonte: Elaborado pelo autor; Imagem Google Satellite.

### 5.4.3 Custo de projeto x Prejuízos das inundações

Garcia e Ramos (2007), estimaram o custo da implantação de um projeto de macrodrenagem dentro da bacia hidrográfica urbanizada do Rio Morro Alto (área de 5,24 km<sup>2</sup>), no município de Joinville – SC. Os custos do projeto foram calculados considerando obras hidráulicas de contenções de cheias, para vazões máximas determinadas pelo método do SCS, iguais a 60 m<sup>3</sup>/s. As obras do projeto envolviam, por exemplo, a ampliação de galerias, com revestimentos de paredes e capeamento de fundo, em pontos de estrangulamento do rio. Nestas condições, o custo projetado do sistema foi de R\$ 6.552.869,07.

Em contrapartida aos custos dos projetos, também devem ser considerados os gastos ocasionados pelas inundações urbanas. Estes englobam desde custos por danos tangíveis diretos e indiretos, até danos intangíveis. Os danos tangíveis envolvem os prejuízos à infraestrutura urbana, aos veículos e os prejuízos às residências e conteúdos comerciais, industriais e públicos. Também compreendem os gastos associados às doenças de veiculação hídrica, a desvalorização de imóveis, os custos com a limpeza urbana e outros (NAGEM, 2008).

Os danos intangíveis associados aos eventos de inundação são todos os prejuízos ambientais gerados, assim como o aumento da vulnerabilidade econômico com o empobrecimento progressivo da população atingida. Esses danos também envolvem as perdas de itens insubstituíveis e a perda de produção econômica, com a interrupção de atividades comerciais e de serviços públicos (NAGEM, 2008).

Nesse sentido, o trabalho desenvolvido por Abreu (2013), estimou os prejuízos econômicos provocados pelas inundações urbanas na cidade de São Carlos – SP. A bacia hidrográfica em estudo foi a do Córrego Gregório, altamente urbanizada e com uma área de drenagem de 18,93 km<sup>2</sup>. Considerando os tipos de imóveis, residenciais ou comerciais, e as alturas de submersão, com vazões calculadas pelo método dos blocos alternados, o trabalho projetou para o tempo de retorno de 25 anos um custo na ordem de R\$ 5.200.000,00.

Devido a maior facilidade de mensuração e menores erros associados, este estudo considerou apenas perdas diretas sobre o comércio e residências. Assim, é possível inferir que os prejuízos reais tenderiam a ser superiores aos projetados. No trabalho realizado por Abreu (2013) é marcante o montante de prejuízos econômicos gerados para um tempo de retorno, com uma frequência de ocorrência relativamente alta, considerando os tempos de retorno utilizados em projetos de macrodrenagem. Geralmente, estas obras são projetadas para vazões de pico observadas em tempos de retorno de 100 anos (CETESB, 1980).

Desse modo, os prejuízos calculados na bacia estudada por Abreu (2013) seriam consideravelmente superiores, para tempos na ordem de 50 e 100 anos, uma vez que quanto maiores as profundidades das inundações maiores os danos. Assim, os investimentos na implantação de sistemas de macrodrenagem, em médio e longo prazo, conduzem a compensação financeira quando se levantam as séries de danos e prejuízos econômicos tangíveis e intangíveis gerados que podem ser evitados.

## 6 CONCLUSÃO

Este trabalho realizou uma descrição hidrológica e hidráulica da bacia e do comportamento do escoamento do rio Abaúna, que cruza o município de Getúlio Vargas, causando inundações na sua malha urbana. Os impactos de eventos de cheia foram quantificados hidrológicamente, pela caracterização do processo chuva-vazão, e hidráulicamente, através de um modelo hidrodinâmico 2D em regime não permanente. As manchas de inundações simuladas, foram avaliadas frente a implantação de uma bacia de retenção e uma barreira de contenção.

O modelo hidrológico permitiu deduzir que as vazões de pico geradas pelas sub-bacias 3, 4 e 5, representam contribuições laterais importantes e significativas para a descrição do comportamento de fluxo do canal. Essas vazões precisam ser incluídas em modelagens hidrodinâmicas, já que podem afetar os padrões de escoamento. Recomenda-se que, para futuros estudos, sejam realizados levantamentos topobatimétricos do canal e de toda a malha urbana limítrofe ao rio Abaúna.

O modelo hidrodinâmico 2D determinou um comportamento de escoamento em regime subcrítico, mais favorável a ocorrência de inundações, já que os fluxos desenvolvidos apresentam baixas velocidades de escoamentos e alturas d'água elevadas.

As respostas do modelo hidrodinâmico sugerem que as inundações observadas para os eventos de maio de 2017, outubro de 2016 e junho de 2014, possuem um tempo de recorrência superior a 25 anos.

O projeto proposto para a mitigação das inundações foi eficiente para o retardo das ondas de cheia em até 50 min, para o tempo de retorno de 50 anos, e em 30 min para o tempo de 100 anos. As intervenções propostas são capazes de gerar reduções nas alturas d'água de 0,43 e 3,45 metros para o tempo de retorno de 50 anos, restringindo e evitando significativamente os danos aos imóveis da cidade. A implantação do projeto é favorável a redução do número de imóveis atingidos, para o tempo de retorno de 50 anos, propiciou uma redução na ordem de 19,54 %.

A bacia de retenção e a barreira de contenção são entendidos como medidas estruturais intensivas, e intervenções de baixo impacto social, ambiental e econômico. O efeito de mitigação, dentro das restrições impostas, obteve resultados satisfatórios para as áreas de imediações das intervenções.

Para a área de estudo, são recomendados investimentos para a associação de medidas estruturais intensivas e extensivas, com medidas não estruturais. Essas medidas podem estar

voltadas ao aumento da capacidade de descarga do rio, com o controle das perdas de solo que geram assoreamento; à diminuição das vazões de pico pela alteração da cobertura do solo, com a criação de áreas permeáveis dentro da cidade; e ao aumento do tempo de resposta, dado por um sistema de monitoramento e alerta de inundações.

## REFERÊNCIAS

- ABREU, F. G. de. **Análise da influência da distribuição temporal das chuvas intensas e de cenários de uso e ocupação do solo na quantificação dos prejuízos econômicos diretos provocados pelas inundações urbanas.** Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.
- ALVARES, C. A. et al. Köppen's climate classification map for Brazil. **Meteorologische Zeitschrift**, v. 22, n. 6, 2014.
- ANA. **Bacias Hidrográficas Ottocodificadas (Nível 2)**. 2020a. Disponível em: [https://dadosabertos.ana.gov.br/datasets/93d6c46c6a4e47fbb5bb281b7cbc8847\\_0/geoservice?geometry=-118.666%2C-38.944%2C-0.102%2C-11.503](https://dadosabertos.ana.gov.br/datasets/93d6c46c6a4e47fbb5bb281b7cbc8847_0/geoservice?geometry=-118.666%2C-38.944%2C-0.102%2C-11.503).
- \_\_\_\_\_. **Portal HIDROWEB, Séries Históricas**. 2020b. Disponível em: <http://www.snirh.gov.br/hidroweb/serieshistoricas>.
- ANA-SNIRH. **Água Superficial**. 2021. Disponível em: <https://portall.snirh.gov.br/ana/apps/webappviewer/index.html?id=3a78c627739e448f8ea7e3e6aa9b7a1b>.
- ASF DAAC. **ALOS PALSAR Hi-Res Terrain Corrected (AP\_26548\_FBS\_F6620\_RT1)**. Inclui material © JAXA/METI, 2011. Disponível em: <https://search.asf.alaska.edu/#/>.
- BARGOS, D. C. **Caracterização de bacias hidrográficas**. 2019. Disponível em: [https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/4641496/mod\\_resource/content/1/aula%204\\_LOB1233.pdf](https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/4641496/mod_resource/content/1/aula%204_LOB1233.pdf).
- BERTONI, J. C.; TUCCI, C. E. M. Precipitação. In: TUCCI, C. E. M. (Org.). **Hidrologia: ciência e aplicação**. 4. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH, 2009.
- BRASIL. Ministério das Cidades. Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental. **Plano Nacional de Saneamento Básico – PLAN SAB**. Brasília: SNSA/MC, 2013.
- \_\_\_\_\_. Ministério do Desenvolvimento Regional. Secretaria Nacional de Saneamento – SNS. **Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento: 4º Diagnóstico de Drenagem e Manejo das Águas Pluviais Urbanas** – 2019. Brasília: SNS/MDR, 2020.
- BOMERS, A.; SCHIELEN, R. M. J.; HULSCHER, S. J. M. H. Application of a lower-fidelity surrogate hydraulic model for historic flood reconstruction. **Environmental Modelling & Software**, v. 117, 2019.
- BRUNNER, G. W.; CEIWR-HEC. **HEC-RAS River Analysis System User's Manual Version 5.0**. US Army Corps of Engineers: 2016.
- BRUNNER, G. W. **HEC-RAS River Analysis System Reference Manual**. US Army Corps of Engineers: 2016.

