O objetivo do trabalho foi buscar indícios ou evidências sobre o comportamento das inundações na cidade de Lages, através do enfoque na influência do rio Caveiras sobre as inundações urbanas. Os eventos isolados escolhidos para os estudos foram de 2005, 2011 e 2017. As análises ocorreram por meio de modelagem hidrodinâmica, com o modelo HEC-RAS 5.0.3, a partir de hidrogramas simulados pelo modelo hidrológico HEC-HMS 4.2.1. As análises de sensibilidade indicam que o modelo hidrodinâmico é sensível ao tamanho da célula da malha e ao coeficiente de rugosidade de Manning. Foram verificados pontos de estrangulamento na planície topográfica, que funcionam como barreiras que impedem o fluxo natural da água, e provocam as inundações de remanso. A planície de inundação que abrange o município de Lages/SC é uma grande área de armazenamento dos volumes precipitados em eventos extremos. A preservação destas áreas, a manutenção da vegetação ripária e a não ocupação pelo homem apresentam-se como fundamentais para que os processos hidrológicos de reservação continuem ocorrendo.

Orientador: Dr. Sílvio Luís Rafaeli Neto

Lages, 2018

ANO
2018

MARIANE SOUZA MELO DE LIZ | INFLUÊNCIA DO RIO CAVEIRAS NAS INUNDAÇÕES DOS RIOS CARAHÁ E PONTE GRANDE

UDESC

UNIVERSIDADE DO ESTADO DE SANTA CATARINA – UDESC
CENTRO DE CIÊNCIAS AGROVETERINÁRIAS – CAV
PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM CIÊNCIAS AMBIENTAIS

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

INFLUÊNCIA DO RIO CAVEIRAS NAS INUNDAÇÕES DOS RIOS CARAHÁ E PONTE GRANDE

MARIANE SOUZA MELO DE LIZ

LAGES, 2018

MARIANE SOUZA MELO DE LIZ

INFLUÊNCIA DO RIO CAVEIRAS NAS INUNDAÇÕES DOS RIOS CARAHÁ E PONTE GRANDE

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-graduação em Ciências Ambientais do Centro de Ciências Agroveterinárias, da Universidade do Estado de Santa Catarina, como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre em Ciências Ambientais.

Orientador: Prof. Dr. Sílvio Luís Rafaeli Neto

LAGES
2018

Ficha catalográfica elaborada pelo programa de geração automática da
Biblioteca Setorial do CAV/UDESC,
com os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

Liz, Mariane Souza Melo de
Influência do rio Caveiras nas inundações dos rios Carahá e Ponte Grande / Mariane Souza Melo de Liz. -- 2018.
164 p.

Orientador: Sílvio Luís Rafaeli Neto
Coorientador:
Dissertação (Mestrado) -- Universidade do Estado de Santa Catarina, Centro de Ciências Agroveterinárias, Programa de Pós-Graduação em Ciências Ambientais, Lages, 2018.

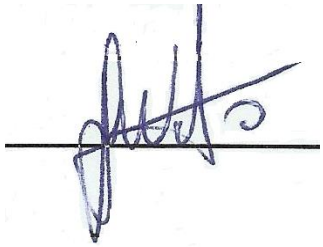
1. Modelagem hidrológica. 2. Modelagem hidrodinâmica. 3. HEC-HMS. 4. HEC-RAS. 5. Modelo bidimensional. I. Neto, Sílvio Luís Rafaeli . II. , . III. Universidade do Estado de Santa Catarina, Centro de Ciências Agroveterinárias, Programa de Pós-Graduação em Ciências Ambientais. IV. Titulo.

MARIANE SOUZA MELO DE LIZ

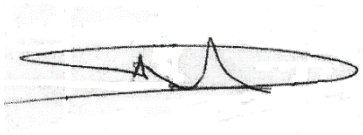
INFLUÊNCIA DO RIO CAVEIRAS NAS INUNDAÇÕES DOS RIOS CARAHÁ E PONTE GRANDE

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-graduação em Ciências Ambientais do Centro de Ciências Agroveterinárias, da Universidade do Estado de Santa Catarina, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Ciências Ambientais.

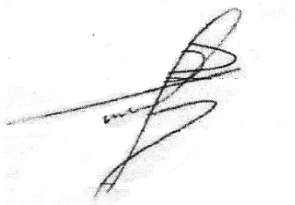
Banca Examinadora

Orientador: 

Dr. Sílvio Luís Rafaeli Neto
UDESC/Lages - SC

Membros: 

(Dr. Adilson Pinheiro)
FURB/Blumenau – SC



(Dr. Valdeci José Costa)
UDESC/ Lages - SC

LAGES, 26/10/2018.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por me iluminar e interceder em todos os momentos em que algum tipo de ajuda divina se fez necessária.

Aos meus pais, Loreni e Ivan, por me incentivarem nesta jornada de estudos. A vocês, meu muito obrigada, de todo o coração. Todas as vezes que precisei de força e apoio, estavam lá para me acolher. Se eu puder ser só um pouquinho como vocês são, já terei cumprido meu dever.

À minha companheira, Aline, que forneceu apoio nos momentos mais importantes, que entendeu as minhas ausências, e teve paciência em momentos difíceis. Obrigada pelos momentos de parceria, cumplicidade, carinho e pelas longas conversas sobre a vida na pós-graduação.

À Universidade do Estado de Santa Catarina, por me receber tão bem há vários anos; desde que iniciei minha trajetória de estudos na graduação, e agora no mestrado. O ensino de qualidade, e toda a infraestrutura disponíveis durante a pesquisa foram essenciais para a conclusão deste trabalho.

Estendo aqui meu agradecimento ao Programa de Pós-Graduação em Ciências Ambientais pela oferta do Mestrado. E aos membros da minha banca de qualificação, professores Valdeci José Costa e Fernando Mainardi Fan, que forneceram dicas e orientações que enriqueceram este trabalho.

Ao Fundo de Apoio à Manutenção e ao Desenvolvimento da Educação Superior (FUMDES) do governo do estado de Santa Catarina, pela concessão da bolsa de estudos.

Agradeço imensamente ao meu orientador, Professor Sílvio Luís Rafaeli Neto, pela ajuda em todos os momentos de dúvidas, pelos ensinamentos, pela paciência, pela amizade e confiança em meu potencial. Seus ensinamentos em saídas de campo e dentro do laboratório foram imensuráveis.

Aos meus colegas do Laboratório de Hidrologia, em especial ao grupo sempre presente: Eder Sá, Guilherme Ricardo, Victor Padilha, Daiane Schier, Carolina Natel. Aos bolsistas, que ajudaram muito nos trabalhos da pesquisa: Ana Cantarelli, Lucas Sartor, Luana Stiegler, Darlan Valgoi, Lais Sartori, Bruno Schina, Paula Andrade, Carol Meurer, e muitos outros que estiveram por lá, e contribuíram de alguma forma.