CANHOLI, A. P. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.

CETESB. **Drenagem urbana: Manual de projeto** [por] Departamento de Águas e Energia Elétrica [e] Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental. 2. ed. São Paulo: DAEE/CETESB, 1980.

CONGEDO, L. **Semi-Automatic Classification Plugin Documentation**. 2020. Disponível em: <https://fromgistors.blogspot.com/p/semi-automatic-classification-plugin.html>.

COUTO, J. L.V. do. **Mapa mental dos problemas das enchentes urbanas**. UFRRJ, 2004. Disponível em: <http://www.ufrj.br/institutos/it/de/acidentes/mma10.htm>.

DENARDIN, J. E.; FREITAS, P. L. de. Características fundamentais da chuva no Brasil. **Pesquisa agropecuária brasileira**, p. 1409-1416, 1982.

DSG-BDGE<sub>x</sub>. **GETÚLIO VARGAS - SG-22-Y-D-IV-4 – 50000**. 1975. Carta Topográfica Matricial. Escala 1:50000. Disponível em: <https://bdgex.eb.mil.br/bdgexapp>.

FEPAM. **Zoneamento Ambiental da Silvicultura: Diretrizes da Silvicultura por Unidade de Paisagem e Bacia Hidrográfica, Volume II**. Governo do Estado do Rio Grande do Sul e Secretaria Estadual do Meio Ambiente, 2010.

FILHO, K. Z. et al. Custos das Enchentes Urbanas. *In: \_\_\_\_\_*. **PHD-2537: Água em Ambientes Urbanos**. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental – USP, 2011.

FLETCHER, T. D.; ANDRIEU, H.; HAMEL, P. Understanding, management and modelling of urban hydrology and its consequences for receiving waters: A state of the art. **Advances in Water Resources**, v. 51, 2013.

G1. **Governo federal reconhece situação de emergência em 27 cidades do RS**. G1, 2016. Disponível em: <http://g1.globo.com/rs/rio-grande-do-sul/noticia/2016/11/governo-federal-reconhece-situacao-de-emergencia-de-27-cidades-do-rs.html>.

GARCIA, F.; RAMOS, D. A. Comparação entre custos de obras de macrodrenagem dimensionadas com vazões calculadas pelo método racional e pelo método do SCS (“Soil Conservation Service”) na sub-bacia do rio Morro Alto, em Joinville, SC. *In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS*, 17., 2007, São Paulo. **Anais...** São Paulo: 2007.

GOODELL, C. **My Unsteady HEC-RAS Model is Unstable...Why?** The RAS Solution, 2015. Disponível em: <https://www.kleinschmidtgroup.com/ras-post/my-unsteady-hec-ras-model-is-unstablewhy/>.

GONÇALVES, L. S. **Relações Intensidade-Duração-Frequência com base em estimativas de precipitação por satélite**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

HABERT, J. et al. 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**, v. 532, 2016.

HADDAD, E. A.; TEIXEIRA, E. Economic Impacts of Natural Disasters in Megacities: the case of floods in São Paulo, Brazil. **NEREUS**, p. 20, 2013.

IBGE. Malhas Municipais 2020. *In:* \_\_\_\_\_. **Geociências, Downloads**. 2020a. Disponível em: <https://www.ibge.gov.br/geociencias/downloads-geociencias.html>.

\_\_\_\_\_. **Manual Técnico de Uso da Terra**. 3. ed. IBGE, Rio de Janeiro, 2013.

\_\_\_\_\_. **Panorama Getúlio Vargas**. 2020b. Disponível em: <https://cidades.ibge.gov.br/brasil/rs/getulio-vargas/historico>.

IPCC. Summary for Policymakers. *In:* \_\_\_\_\_. **Global Warming of 1.5°C**. 2018. Disponível em: [https://www.ipcc.ch/site/assets/uploads/sites/2/2019/05/SR15\\_SPM\\_version\\_report\\_LR.pdf](https://www.ipcc.ch/site/assets/uploads/sites/2/2019/05/SR15_SPM_version_report_LR.pdf).

IRGA. **Médias Climatológicas: Getúlio Vargas**. 2020. Disponível em: <https://irga.rs.gov.br/medias-climatologicas>.

KÄMPF, N. et al. Metodologia para classificação de solos quanto à resistência a impactos ambientais decorrentes da disposição final de resíduos. **Fepam em Revista**, Porto Alegre, v. 2, n.1, 2008.

LAPEGE-UEL. **Base de Dados Shape da Região Sul: Rio Grande do Sul – Bacias hidrográficas**. 2019. Disponível em: <http://www.uel.br/laboratorios/lapege/pages/base-de-dados-shp-da-regiao-sul.php>.

MELLO, C. R.; LIMA, J. M.; SILVA, A. M. da. Simulação do deflúvio e vazão de pico em microbacia hidrográfica com escoamento efêmero. **Gestão e Controle Ambiental**, v. 11, n. 4, 2007.

MIGUEZ, M. G.; VERÓL, A. P.; REZENDE, O. M. **Drenagem urbana: do projeto tradicional à sustentabilidade**. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2015.

NAGEM, F. R. M. **Avaliação econômica dos prejuízos causados pelas cheias urbanas**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

NAHORNIAK, M. et al. How do we efficiently generate high-resolution hydraulic models at large numbers of riverine reaches? **Computers and Geosciences**, v. 119, 2018.

OINFORMATIVODOVALE. **Mais de dez mil pessoas já foram atingidas pelas cheias no RS**. 2014. Disponível em: <https://www.informativo.com.br/geral/mais-de-dez-mil-pessoas-ja-foram-atingidas-pelas-cheias-no-rs,20392.jhtml>.

PINOS, J.; TIMBE, L. Performance assessment of two-dimensional hydraulic models for generation of flood inundation maps in mountain river basins. **Water Science and Engineering**, 2019.

REGIONAL, A. FOLHA. **Getúlio Vargas:** Levantamento dos prejuízos causados pela enchente estão em andamento. 2017. Disponível em: <http://afolharegional-afolharegional.blogspot.com/2017/05/getulio-vargas-levantamento-dos.html>.

RIGEO – CPRM. **Mapa Geodiversidade do Estado do Rio Grande do Sul.** CPRM, 2009. Disponível em: <http://rigeo.cprm.gov.br/jspui/handle/doc/14710>.

ROTHFUSS, Patrick. **O temor do sábio.** Tradução de Vera Ribeiro. São Paulo: Arqueiro, 2011.

SALVADORE, E.; BRONDERS, J.; BATELAAN, O. Hydrological modelling of urbanized catchments: A review and future directions. **Journal of hydrology**, v. 529, 2015.

SARTORI, A.; NETO, F. L.; GENOVEZ, A. M. Classificação Hidrológica de Solos Brasileiros para a Estimativa da Chuva Excedente com o Método do Serviço de Conservação do Solo dos Estados Unidos Parte 1: Classificação. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 10, n. 4, 2005.

SARTORI, R. Z. **Avaliação comparativa de modelos hidrodinâmicos para a previsão de inundações:** um estudo de caso do município de Getúlio Vargas – RS. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal da Fronteira Sul, Erechim, 2018.

SCALENGHE, R.; MARSAN, F. A. The anthropogenic sealing of soils in urban areas. **Landscape and Urban Planning journal**, v. 90, 2009.

SHAAD, K. et al. Towards high resolution and cost-effective terrain mapping for urban hydrodynamic modelling in densely settled river-corridors. **Sustainable Cities and Society**, v. 20, 2016.

SILVEIRA, A. L. L. da. Ciclo hidrológico e bacia hidrográfica. In: TUCCI, C. E. M. (Org.) **Hidrologia:** ciência e aplicação. 4. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH, 2009.

\_\_\_\_\_. Desempenho de Fórmulas de Tempo de Concentração em Bacias Urbanas e Rurais. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v.10, n. 1, 2005.