Meu muito obrigada a todos que compartilharam esta jornada comigo!

“É preciso ter um caos dentro de si,
Para dar à luz uma estrela cintilante”.
(Friedrich Nietzsche)

RESUMO

LIZ, Mariane Souza Melo de. **Influência do rio Caveiras nas inundações dos rios Carahá e Ponte Grande.** 2018. 164p. Dissertação (Mestrado em Ciências Ambientais) – Universidade do Estado de Santa Catarina. Programa de Pós-Graduação em Ciências Ambientais, Lages, SC, 2018.

Os desastres por inundações na cidade de Lages predominantemente ocorrem nas planícies de inundações das bacias dos rios Carahá e Ponte Grande, afluentes do rio Caveiras. A ausência de informação a respeito dos comportamentos hidrodinâmicos deste sistema motivou esta pesquisa. O objetivo do trabalho foi, portanto, buscar indícios ou evidências sobre o comportamento das inundações na cidade de Lages, através do enfoque na influência do rio Caveiras sobre as inundações urbanas. Os eventos isolados escolhidos para os estudos foram de 2005, 2011 e 2017. As análises ocorreram por meio de modelagem hidrodinâmica, com o modelo HEC-RAS 5.0.3, a partir de hidrogramas simulados pelo modelo hidrológico HEC-HMS 4.2.1. A área de modelagem abrangeu o Sistema Ponte Velha, em cujo exutório se encontra a Estação Fluviométrica Ponte Velha. Os modelos foram calibrados e avaliados. As qualidades dos conjuntos de parâmetros obtidos nas calibrações nos três anos foram avaliadas por meio das funções-objetivo Nash-Sutcliffe (NSE), raiz do erro médio quadrático (REMQ), erro percentual de volume (PEV) e erro percentual de vazão de pico (PEPF). A modelagem hidrodinâmica examinou o comportamento das ondas de cheia associadas aos hidrogramas simulados para os eventos. Nestas simulações verificou-se a hipótese de que as inundações são causadas pelo efeito de remanso que o rio Caveiras provoca nos rios urbanos. As simulações hidrodinâmicas foram avaliadas através das manchas de inundação observadas durante a ocorrência dos eventos, as quais foram disponibilizadas pelos órgãos de planejamento municipal. Para a análise de desempenho destes modelos foram utilizados índices binários: medidas de acerto (H), viés (bias) e índices F. Os resultados das simulações do modelo hidrológico demonstraram que é possível estabelecer um conjunto de parâmetros médios, a partir dos valores calibrados individualmente por evento, que representem novos eventos de inundação. Os valores das funções objetivo obtidas na modelagem hidrológica foram de 0,796 (NSE), 90,6 m³/s (REMQ), 13,56% (PEV) e 34,26% (PEPF) na avaliação do evento que ocorreu no ano de 2017. As análises de sensibilidade indicam que o modelo possui sensibilidade aos parâmetros Curve Number (CN) e constante de recessão (k). Os índices binários do modelo hidrodinâmico foram de 0,7549 ($F^{<2>}$), 0,6124 ($F^{<3>}$), 0,6525 ($F^{<4>}$), 0,8411 (H) e 0,9553 (viés). As análises de sensibilidade indicam que o modelo hidrodinâmico é sensível ao tamanho da célula da malha e ao coeficiente de rugosidade de Manning. Para fins de avaliação do comportamento das inundações, foram gerados mapas de profundidade da inundação, duração da inundação, velocidades da onda de inundação, perigo hidrodinâmico e superfície de elevação da água foram produzidos. A duração da cheia nos rios urbanos diferencia-se, enquanto no Carahá o esvaziamento ocorre de forma mais rápida, no rio Ponte Grande este processo é mais lento. Foram verificados alguns pontos de estrangulamento na topografia da planície, que funcionam como barreiras que impedem o fluxo natural da água, e provocam as inundações de remanso. A planície de inundação que abrange o município de Lages/SC é uma grande área de armazenamento dos volumes precipitados em eventos extremos. A preservação destas áreas, a manutenção da vegetação ripária e a não ocupação pelo homem apresentam-se como fundamentais para que os processos hidrológicos de reservação continuem ocorrendo.

Palavras-chave: Modelagem hidrológica. Modelagem Hidrodinâmica. HEC-HMS. HEC-RAS. Modelo bidimensional.

ABSTRACT

Liz, Mariane Souza Melo de. **Influence of Caveiras river in the floods of the rivers Carahá and Ponte Grande**. 2018. 164 p. Dissertation (Master in Environmental Sciences) – State University of Santa Catarina. Postgraduate Program in Environmental Sciences, Lages, SC, 2018.

Flood disasters in the city of Lages predominantly occur on the floodplains of the Carahá and Ponte Grande river basins, tributaries of the Caveiras river. The lack of information about the hydrodynamic behavior of this system motivated this research. The objective of this work was to find evidence or evidence about the flood behavior in the city of Lages, through the focus on the influence of the Caveiras river on urban floods. The isolated events selected for the studies were from 2005, 2011 and 2017. The analyzes were carried out by means of hydrodynamic modeling using the HEC-RAS 5.0.3 model, from hydrographs simulated by the HEC-HMS 4.2.1 hydrological model. The modeling area covered the Ponte Velha System, where the Ponte Velha Fluviometric Station is located. The models were calibrated and evaluated. Qualities of the parameter sets obtained in the three-year calibrations were evaluated using the Nash-Sutcliffe (NSE) objective functions, root mean square error (RMSE), percentage error of volume (PEV), and percentage error of peak flow (PEPF). The hydrodynamic modeling verified the behavior of the flood waves associated with the simulated hydrographs for the events. In these simulations the hypothesis was verified that the floods are caused by the effect of backwater that the Caveiras river provokes in the urban rivers. The hydrodynamic simulations were evaluated through the flood spots observed during the occurrence of the events, which were made available by the municipal planning agencies. In order to analyze the performance of these models, binary indexes were used: accuracy (H), bias and indexes F. The results of the simulations of the hydrological model demonstrated that it is possible to establish a set of average parameters, from the individually calibrated values per event, that represent new flood events. The values of the objective functions obtained in the hydrological modeling were 0,796 (NSE), 90,6 m³ / s (REMQ), 13,56% (PEV) and 34,26% (PEPF) in the evaluation of the event that occurred in the year of 2017. Sensitivity analyzes indicate that the model has sensitivity to Curve Number (CN) and recession constant (k) parameters. The binary indexes of the hydrodynamic model were 0.7549 ($F^{<2>}$), 0.6124 ($F^{<3>}$), 0.6525 ($F^{<4>}$), 0.8411 (H) and 0.9553 (bias). Sensitivity analyzes indicate that the hydrodynamic model is sensitive to the mesh size and to the Manning roughness coefficient. For the purpose of evaluating flood behavior, maps of flood depth, flood duration, flood wave velocities, hydrodynamic hazard and water elevation surface were generated. The duration of the flood in the urban rivers differs, whereas in the Carahá the emptying occurs faster, in the river Ponte Grande this process is slower. Some bottlenecks have been found in the topography of the plain, which function as barriers that impede the natural flow of water, and cause backwater flooding. The flood plain covering the municipality of Lages / SC is a large storage area of volumes precipitated at extreme events. The preservation of these areas, the maintenance of riparian vegetation and the non-occupation by man present are fundamental for the hydrological processes of reservation continue to occur.

Keywords: Hydrological modeling. Hydrodynamic modeling. HEC-HMS. HEC-RAS. Two-dimensional model.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Fluxograma de funcionamento do modelo HEC-HMS. 37

Figura 2 – Descrição terminológica dos elementos que compõem a malha computacional do HEC-RAS 2D. 47

Figura 3 – Representação da face lateral de uma célula da malha a partir do elemento do terreno e sua representação numérica na tabela de propriedades hidráulicas. 48

Figura 4 – Exemplo das células parcialmente inundadas em uma malha que utiliza o terreno subjacente detalhado para a modelagem bidimensional. 49

Figura 5 – Delimitação dos conjuntos de análises possíveis a partir das superfícies simuladas e observadas. 51

Figura 6 – Mapa de situação do Sistema Ponte Velha e localização da estação fluviométrica utilizada para delimitação da área de estudo da modelagem hidrodinâmica. 56

Figura 7 – Diagrama unifilar dos rios que compõem a análise do Sistema Ponte Velha. 57

Figura 8 – Tipos de solos do Sistema Ponte Velha. 59

Figura 9 – Fluxograma de etapas para a classificação de imagens de satélite. 60

Figura 10 – Dados de precipitação total mensal para a estação meteorológica de Lages (1976 – 2005). 62

Figura 11 – Mapa de altimetria do Sistema Ponte Velha. 63

Figura 12 – Hidrograma observado na estação fluviométrica Ponte Velha durante o evento de inundação de 2005. 65

Figura 13 – Hidrograma observado na estação fluviométrica Ponte Velha durante o evento de inundação de 2011. 66

Figura 14 – Hidrograma observado na estação fluviométrica Caveiras Montante 1 durante o evento de inundação de 2017. 66

Figura 15 – Registros fotográficos do evento de inundação ocorrido em 2017. 67

Figura 16 – Elementos hidrológicos que compõem o modelo de bacia utilizado para a simulação de eventos. 68

Figura 17 – Fluxograma da construção do modelo hidrológico utilizando o software HEC-HMS. 69

Figura 18 – Delineamento experimental da modelagem hidrológica. 74

Figura 19 – Estrutura da malha com geometria de célula de 30 metros e refinamento nos canais, com variação de 5 a 15 metros ortogonalmente ao sentido do fluxo das vazões.. 76

Figura 20 – Delineamento experimental dos cenários utilizados e seus respectivos testes de variação do coeficiente de rugosidade de Manning na malha. 78

Figura 21 – Hidrograma de entrada para o evento de 2005 utilizado como condição de contorno de montante. 82

Figura 22 – Hidrograma de entrada para o evento de 2011 utilizado como condição de contorno de montante. 83

Figura 23 – Hidrograma de entrada para o evento de 2017 utilizado como condição de contorno de montante. 83

Figura 24 – Delineamento experimental da modelagem hidrodinâmica. 86

Figura 25 – Imagem de radar Sentinel-1 de 6 de junho de 2017, obtida às 10h31min e utilizada para a extração das manchas de inundação do evento de 2017..... 88

Figura 26 – Histograma dos pixels resultante do processamento da imagem SAR de 2017... 89

Figura 27 – Classificação do uso e ocupação da terra para o ano de 2005. 93

Figura 28 – Classificação do uso e ocupação da terra para o ano de 2017. 93

Figura 29 – Gráficos de dispersão das vazões para os eventos de 2005 (A) e 2011 (B) utilizando-se de conjunto de parâmetros calibrados individualmente. 96

Figura 30 – Comparação dos hidrogramas calibrados para os eventos de 2005 (A) e 2011 (B). 98

Figura 31 – Gráficos de dispersão das vazões para o evento de 2017, utilizando-se de parâmetros calibrados individualmente (A) e dos conjuntos médios de parâmetros (B). 101

Figura 32 – Resultados da calibração com conjunto de parâmetros individuais (A) e com ambos os conjuntos de parâmetros médios (B). 103

Figura 33 – Refinamento nos canais com malha de 20 m (A) e 50 m (B)..... 105

Figura 34 – Diferenças entre a máxima extensão da inundação para as Malhas 2 e 7, com células de 20 m e 30 m com breaklines, respectivamente. 107

Figura 35 – Aumento da velocidade de escoamento em trechos com breaklines. 108

Figura 36 – Efeito da resolução do grid da planície de inundação no hidrograma para atingir 0,6 m de nível de água no ponto CH. 109

Figura 37 – Efeito do coeficiente de rugosidade de Manning na vazão de pico da onda de inundação. 114

Figura 38 – Efeito do amortecimento da vazão de pico no exutório do rio Carahá. 115

Figura 39 – Etapas de análise comparativa entre as superfícies de inundação observadas e simuladas. 116

Figura 40 – Superfície de inundação simulada e observada para o evento de 2005. 118

Figura 41 – Índices de desempenho para a área inundada durante o evento de 2005. 119

Figura 42 – Superfície de inundação simulada e observada para o evento de 2011. 120

Figura 43 – Índices de desempenho $F^{<2>}$, $F^{<3>}$, $F^{<4>}$, medidas de acerto e viés para a área inundada durante o evento de 2011. 122

Figura 44 – Imagem do sensor Sentinel-1 com os limites da superfície de inundação obtida após a simulação do evento de 2017 (A), e as manchas de água extraídas após processamento (B) comparadas à superfície sintética construída. 123

Figura 45 – Superfícies de inundação simulada e sintética para o evento de 2017. 125

Figura 46 – Índices de desempenho para o evento de 2017 utilizando-se de dois métodos de avaliação da simulação. 126

Figura 47 – Elevação da superfície da água para o evento de 2005. 128

Figura 48 – Profundidades máximas simuladas atingidas durante o evento de inundação de 2005. 130

Figura 49 – Profundidades máximas simuladas atingidas durante o evento de inundação de 2011. 131

Figura 50 – Elevação da superfície da água para o evento de 2011. 132

Figura 51 – Elevação da lâmina d'água (A) e profundidade máximas (B) para as proximidades da Av. Dom Pedro II para o evento simulado de 2011. 133

Figura 52 – Elevação da lâmina d'água e profundidade máximas para as proximidades do ponto CH para o evento simulado de 2011. 134

Figura 53 – Detalhe das residências atingidas pela inundação ocorrida em 2017 nas proximidades da Avenida Dom Pedro II. 135