TARBOTON, D. G. **Rainfall-Runoff Processes.** Utah: Utah State University, 2003.

TUCCI, C. E. M. Águas urbanas. **Estudos Avançados**, v. 22, n. 63, 2008.

\_\_\_\_\_. Escoamento Superficial. In: \_\_\_\_\_. **Hidrologia:** ciência e aplicação. 4. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH, 2009a.

\_\_\_\_\_. Fundamentos do Escoamento Não-Permanente. In: \_\_\_\_\_. **Hidrologia:** ciência e aplicação. 4. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH, 2009b.

\_\_\_\_\_. Gestão de Águas Pluviais Urbanas. [s.l.] Unesco, 2005.

\_\_\_\_\_. Controle de Enchentes. In: \_\_\_\_\_. **Hidrologia:** ciência e aplicação. 4. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH, 2009c.

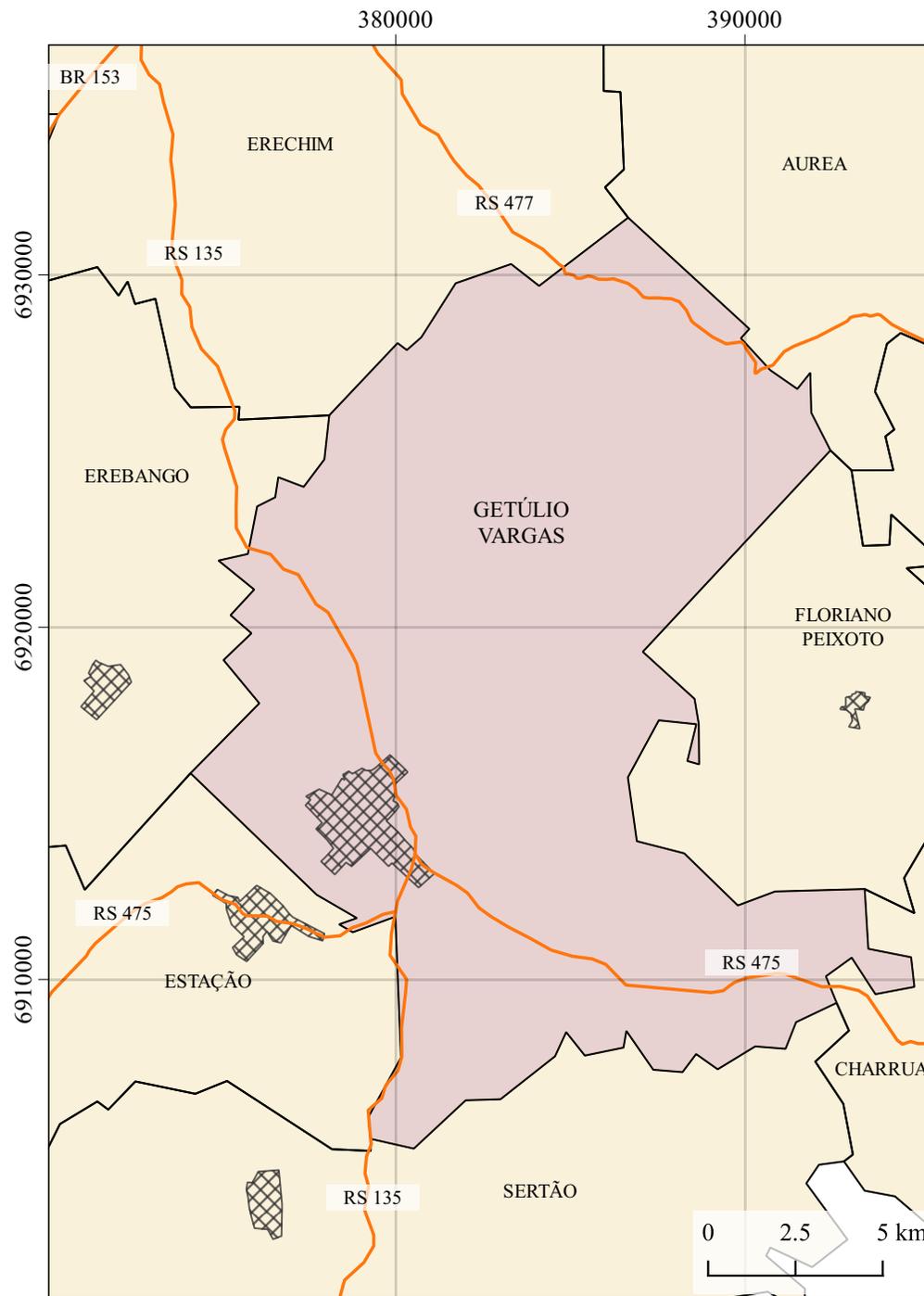
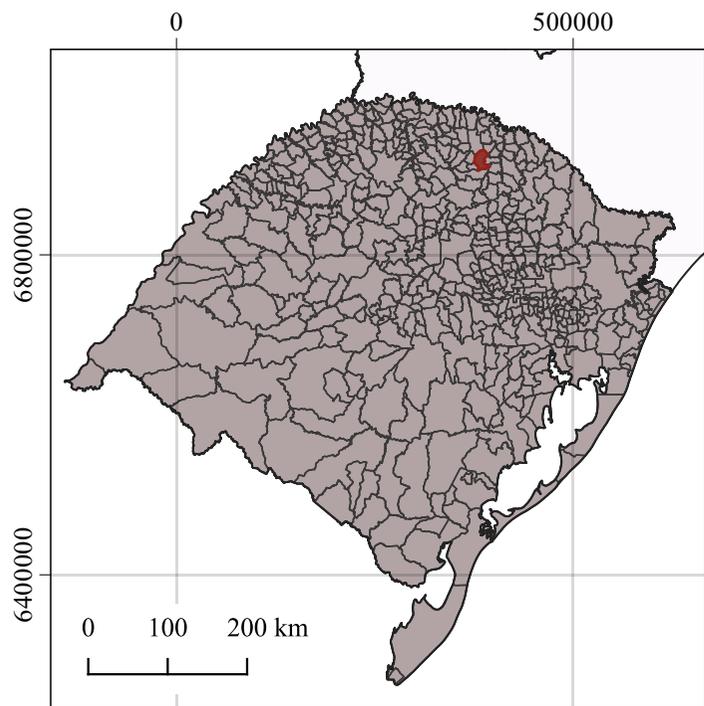
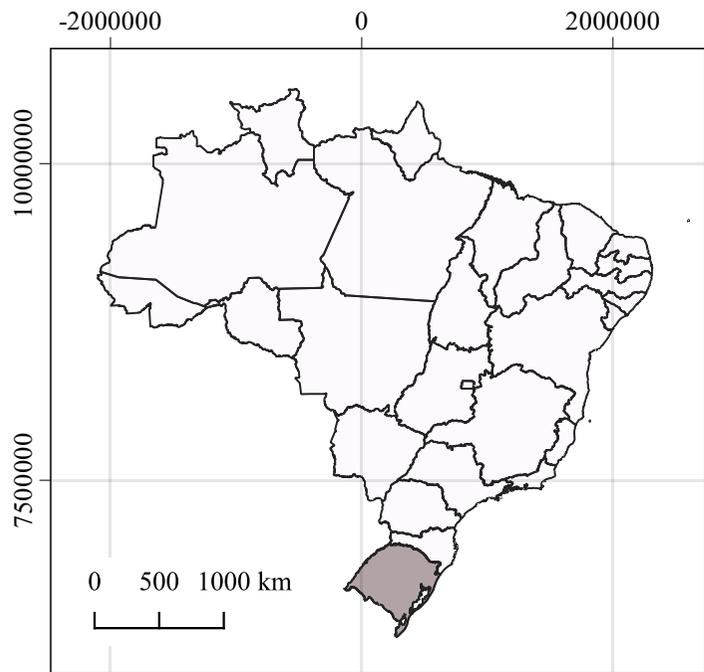
UFSC. **Educação para a prevenção e redução de riscos climáticos**. [Autores do conteúdo: Maurício Dalpiaz Mello, Rosemy da Silva Nascimento, Sung Chen Lin]. Florianópolis: 2014.

USDA-SCS. Estimating Runoff. *In*: \_\_\_\_\_. **TR 55, Urban Hydrology for Small Watersheds**. 2. ed. USDA, 1986.