Figura 54 – Elevação da superfície da água (A) e profundidade máximas (B) para as proximidades da Av. Dom Pedro II para o evento simulado de 2017. 136

Figura 55 – Profundidades máximas simuladas atingidas durante o evento de inundação simulado de 2017. 138

Figura 56 – Elevação da superfície da água para o evento simulado de 2017. 138

Figura 57 – Mapa de velocidade máxima de escoamento simulado para o evento de 2005. 139

Figura 58 – Mapa de velocidade máxima de escoamento simulado para o evento de 2011. 140

Figura 59 – Mapa de velocidade máxima de escoamento simulado para o evento de 2017. 140

Figura 60 – Tempo de chegada da onda de inundação na altura de 0,6 metros para o evento simulado de 2005. 142

Figura 61 – Duração da inundação para o evento simulado de 2005. 144

Figura 62 – Tempo de chegada da onda de inundação na altura de 0,6 m para o evento simulado de 2011..... 145

Figura 63 – Tempo de chegada da onda de inundação na altura de 0,6 m para o evento simulado de 2017..... 146

Figura 64 – Perigo hidrodinâmico associado ao evento simulado de 2005. 148

Figura 65 – Perigo hidrodinâmico associado ao evento simulado de 2011. 148

Figura 66 – Perigo hidrodinâmico associado ao evento simulado de 2017. 149

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Resumo dos principais eventos de cheias em Lages, desde 1979 até 2017 28

Tabela 2 – Métodos de cálculo disponíveis no HEC-HMS para os elementos hidrológicos. ..36

Tabela 3 – Critérios de avaliação de desempenho da função-objetivo NSE. 39

Tabela 4 – Tabela de contigência com as possibilidades de combinações conforme a classificação binária. 51

Tabela 5 – Indicadores numéricos de desempenho binário para estudos em inundações. 52

Tabela 6 – Sub-bacias que compõem o Sistema Ponte Velha e suas respectivas áreas. 56

Tabela 7 – Classificação do índice Kappa e seu desempenho associado. 61

Tabela 8 – Períodos escolhidos para a modelagem hidrológica e hidráulica. 65

Tabela 9 – Parâmetros de entrada dos métodos de cálculo da chuva efetiva e da transformação chuva-vazão. 71

Tabela 10 – Parâmetros de entrada para o cálculo do escoamento de base.....71

Tabela 11 – Parâmetros de entrada para o método de cálculo da propagação da onda de inundação nos canais. 72

Tabela 12 – Malhas utilizadas para as simulações e seus respectivos parâmetros de entrada. 75

Tabela 13 – Valores de *n* de Manning associados aos três cenários utilizados para a simulação.....79

Tabela 14 – Classes de uso e ocupação da terra atribuídas à área de inundação.....91

Tabela 15 – Resultados da calibração individual e conjuntos médios obtidos para os anos de 2005 e 2011. 94

Tabela 16 – Resultado da calibração dos eventos de 2005 e 2011. 95

Tabela 17 – Parâmetros calibrados individualmente para o evento de 2017.....99

Tabela 18 – Classificação da constante de recessão pela contribuição antecedente. 100

Tabela 19 – Resultados da avaliação dos conjuntos de parâmetros utilizados na calibração do evento de 2017. 100

Tabela 20 – Efeito da resolução do grid na máxima superfície de elevação da água, no tempo e vazão de pico. 106

Tabela 21 – Efeito da resolução da malha da planície de inundação no tempo computacional para o evento de 2005. 110

Tabela 22 – Efeito do coeficiente de rugosidade máxima superfície de elevação da água, no tempo e vazão de pico no ponto CH. 112

Tabela 23 – Performance do modelo hidrodinâmico em termos de área e percentual para os índices A, B e C da tabela de contigências. 117

Tabela 24 – Classificação do perigo associado à inundação conforme a profundidade de ocorrência. 129

Tabela 25 – Limiares de classificação para alguns indicadores de eventos de inundação. ... 141

Tabela 26 – Resumo da duração da cheia em dias para os rios Carahá e Ponte Grande. 146

Tabela 27 – Classificação do perigo hidrodinâmico de eventos de inundações. 147

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

1D	Unidimensional
2D	Bidimensional
3D	Tridimensional
ADAVAN	Formulário de Avaliação de Danos
ADCP	Perfilamento Acústico Doppler de Corrente
AGNPS	Agricultural Non-Point Source Pollution Model
APP	Área de Preservação Permanente
BC	Boundary Conditions
CASC2D	Cascade Two-Dimensions
CELESC	Centrais Elétricas de Santa Catarina
CFL	Courant-Friedrichs-Lewy
CN	Curve Number
EPAGRI – CIRAM	Centro de Informações de Recursos Ambientais e de Hidrometeorologia de Santa Catarina
ESA	Agência Espacial Europeia
FEMA	Federal Emergency Management Agency
FLAASH	Fast Line-of-sight Atmosferic Analysis Hypercubes
GPS	Sistema de Posicionamento Global
H	Medidas de acerto
HEC-HMS	Hydrologic Engineering Center – Hydrologic Modeling System
HEC-RAS	Hydrologic Engineering Center – River Analysis System
HMS	Hydrologic Modeling System
HU	Hidrograma Unitário
k	Constante de recessão
KINEROS	Kinematic Runoff and Erosion Model
LiDAR	Light Detection and Ranging
MDT	Modelo Digital de Terreno
NOPRED	Notificação Preliminar de Desastre
NSE	Nash-Sutcliffe
OLI-8	Operational Land Imager -8
PCH	Pequena Central Hidrelétrica
PEV	Erro percentual de volume

PNPDEC	Política Nacional de Proteção e Defesa Civil
REMQ	Raiz do erro médio quadrático
ROI	Regions of Interest
SAR	Synthetic Aperture Radar
SCS	Soil Conservation Service
SDS	Secretaria de Estado do Desenvolvimento Econômico Sustentável
SEDEC	Secretaria de Estado da Defesa Civil
SIG	Sistema de Informação Geográfica
SNAP	Sentinel Aplication Platform
SWAT	Soil and Water Assessment Tool
SWMM	Storm Water Management Model
TM-5	Thematic Mapper-5
TOPMODEL	Topography Based Hydrological Model
USACE	U. S. Army Corps of Engineers
USEPA	Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos
USGS	United States Geological Survey
WEEP	Water Erosion Prediction Project
WSE	Water Surface Elevation
Δt	Passo de tempo em segundos