USGS. **Earth Explore, Landsat 8**. 2020. Disponível em: <https://earthexplorer.usgs.gov/>.

VERBEIREN, B. et al. Assessing urbanisation effects on rainfall-runoff using a remote sensing supported modelling strategy. **International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation** v. 21, 2013.

## APÊNDICE A – PRODUTOS CARTOGRÁFICO



## Mapa 1: Mapa de localização

### Legenda

-  Brasil
-  Rio Grande do Sul
-  Getúlio Vargas
-  Municípios limítrofes
-  Malha urbana
-  Rede viária

Universidade Federal da  
Fronteira Sul

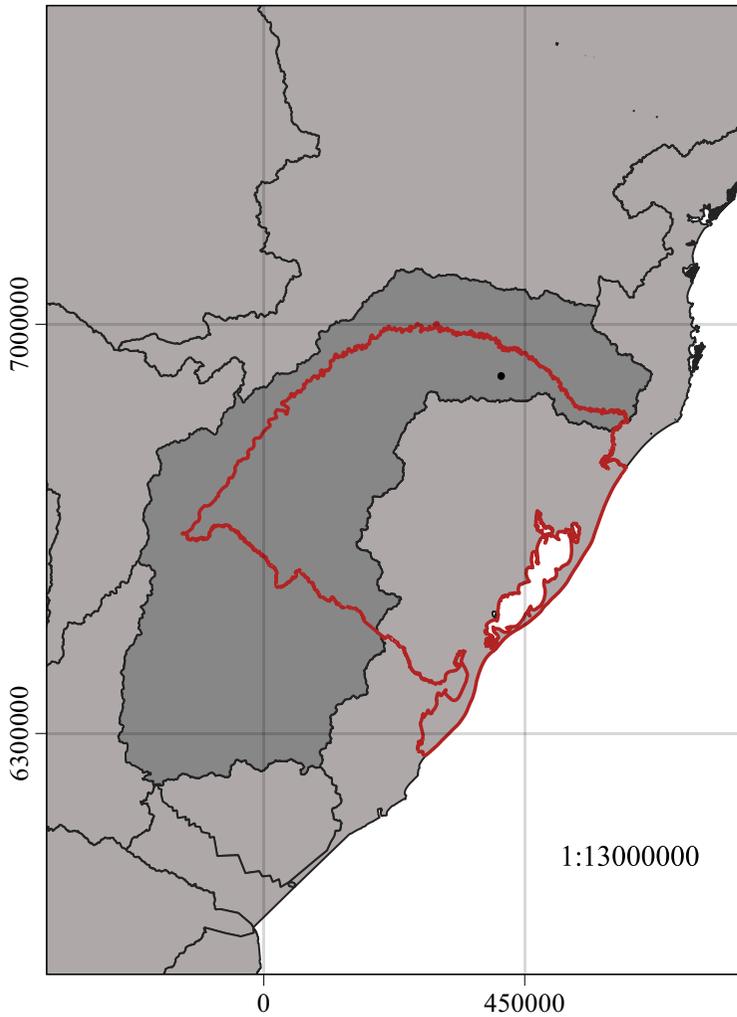
Curso de Engenharia Ambiental  
e Sanitária

Elaboração: Josiane Bampi

03/04/2021

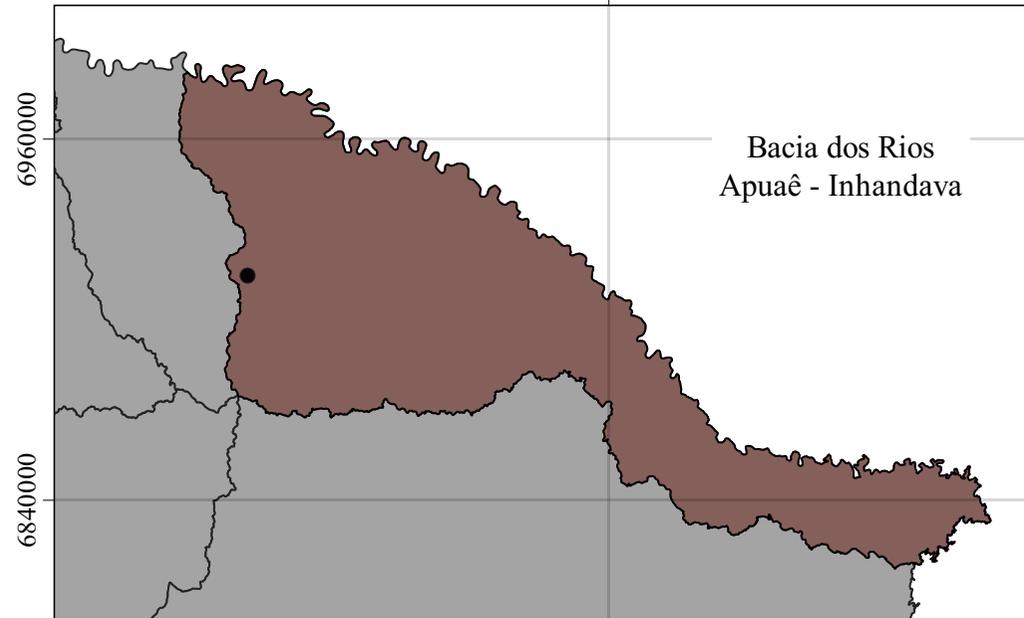
Sistema de coordenadas  
Sirgas 2000 / UTM zona 22S

## Região Hidrográfica do Rio Uruguai



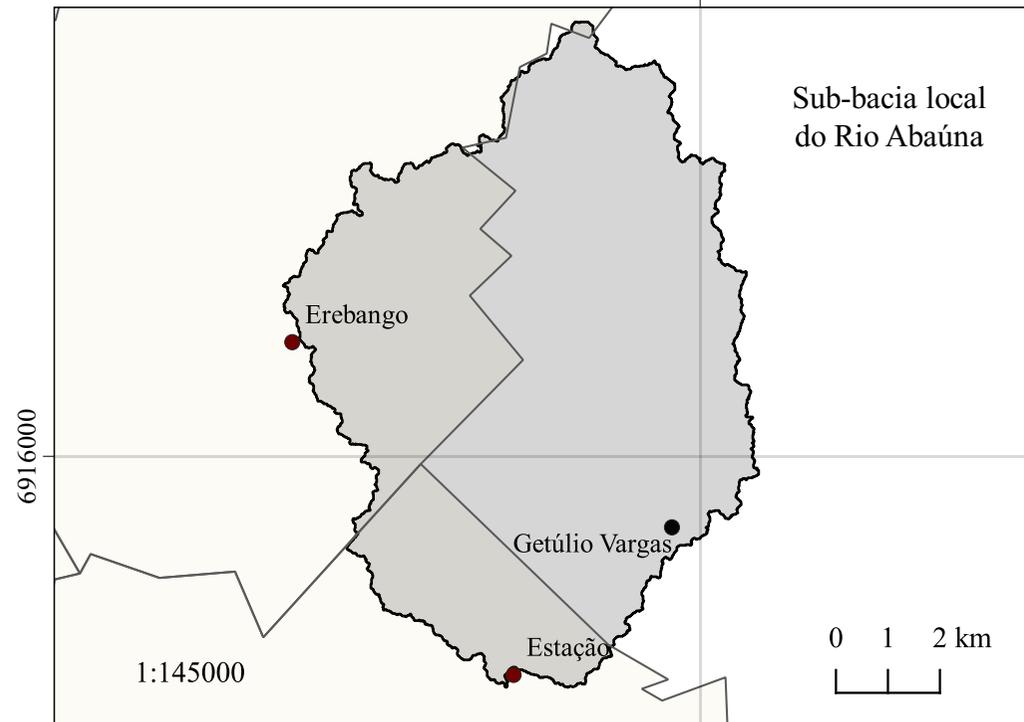
Fontes: Base vetorial LAPEGE-UEL(2019), ANA (2020a) e IBGE (2020a).