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 23

1.1 OBJETIVOS 25

1.1.1 Objetivo geral 25

1.1.2 Objetivos Específicos 25

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 27

2.1 HISTÓRICO DE CHEIAS EM LAGES 27

2.2 MODELAGEM HIDROLÓGICA 31

2.3 HEC-HMS 33

2.3.1 Índices para avaliação de modelos hidrológicos 38

2.4 MODELAGEM HIDRODINÂMICA 40

2.5 HEC-RAS 42

2.5.1 Modelagem bidimensional no HEC-RAS 44

2.5.1.1 As equações governantes 44

2.5.1.2 A construção da malha 47

2.5.1.3 A condição CFL 49

2.5.2 Índices para avaliação de modelos hidrodinâmicos 50

3 MATERIAIS E MÉTODOS 55

3.1 ÁREA DE ESTUDO 55

3.1.1 Uso e cobertura da terra e tipos de solos 58

3.1.2 Clima 61

3.1.3 Altimetria 62

3.1.4 Eventos selecionados 64

3.2 MODELAGEM HIDROLÓGICA 67

3.3 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DO MODELO HIDRODINÂMICO 2D 74

3.3.1 Sensibilidade ao tamanho da célula da malha 75

3.3.2 Sensibilidade aos valores de Manning 77

3.4 MODELAGEM HIDRODINÂMICA 79

3.4.1 Definição dos limites da malha 80

3.4.2 Condições de contorno 81

3.4.3 Intervalo de tempo e outras condições iniciais 84

3.5 CALIBRAÇÃO E AVALIAÇÃO DO MODELO HIDRODINÂMICO 85

3.5.1 Obtenção das manchas de inundação por imagem Sentinel-1 86
4 RESULTADOS E DISCUSSÃO 91
4.1 CLASSIFICAÇÃO DO USO E OCUPAÇÃO DA TERRA..... 91
4.2 RESULTADOS DA MODELAGEM HIDROLÓGICA..... 94
4.3 RESULTADOS DA ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DO MODELO HIDRODINÂMICO 104
4.3.1 Tamanho das células malha..... 104
4.3.2 Definição dos valores de Manning 111
4.4 RESULTADOS FINAIS DA MODELAGEM HIDRODINÂMICA 115
4.4.1 Análise das superfícies de inundação..... 115
4.4.2 Superfície de elevação da lâmina d'água (WSE) e profundidades máximas . 127
4.4.3 Velocidades de escoamento..... 139
4.4.4 Tempo de chegada e duração da onda de inundação..... 142
4.4.5 Perigo hidrodinâmico..... 146
5 CONCLUSÕES..... 151
REFERÊNCIAS..... 155

1 INTRODUÇÃO

As enchentes decorrentes de eventos de grandes volumes de precipitações causam diversos problemas socioeconômicos, sendo danosas em múltiplos aspectos à população atingida. Elas ocorrem com maior frequência e afetam um maior número de pessoas do que todos os outros fenômenos que provocam desastres naturais (MOYA QUIROGA et al., 2016). A despeito de seu viés negativo, as inundações são fenômenos periódicos, parte do ciclo natural do ambiente, e muitas vezes cruciais para a manutenção do ecossistema local (TENG et al., 2017).

Para lidar com as inundações, prevenir e minimizar seus impactos, as soluções projetadas perpassam medidas estruturais e não-estruturais. Sendo esta última muito mais facilmente implementada, aliando baixos custos e uso de programas de mobilização e intervenção educacionais (MONTE et al., 2016; TUCCI, 2007).

Quando se opta pelo uso de medidas estruturais, para uma gestão apropriada dos eventos de inundações, há necessidade de se investigar previamente de que forma as inundações ocorrem, quais são as dinâmicas que a influenciam e os fatores que contribuem em maior ou menor escala. A literatura apresenta uma grande diversidade de estudos que buscam analisar fatores hidrológicos e hidrodinâmicos importantes – tipos de precipitações, cobertura vegetal, uso da terra, geomorfologia dos rios e das planícies de inundações, rugosidade, nível de impermeabilização (MONTE et al, 2016), entre outros – através do uso de modelos que representam tanto o mundo físico, quanto os processos e fenômenos que nele ocorrem.

Nas últimas décadas houve uma expansão na modelagem de eventos de inundações, devido principalmente aos avanços computacionais e aumento na capacidade de processamento de dados, implementação de métodos numéricos para análises e inovação nas técnicas de aquisição de dados topográficos e de precipitação (COSTABILE; MACCHIONE, 2015). A modelagem de áreas suscetíveis a inundações se tornou uma ferramenta importante para o planejamento urbano e para a correta aplicação de medidas de prevenção, correção e mitigação de perigos.

Os modelos utilizados para quantificar e predizer o comportamento de inundações são amplamente utilizados tanto para regimes permanentes e não-permanentes, e também na modelagem de inundações costeiras, fluviais e pluviais. Entretanto, deve-se mencionar que os modelos hidrológicos e hidrodinâmicos estão submetidos a uma série de incertezas intrínsecas, que podem ser aleatórias ou epistêmicas, ou seja, estão relacionadas com o comportamento

imprevisível dos eventos, ou podem estar relacionadas com a incompreensão do ambiente modelado, respectivamente (SAVAGE et al., 2016).

As simulações hidrológicas buscam representar os fenômenos hidrológicos através de modelos matemáticos que transformam a precipitação em vazão nas bacias hidrográficas. A maioria dos sistemas hidrológicos físicos são intrincados e dificultam a etapa de modelagem, visto que os modelos buscam representar de forma mais realista possível cada parte do ciclo hidrológico de maneira completa ou simplificada (RIBEIRO NETO et al., 2016).

Além disso, a diversidade de modelos disponíveis atualmente leva à uma controversa discussão sobre qual a maneira mais adequada de se realizar a representação de uma bacia hidrográfica através de um modelo hidrológico. Os principais desafios encontram-se em escolher quais as equações mais apropriadas, definir de forma correta os parâmetros de entrada do modelo e lidar com as limitações computacionais, de dados de entrada, limitações do próprio software e, por fim, com todas as incertezas inerentes à estas etapas.

As simulações hidrodinâmicas são representações matemáticas dos processos de movimentação da água que ocorrem durante o escoamento fluvial no momento da inundação, sendo constituídas por equações de conservação da massa, do momento e da energia. Conforme os modelos utilizados avançam em sua aplicabilidade, a complexidade associada a estes também cresce. Enquanto os modelos unidimensionais assumem que o fluxo de água se move longitudinalmente na direção do canal, os modelos bidimensionais permitem que a água se mova simultaneamente nas direções longitudinal e lateral ao escoamento (ALZAHRANI, 2017). Os modelos tridimensionais são utilizados para a compreensão dos fenômenos de turbulência vertical, vórtices e fluxos que ocorrem no perfil da coluna de água durante eventos críticos, como o rompimento de diques e barragens, e tsunamis (TENG et al., 2017).

Estudos de avaliação comparativa entre modelos revelam que os modelos bidimensionais são largamente utilizados, pois são capazes de simular de forma adequada variáveis de tempo de duração das inundações, cotas de água para diferentes datas e horários, velocidade do fluxo da onda de inundação (NÉELZ; PENDER, 2013; TENG et al., 2017).

Desta forma, a modelagem hidrológico-hidrodinâmica não pode ser considerada trivial, e requer estudo aprofundado acerca do seu funcionamento, das técnicas mais apropriadas para isto, e uma rigorosa análise da validade dos resultados que são obtidos através do seu uso.

Nos dias atuais, a gestão do perigo a inundações é feita através de vultosos investimentos em medidas de mitigação e prevenção, portanto, o uso de modelos corretamente formulados para quantificação e avaliação dos danos causados por estes eventos é extremamente importante no processo de tomada de decisão (VU; RANZI, 2017).

Nesse contexto, a hipótese associada à esta pesquisa consiste em:

a) as inundações que ocorrem da planície do município de Lages são provocadas em parte pelo efeito de remanso (backwater flooding) do rio Caveiras sobre os rios Carahá e Ponte Grande.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

Avaliar o comportamento hidrodinâmico da área de inundação em diferentes eventos hidrológicos, verificando os efeitos que o rio Caveiras possui sobre as inundações urbanas.

1.1.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos da pesquisa são:

a) avaliar a vazões de entrada e os parâmetros constituintes do modelo hidrológico calibrado a partir dos eventos de inundação de 2005 e 2011;
b) analisar a sensibilidade do modelo hidrológico ao conjunto de parâmetros calibrados;
c) analisar a sensibilidade do modelo hidrodinâmico aos parâmetros calibrados;
d) avaliar a superfície de inundação gerada pelo modelo hidrodinâmico para os eventos de 2005, 2011 e 2017.

A estrutura da dissertação está dividida em cinco capítulos. A introdução é o primeiro deles, e apresenta ao leitor o tema da modelagem hidrológica e hidrodinâmica. O segundo capítulo descreve a revisão bibliográfica, perpassando os itens mais importantes desta pesquisa de forma aprofundada. A revisão contém o histórico das inundações ocorridas em Lages; o funcionamento dos modelos hidrológicos, em especial o modelo HEC-HMS, e o funcionamento de modelos hidrodinâmicos, com enfoque no HEC-RAS 2D.

O terceiro capítulo é composto pelos materiais e métodos, e descreve as séries de dados utilizados nas simulações e suas fontes originárias; os softwares auxiliares, e os métodos utilizados para a avaliação dos resultados obtidos durante o desenvolvimento da pesquisa.

O quarto capítulo apresenta os resultados das simulações hidrológicas, das simulações hidrodinâmicas e das análises de sensibilidade dos modelos utilizados nas simulações. Os resultados são avaliados em termos de funções-objetivo e índices binários.

O quinto capítulo apresenta as conclusões da pesquisa, reiterando as contribuições mais relevantes.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 HISTÓRICO DE CHEIAS EM LAGES

Segundo o Atlas de Desastres Naturais do Estado de Santa Catarina (2014), em um período de 30 anos, o estado catarinense sofreu 1.344 episódios de cheias graduais, que deixaram milhares de pessoas desabrigadas e causaram prejuízos bilionários à economia. Este número corresponde a aproximadamente 19,6% dos eventos de desastres naturais que acometeram o Estado dentre os anos de 1980 a 2010.

Estes eventos estão diretamente relacionados aos anos em que ocorre o fenômeno do *El Niño*, principalmente nos meses de inverno: maio, julho e agosto. O município de Lages está posicionado em terceiro lugar em termos de frequência de inundações no estado, permanecendo atrás apenas dos municípios de Blumenau e Canoinhas (HERRMANN; KOBIYAMA; MARCELINO, 2014).

A Secretaria de Estado da Defesa Civil (SEDEC) e também a Coordenação Municipal de Proteção e Defesa Civil de Lages mantêm os registros destes episódios, elencando em seus relatórios o número de habitantes e casas atingidos, aqueles que ficaram desabrigados, quais os bairros mais afetados, e quais foram as características dos eventos. Em muitos episódios desta magnitude, houve a emissão de decretos que reconheciam o município como em Situação de Emergência ou de Calamidade Pública devido à sua gravidade de ocorrência.

A Tabela 1 apresenta os dados compilados para eventos de inundações ocorridos em Lages, nos últimos quarenta anos e traz, de maneira resumida, a forma como foram registrados nos documentos arquivados pela Defesa Civil Estadual em seu Arquivo Digital. No site constam informações públicas de todos os tipos de eventos e desastres naturais ocorridos no estado catarinense que foram registrados até o ano de 2012.

Este banco de dados aberto à comunidade civil, apresenta cópias dos relatórios emitidos pelas Secretarias Municipais de Defesa Civil − que são a Notificação Preliminar de Desastre (NOPRED) e o Formulário de Avaliação de Danos (AVADAN), entre outros −; registros fotográficos dos eventos; notícias publicadas na imprensa e excertos de Diários Oficiais com decretos e publicações relacionados (UFSC, 2014).

Tabela 1 – Resumo dos principais eventos de cheias em Lages, desde 1979 até 2017 (continua).

Data de ocorrência	Descrição do evento
23 a 29 outubro 1979	Enchente lenta que provocou alagamento de centenas de residências, gerando aproximadamente 400 desabrigados. Houve interrupção do fornecimento de água potável à parte da população. Ocorrência de uma vítima fatal. O represamento de dois afluentes do rio Caveiras, que cortam o centro da cidade, é apontado como fator maximizador do evento.
29 e 30 julho 1980	Evento definido como enchente lenta. Houve transbordamento dos rios da região, com inundação das áreas mais baixas. Evacuação de várias famílias e alagamento das residências. Danos na agricultura e no sistema viário. Em Lages, a ocorrência de ventos fortes destelhou casas no interior.
5 dezembro 1980	Enchente brusca que provocou danos em residências, prejuízos no comércio, no sistema viário e também uma vítima fatal.
11 fevereiro 1981	Enchente brusca que provocou o transbordamento dos rios Carahá e Passo Fundo, inundou grande parte do centro da cidade, provocando elevados danos materiais, 296 pessoas ficaram desalojadas.
05 julho 1983	Inundação histórica ocorrida em todo o estado de Santa Catarina, que gerou aproximadamente 200 mil desabrigados em 135 municípios. A precipitação mensal acumulada para o mês de julho atingiu 671,4 mm no pluviômetro de Lages na estação experimental da Epagri.
06 agosto 1984	Decretado estado de Calamidade Pública em Lages, devido ao transbordamento de diversos rios. A precipitação acumulada para o mês foi de 297,8 mm.
31 maio 1990	Decretado estado de Calamidade Pública em Lages, decorrente de fortes chuvas que inundaram a cidade e deixaram desabrigados.
28 maio 1992	A precipitação acumulada para o mês atingiu 343,1 mm, o que provocou a danificação de habitações, do sistema viário e desalojou diversas pessoas.
02 a 04 julho 1993	Três dias de chuvas intensas produziram um acumulado de 261 mm. O transbordamento dos rios produziu uma morte, e também dezenas de desabrigados.
31 janeiro 1997	O total de chuva acumulado neste mês atingiu 348,8 mm, sendo 169 mm precipitados apenas neste evento. 100 residências foram atingidas e mais de 1000 pessoas ficaram desabrigadas em 15 bairros.
10 outubro 1997	Este evento teve uma altura de precipitação menor, se comparado aos outros, porém permaneceu em torno de 80 mm. 104 residências foram atingidas, e também prédios públicos.
27 abril 1998	O município teve os rios Carahá e Passo Fundo transbordados, o que rendeu ao evento o Decreto de Situação de Emergência.
30 setembro 2001	O evento provocou grandes enxurradas nas partes mais altas da cidade, afetando de maneira rápida diversas residências, e também provocou o consequente acúmulo de água nas partes mais baixas da cidade.
27 setembro 2004	O mês de setembro acumulou um total de 278,3 mm. No dia do evento a precipitação foi de 74,4 mm, em poucas horas, deixando 628 pessoas desabrigadas.