500000



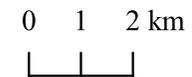
Bacia dos Rios  
Apuaê - Inhandava

379500



Sub-bacia local  
do Rio Abaúna

1:145000



## Mapa 2: Bacias Hidrográficas

### Legenda

- Região hidrográfica do Rio Uruguai
- Bacia Apuaê - Inhandava
- Sub-bacia do Rio Abaúna
- Limites municipais
- Cidade de Getúlio Vargas
- Sedes municipais

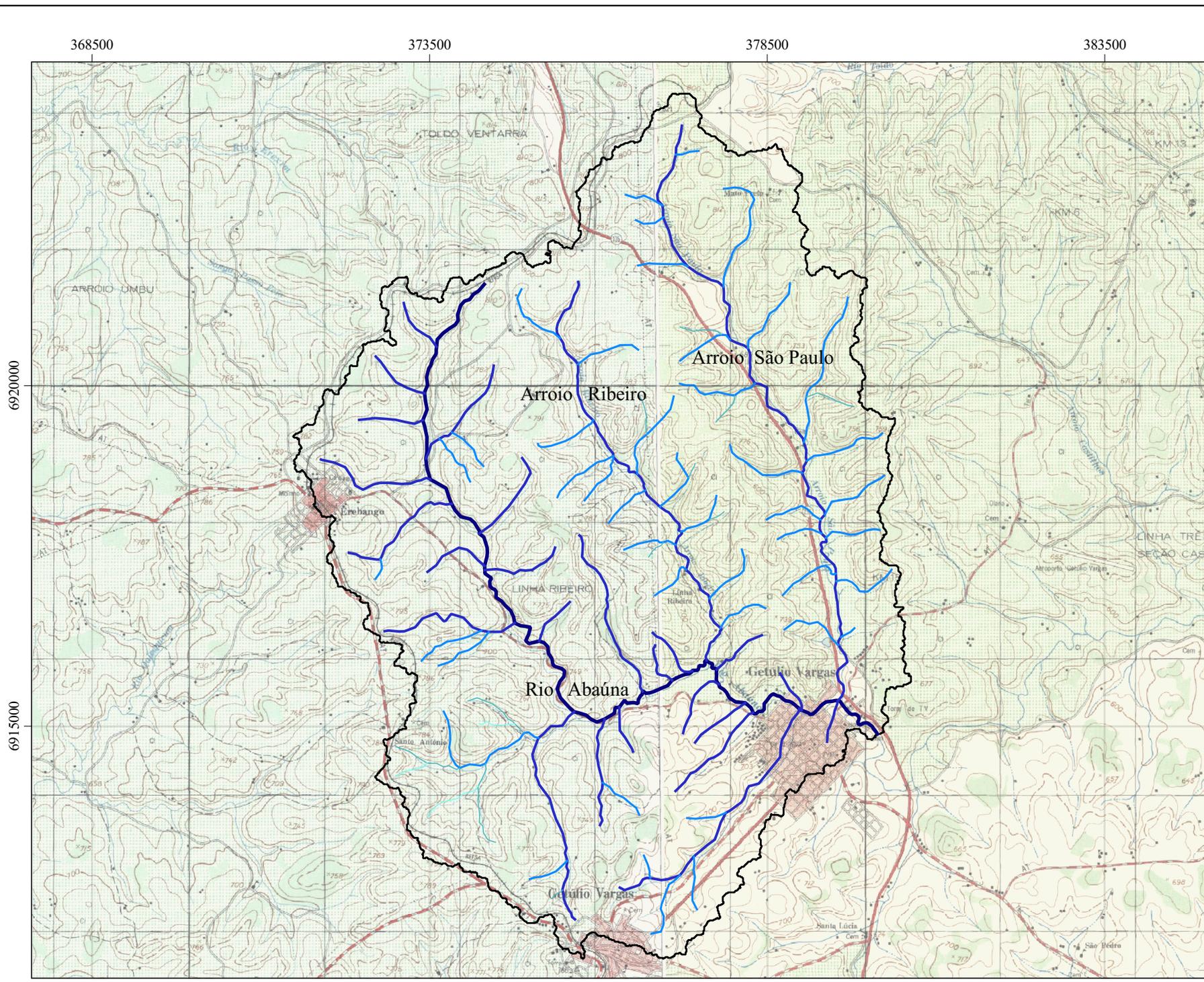
Universidade Federal da  
Fronteira Sul

Curso de Engenharia Ambiental  
e Sanitária

Elaboração: Josiane Bampi

03/04/2021

Sistema de coordenadas Sirgas  
2000 / UTM zona 22S



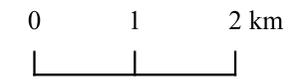
Carta topográfica do 1:50000 (DSG-BDGEx, 1975).



### Mapa 3: Recursos Hídricos da Bacia do Rio Abaúna

#### Legenda

- Bacia do Rio Abaúna
- Recursos hídricos



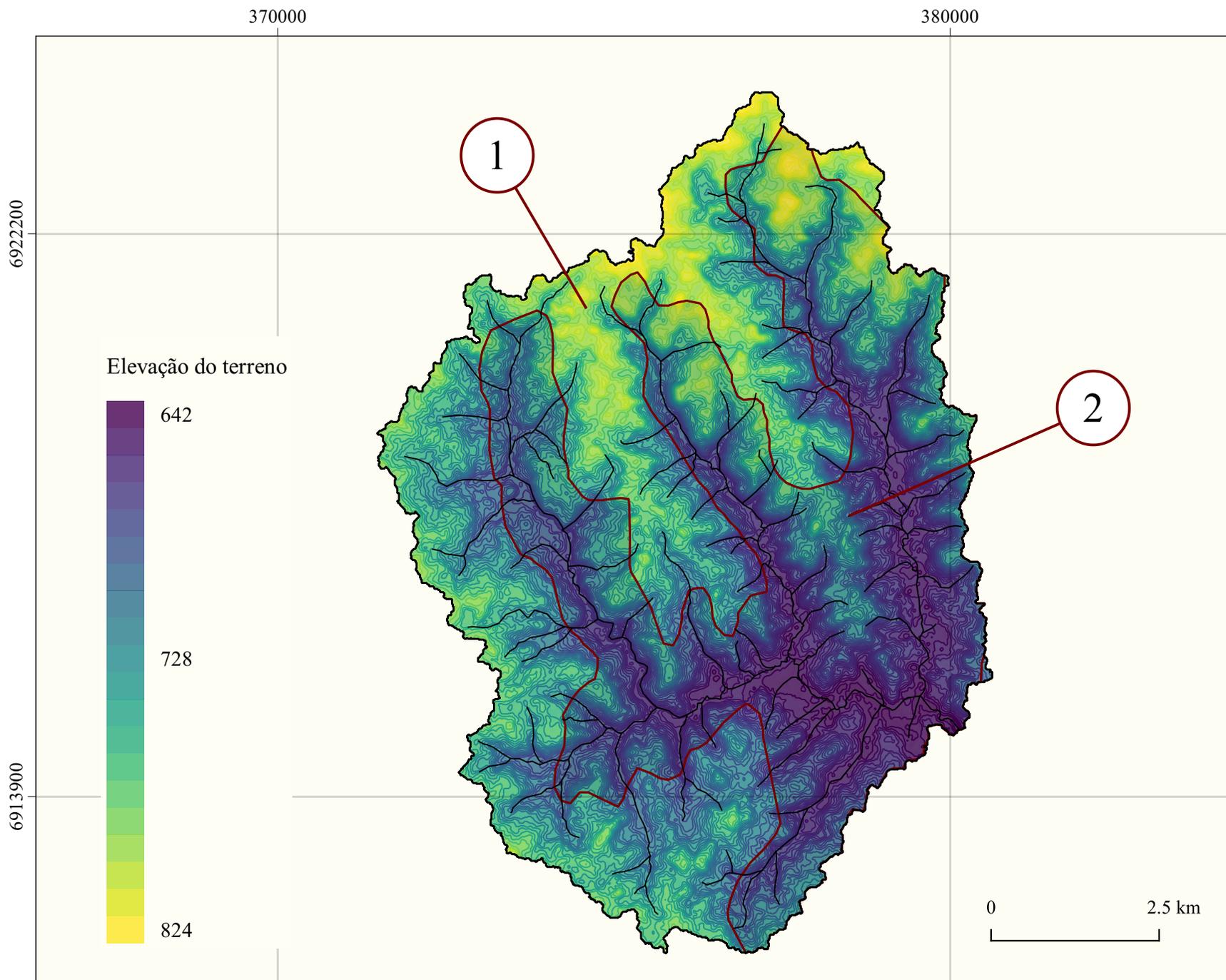
1:75000

Universidade Federal da  
Fronteira Sul

Curso de Engenharia Ambiental  
e Sanitária

Elaboração: Josiane Bampi

03/04/2021  
Sistema de coordenadas Sirgas  
2000 / UTM zona 22S



### Mapa 4: Topografia, hidrografia e pedologia

#### Legenda

- Rede de drenagem
- Bacia do Rio Abaúna

- 1 - Latossolo vermelho aluminoférrico húmico
- 2 - Cambissolo háplico eutrófico típico