Tabela 1 – Resumo dos principais eventos de cheias em Lages, desde 1979 até 2017 (conclusão).

Data de ocorrência	Descrição do evento
18 e 19 maio 2005	O AVADAN deste evento indicou grandes proporções, visto que tanto os núcleos urbano e rural foram atingidos. 5.140 pessoas ficaram desalojadas, reconhecendo-se a sua Situação de Emergência.
15 fevereiro 2008	Inundação provocada por chuvas intensas e concentradas no núcleo urbano, entre às 20h às 22h, registrando 104 mm de chuva, acima da média histórica para o mês de fevereiro que é de 149 mm. Houve transbordamento do rio Carahá.
12 fevereiro 2011	Evento de inundação de grandes proporções, atingiu tanto a região urbana quanto a rural. Entre os dias 12 e 13 de fevereiro, houve precipitação de 65,3 mm. Neste dia as aulas das escolas estaduais e municipais foram suspensas.
23 setembro 2013	Inundações ocorridas tanto na área urbana quanto na rural. A precipitação esteve distribuída entre os dias 20, 21 e 22, com índices superiores a 69 mm acumulados em 24 horas, até o dia 21. E índices superiores a 143,3 mm acumulados em 72 horas até o dia 22.
12 outubro 2015	Evento que apresentou um acumulado de 99 mm em 24 horas, contou com diversos alagamentos. Os rios Carahá, Passo Fundo e Ponte Grande extravasaram suas calhas, provocando inundações.
27 maio 2017 a 04 junho 2017	O episódio de inundações foi causado por dois eventos consecutivos de chuvas, o primeiro deles com máxima diária de 72,4 mm, e o segundo com máxima diária de 149,8 mm. Este evento foi um dos maiores contabilizados no município desde a grande enchente de 1983.

Fonte: Adaptado de Sistema de Informações sobre Desastres (Brasil, 2015); Küster (2018).

Devido ao seu longo histórico de inundações, o rio Carahá sempre foi alvo de interferências que buscavam o combate às inundações. A primeira destas foi executada em 1983, quando o prefeito Paulo Duarte buscou recursos financeiros em Brasília, a fim de executar um projeto de canalização do rio Carahá em vários trechos. Este projeto continha ainda a hipótese de se canalizar o rio Passo Fundo, e retificar todo o rio Ponte Grande, pois na época, acreditava-se que tais obras acabariam com as inundações (KÜSTER, 2018).

Na gestão do prefeito Fernando Coruja, no período de 1993 a 1996, uma grande curva do rio Caveiras foi removida através da construção de um canal conectando dois trechos de curvas do rio. Já na gestão do prefeito Renato Nunes de Oliveira, em 2010, outra obra estrutural foi executada. Ela consistiu na modificação do trecho final do rio Carahá até as proximidades da sua foz, com a criação de um novo canal, sem meandros, de 650 m de extensão e 25 m de largura (KÜSTER, 2018).

Todas estas intervenções foram úteis em seus propósitos, porém não obtiveram o sucesso que fora esperado. São cogitadas outras soluções alternativas, tal como a construção de uma barragem que possa conter a água do rio Caveiras, de maneira semelhante ao que é feito em municípios como Rio do Sul e Ituporanga.

Segundo Padilha (2017), esta alternativa teria pouco efeito em eventos de comportamento semelhante ao ocorrido no ano de 2008, onde a chuva esteve localizada apenas sobre o núcleo urbano e não sobre toda a bacia hidrográfica. Isto pode ser explicado pelo fato de que as inundações que acometem o centro da cidade são causadas por chuvas convectivas, que acontecem em períodos de verão. Já nos eventos que ocorrem em períodos de inverno, a chuva é amplamente distribuída pela bacia hidrográfica, na forma de tempestades frontais.

Para minimizar os impactos deste tipo de evento, localizado apenas sobre o núcleo urbano, devem ser executadas medidas de intervenção diferentes daquelas planejadas originalmente, como a reestruturação da rede de microdrenagem urbana; o aumento de locais de infiltração; e a construção de barreiras como diques de proteção.

Existem escassos estudos aprofundados e direcionados especificamente para a avaliação dos eventos de inundações que acometeram o município de Lages. Pode-se elencar o estudo de Padilha (2017), que executou a modelagem hidrológica de três eventos ocorridos em 2005, 2008 e 2011 utilizando o software *Hydrologic Modeling System* (HEC-HMS). Suas pesquisas buscaram investigar o comportamento dos hidrogramas de inundação em locais não monitorados por estações fluviométricas, nas bacias hidrográficas urbanas dos rios Carahá e Ponte Grande. Os resultados obtidos apontaram bons níveis de calibração entre os dados observados e aqueles simulados para cada uma das séries de dados. Os hidrogramas de inundação obtidos neste estudo foram fornecidos pelo autor, e serviram de base para a modelagem hidrodinâmica descrita no decorrer deste texto.

Makrakis (2017) executou um estudo acerca das inundações ocorridas em Lages, no ano de 2014. Em seu estudo foram obtidas as principais cotas de inundação – que variaram entre 877 e 887 m de altitude. A cota de 878m foi identificada como aquela com maior probabilidade de ocorrência para o evento mapeado. Este trabalho forneceu indícios importantes sobre a extensão da inundação baseando-se preliminarmente nas cotas do terreno. Porém, sabe-se que o comportamento de um evento de inundação não é linear, ou avança apenas em termos de cotas. Se faz necessário um estudo mais aprofundado utilizando-se de ferramentas de modelagem que possam efetuar os cálculos da propagação da onda de inundação ao longo do tempo e de forma apropriada nos canais.

Rafaeli Neto et al. (2015) publicaram um estudo preliminar sobre modelagem hidráulica das inundações em Lages, utilizando-se dos softwares HEC-GeoRAS e HEC-RAS através de um modelo unidimensional e em regime permanente de escoamento para os rios Caveiras, Carahá e Ponte Grande. Este trabalho produziu o mapa de perigos associados às inundações ocorridas em 2005, 2008 e 2011 através dos mapas vetorizados fornecidos pela Defesa Civil e

Secretaria Municipal de Planejamento. A simulação hidrodinâmica foi realizada apenas para o evento de 2011, porém as vazões de entrada foram superestimadas, fornecendo uma área de inundação maior do que aquela previamente mapeada.