---

Universidade Federal da  
Fronteira Sul

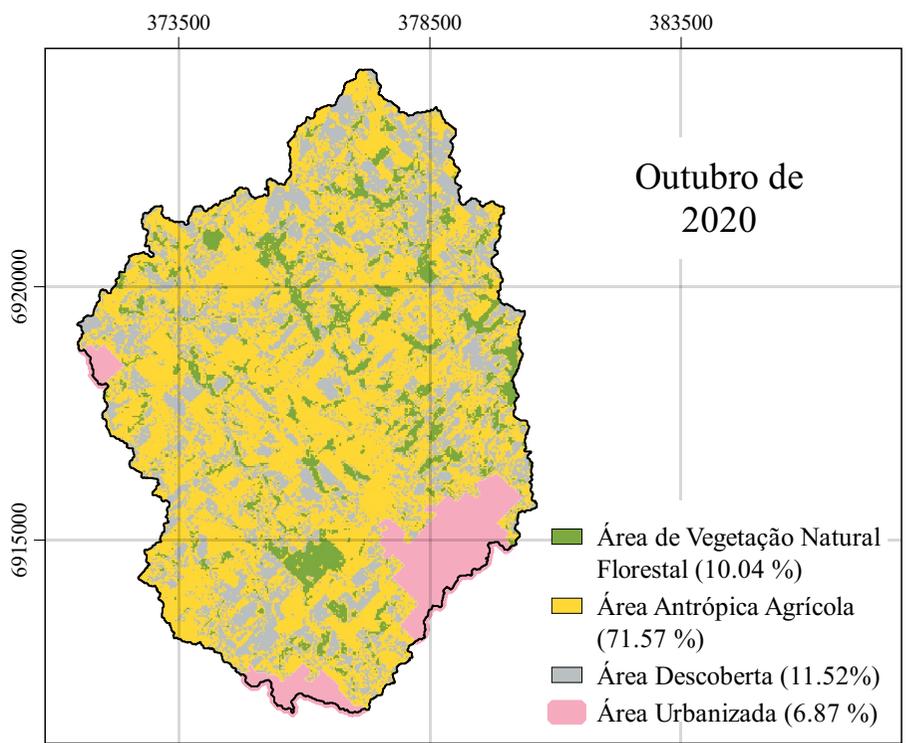
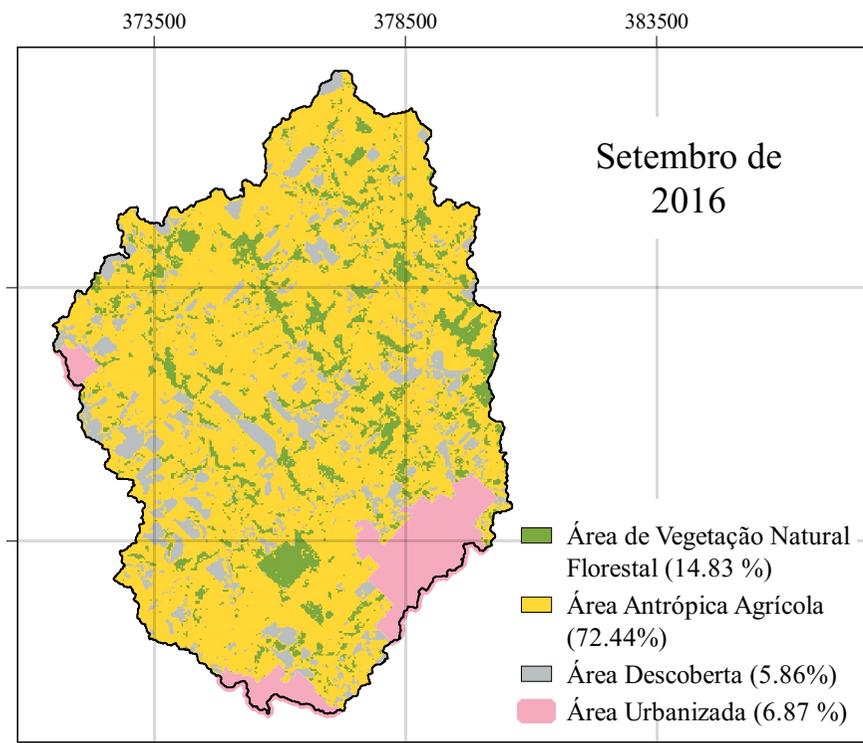
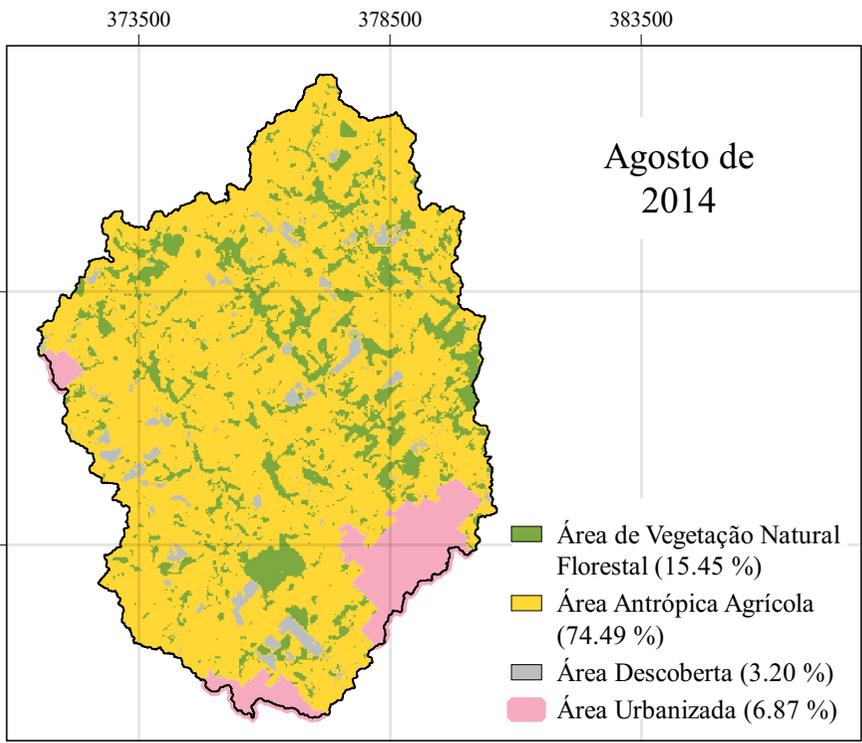
Curso de Engenharia Ambiental  
e Sanitária

Elaboração: Josiane Bampi

03/04/2021

Sistema de coordenadas  
Sirgas 2000 / UTM zona 22S

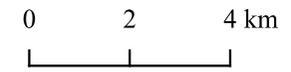
Fonte: Base vetorial adaptada de RIGEO-CPRM (2009); ASF DAAC (2011).



### Mapa 5: Uso e ocupação do solo

#### Legenda

Bacia do rio Abaúna



1:150000

Universidade Federal da Fronteira Sul

Curso de Engenharia Ambiental e Sanitária

Elaboração: Josiane Bampi

25/01/2021

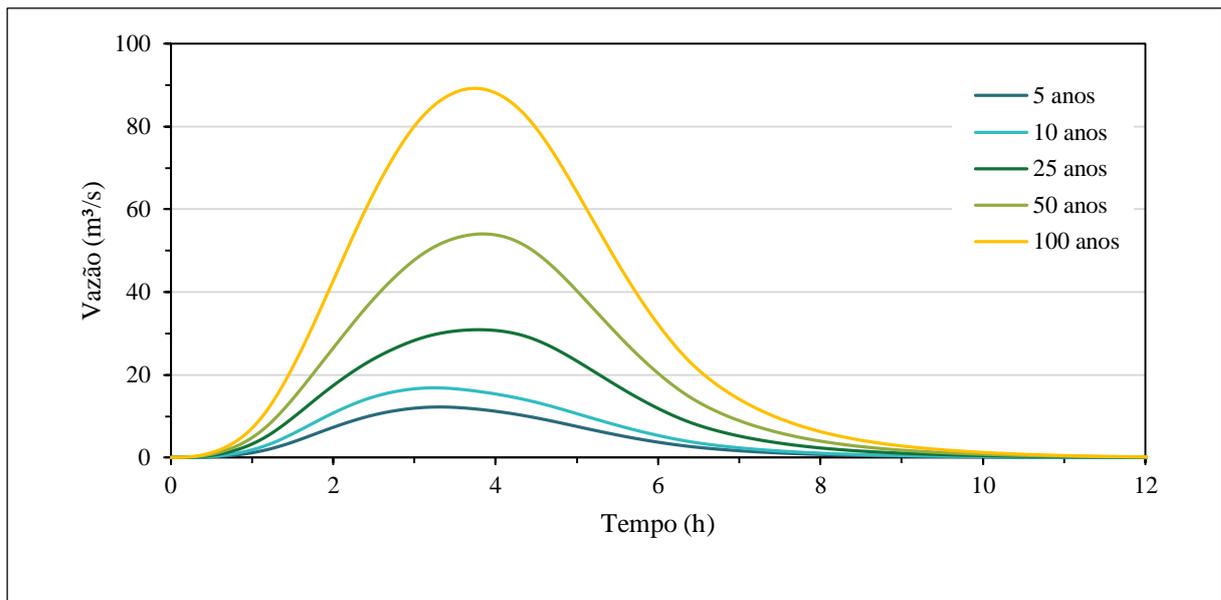
Sistema de coordenadas Sirgas 2000 / UTM zona 22S

## **APÊNDICE B – HIDROGRAMAS DE PROJETO**

O comportamento de escoamento superficiais gerado pelas sub-bacias frente a precipitações intensas com frequência de 5, 10, 25, 50 e 100 anos, podem ser verificados nos hidrogramas que seguem. A resposta da vazão, a partir de uma chuva é complexa e depende de fatores como a cobertura do solo, fisiografia da rede de drenagem e intensidade-duração-frequência da precipitação considerada.

A sub-bacia 0 possui a maior área de captação e drenagem de precipitações (45,91 km<sup>2</sup>) e apresenta características de cobertura do solo majoritariamente rurais. O tempo de resposta da bacia é de 1,99 horas. Os picos de vazão observados apresentam uma distribuição temporal suave ao longo de aproximadamente 2,50 horas.

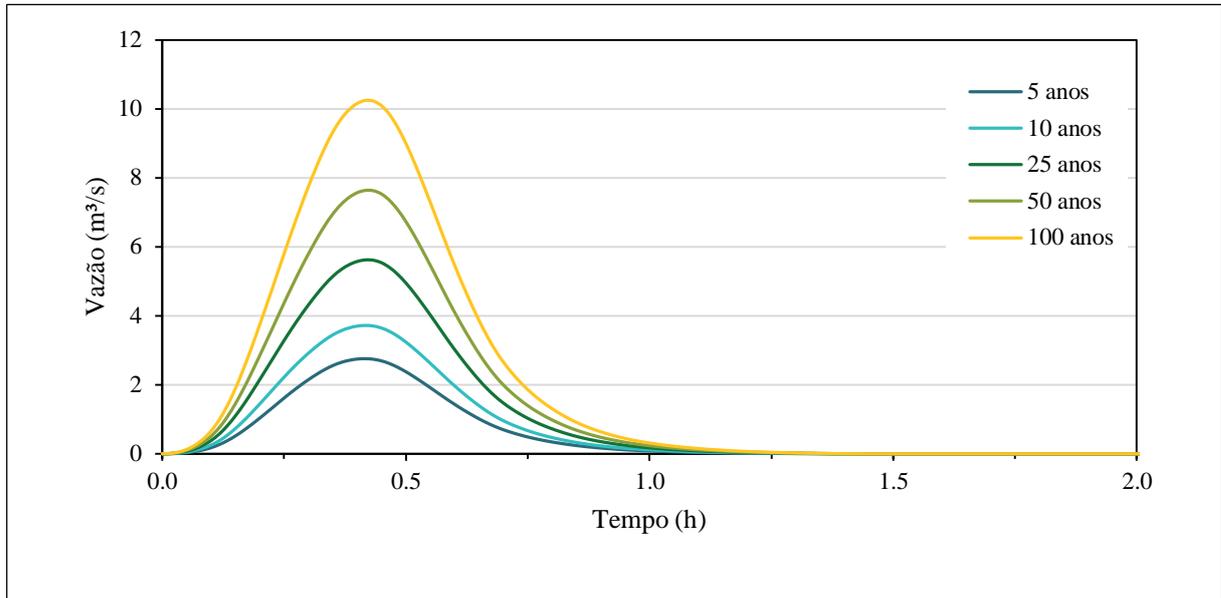
Gráfico 3 – Hidrograma de resposta ao modelo chuva-vazão, para a sub-bacia 0



Fonte: Elaborado pelo autor.

A sub-bacia 1 possui a uma área de captação pequena (0,61 km<sup>2</sup>), tendo os seus volumes escoados, predominantemente, pelo sistema de microdrenagem da malha urbana onde se encontra. Pela característica de baixa infiltração do solo, os tempos de respostas da bacia são rápidos (13 min), gerando picos de vazão abruptos e escoados em um tempo inferior a 30 min.

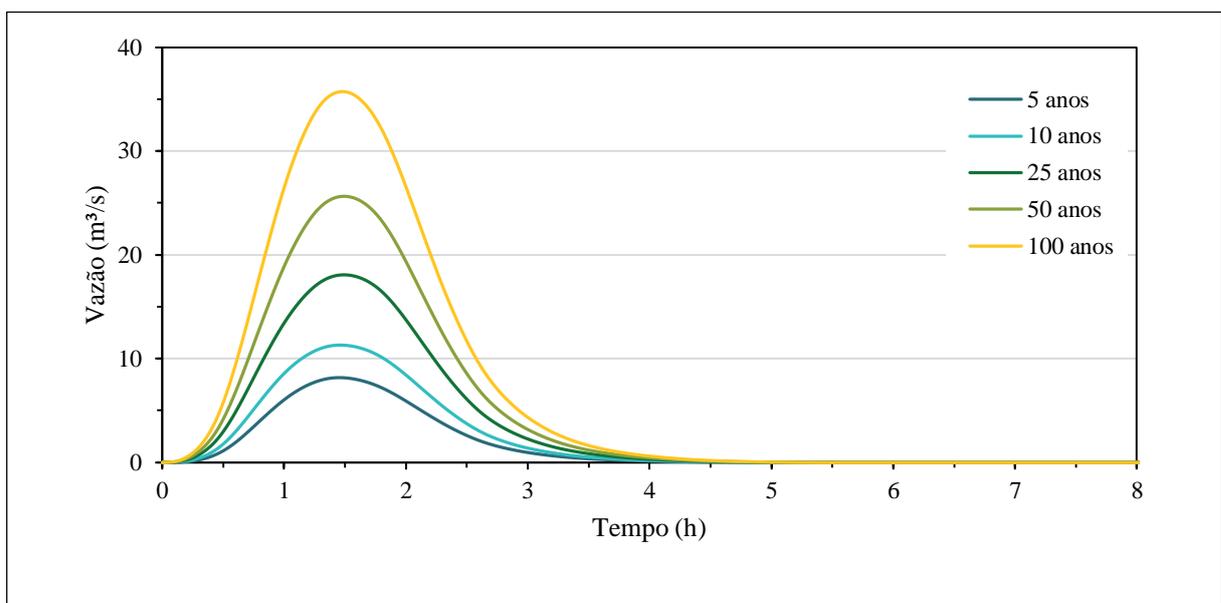
Gráfico 4 - Hidrograma de resposta ao modelo chuva-vazão, para a sub-bacia 1



Fonte: Elaborado pelo autor.

A sub-bacia 2 possui uma área de drenagem de 5,06 km<sup>2</sup>, podendo ser classificada como uma bacia alongada. A forma de cobertura do solo nesta bacia é mista, com fragmentos de cobertura urbana, associada a paisagens rurais. O tempo de resposta da sub-bacia é de 49 min, com picos de vazão distribuídos ao longo de 1 hora.

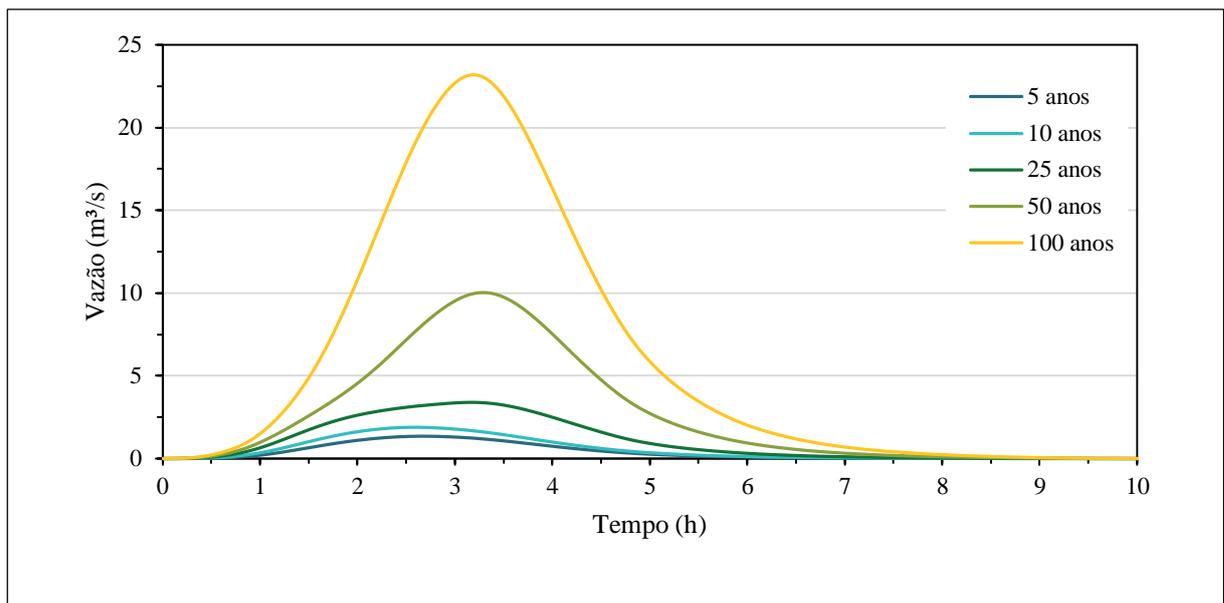
Gráfico 5 - Hidrograma de resposta ao modelo chuva-vazão, para a sub-bacia 2



Fonte: Elaborado pelo autor.

A sub-bacia 3, possui a segunda maior área de captação (21,66 km<sup>2</sup>), com uma cobertura primariamente rural. O seu tempo de resposta é de 1,52 horas, gerando hidrogramas com picos de vazão bastante diluídas no tempo, para chuvas com intensidade de frequência baixas. Para os tempos de retorno maiores, ainda se observa uma boa distribuição do deflúvio ao longo do tempo, mas os picos tendem a se tornarem mais acentuados. Isso está ligado diretamente com a capacidade de infiltração do solo e com o formato alongado da bacia.

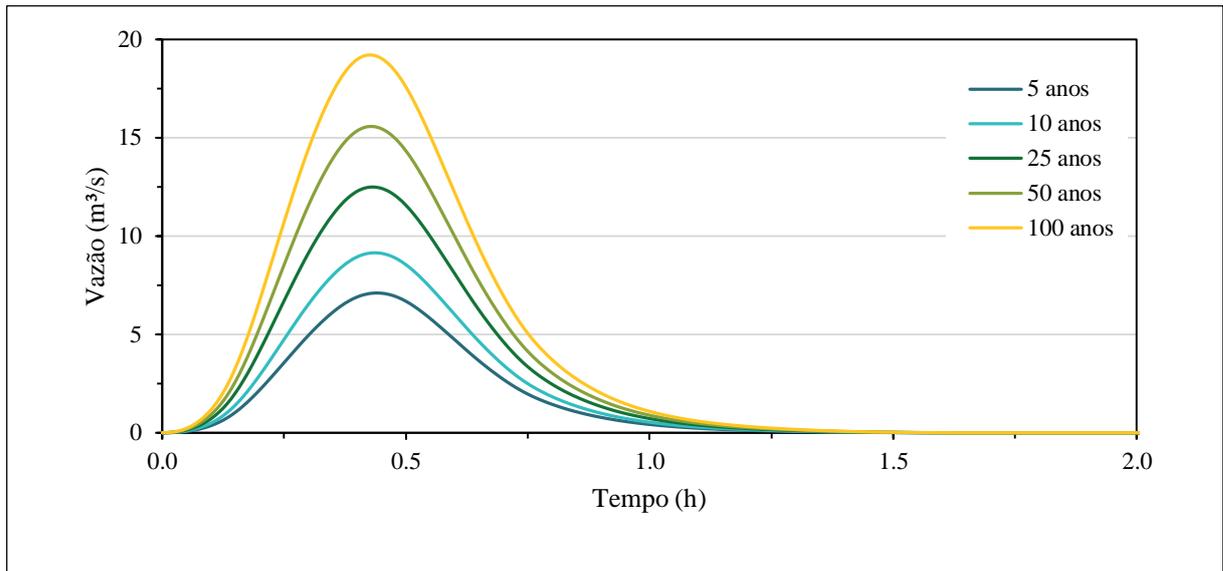
Gráfico 6 - Hidrograma de resposta ao modelo chuva-vazão, para a sub-bacia 3



Fonte: Elaborado pelo autor.

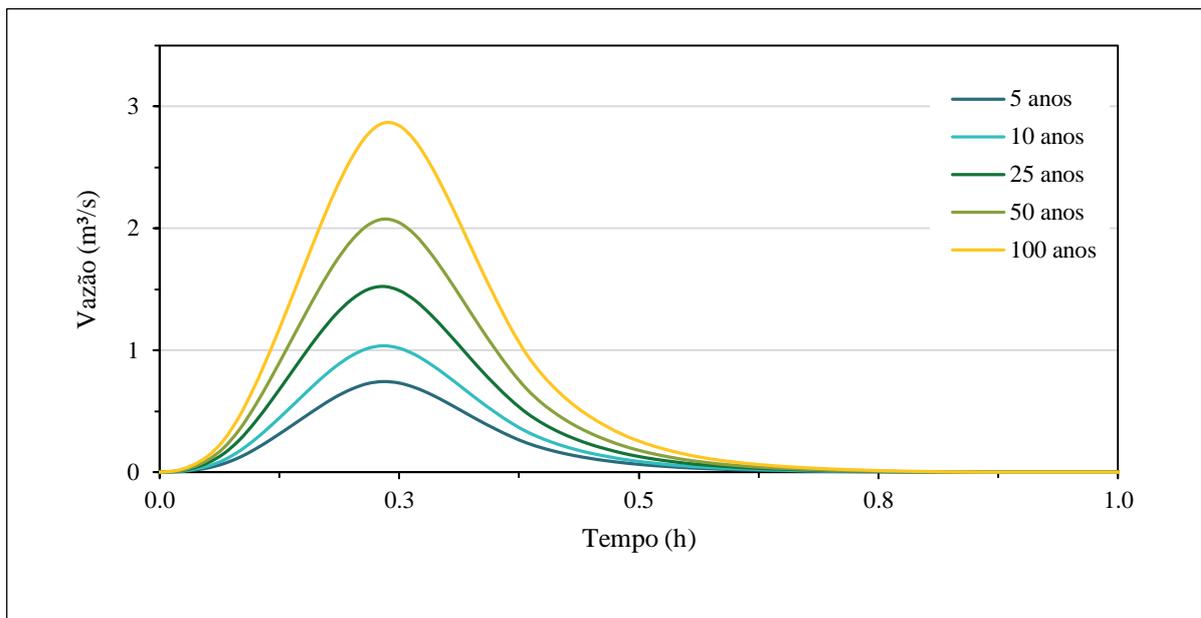
A sub-bacia 4, formada por uma pequena área de contribuição (0,67 km<sup>2</sup>) e coberta completamente pela malha urbana, apresenta um tempo de resposta de 15 min. A sub-bacia 5, a menor área de contribuição, com apenas 0,27 km<sup>2</sup>, possui uma cobertura majoritariamente urbana e um tempo de resposta de 8 min. Para ambas os picos de vazão gerados são de rápida ocorrência e de alta intensidade.

Gráfico 7 - Hidrograma de resposta ao modelo chuva-vazão, para a sub-bacia 4



Fonte: Elaborado pelo autor.

Gráfico 8 - Hidrograma de resposta ao modelo chuva-vazão, para a sub-bacia 5



Fonte: Elaborado pelo autor.