Diante do exposto, percebe-se que existe a necessidade de realizar um estudo acerca do comportamento das inundações no município de Lages, que venha a complementar todos os outros já executados, utilizando-se algumas formas de simulação e modelagem de eventos diferentes daquelas utilizadas por outros autores em estudos anteriores. A modelagem bidimensional pode ser considerada algo inédito dentro dos estudos efetuados acerca dos eventos que serão descritos para o estudo de caso apresentado no decorrer do texto.

2.2 MODELAGEM HIDROLÓGICA

A modelagem hidrológica é a representação matemática dos fluxos de entrada e contabilização dos fluxos de saída de água em um sistema fechado. A bacia hidrográfica é o local da maioria dos estudos hidrológicos existentes, e os modelos consideram as propriedades morfológicas e dinâmicas desta unidade de estudos.

Segundo Tucci (1998), os modelos utilizados para cálculo da produção do escoamento superficial e da vazão podem ser classificados conforme alguns critérios que levam em consideração os tipos de variáveis utilizadas na modelagem; os tipos de relações que estabelecem; a forma de representação destes dados, entre outros aspectos.

Quanto à continuidade, os modelos podem ser contínuos – no caso de fenômenos contínuos no tempo ou em um intervalo de tempo – ou podem ser discretos se suas mudanças de estado se dão de forma intermitente. Apesar de a maioria dos fenômenos naturais hidrológicos ocorrerem de forma contínua, os modelos geralmente representam-nos como processos discretos, que funcionam com passos de tempo pré-determinados. Tal aspecto está relacionado com a precisão dos resultados desejados, pois quanto menor o passo de tempo considerado nas iterações, maior é a tendência à precisão nos resultados (TUCCI, 1998).

Quanto à variabilidade espacial, os modelos podem ser classificados em concentrados e distribuídos. No primeiro caso, o modelo não leva em conta a variabilidade espacial em seus termos de cálculo, assim um único valor de entrada é suficiente para representar todo o comportamento dentro da bacia hidrográfica. No segundo caso, as variáveis dependem do tempo e do espaço onde ocorrem, e este último fator deve ser considerado na obtenção de parâmetros (MING, 2007; RENNÓ; SOARES, 2000).

Há o enfoque probabilístico, que divide os modelos em estocástico e determinístico. Um modelo é considerado estocástico quando a probabilidade é introduzida na sua formulação, e a variável da incerteza ou da aleatoriedade são consideradas. O modelo determinístico ignora este tipo de variável aleatória, ponderando que as variáveis seguem leis definidas e para uma mesma entrada no sistema, uma mesma saída deve ser projetada sempre (TUCCI, 1998).

Em relação às funções matemáticas utilizadas, os modelos podem ser conceituais ou empíricos. Modelos empíricos são ajustados através de funções matemáticas que podem não carregar nenhuma relação com os processos físicos envolvidos na bacia hidrográfica. No entanto são menos robustos, visto que estão relacionados apenas com a região para o qual foram criados, e nem sempre permitem simular situações inesperadas no sistema. Já os modelos conceituais são tidos como complexos, pois procuram descrever todos os processos envolvidos no fenômeno estudado (MING, 2007; RENNÓ; SOARES, 2000).

A estrutura básica para a configuração de um modelo hidrológico requer: a discretização da bacia hidrográfica em áreas menores; aquisição de dados de entrada para o modelo; verificar a estruturação básica dos processos que o modelo é capaz de simular; e a obtenção de dados que possam ser utilizados para a calibração e validação (TUCCI, 1998).

O uso de modelos existe há mais de um século, a partir do equacionamento de alguns processos hidrológicos, realizado pelo Método Racional, proposto por Mulvany em meados de 1850. Este método é utilizado para previsão de vazões máximas decorrentes de um evento de chuva, e tem sido aplicado de forma exaustiva desde então (LIMA, 2011).

Foi apenas no século passado, quando as primeiras agências ambientais europeias e americanas começaram a desenvolver seus programas de pesquisa e definir legislações específicas para os recursos hídricos, que o desenvolvimento de modelos hidrológicos floresceu. Na década de 30, houve o desenvolvimento do hidrograma unitário e o desenvolvimento da teoria da infiltração de Horton (FAYAL, 2008).

O aumento da capacidade computacional nas décadas seguintes proporcionou o desenvolvimento de modelos de base numérica, anteriormente apenas descritos teoricamente quanto ao seu funcionamento. A abordagem espacial começou a ser desenvolvida quando foram disponibilizados os primeiros modelos meteorológicos e as primeiras formas de representação matricial de superfícies (BEVEN, 1979).

Atualmente, existem diversos modelos hidrológicos disponíveis para utilização, de forma gratuita ou paga. Eles são muito utilizados para a previsão de eventos futuros, previsão de inundações em tempo real, dimensionamento de reservatórios, quantificação dos efeitos resultantes na modificação do uso do solo, simulação de hidrogramas de rompimento de

barragens, entre outros. Sua função desde os primórdios do desenvolvimento sempre esteve relacionada com a busca pelo entendimento de algum fenômeno, para a possibilidade de resolução de problemas e tomada de decisão.

Os modelos computacionais mais conhecidos são o *Agricultural Non-Point Source Pollution Model* (AGNPS); o Cascade Two-Dimensions (CASC2D); o *Hydrologic Modeling System* (HMS); o *Kinematic Runoff and Erosion Model* (KINEROS); o *Soil and Water Assessment Tool* (SWAT); o *Topography Based Hydrological Model* (TOPMODEL); o *Water Erosion Prediction Project* (WEEP), entre outros.

Dentre as plataformas citadas para modelagem hidrológica, destacam-se os modelos da família HEC. O exército americano possui um corpo de engenheiros inteiramente dedicado ao desenvolvimento de uma série de programas que compõem ferramentas de análise de vários aspectos da engenharia hidrológica, sendo de onde provém seu nome, em inglês: *Hydrologic Engineering Center*.

A família de softwares disponibilizada pela organização, é livre e tem seu uso recomendado pelo órgão ambiental americano *Federal Emergency Management Agency* (FEMA) para a obtenção de dados que incluem análise hidrológica, hidrodinâmica, transporte de sedimentos, análises de perigo, gestão de eventos em tempo real, entre outros (MACHADO, 2017).

2.3 HEC-HMS

A modelagem hidrológica através do uso de softwares é realizada em todo o mundo há mais de 30 anos. A experiência do Corpo de Engenheiros do Exército Americano (*U. S. Army Corps of Engineers* ou USACE) proporcionou a criação de diversos softwares ao longo deste período. Podem ser mencionados o HEC-1, o HEC-1F, o PRECIP, o HEC-IFH, que foram os primeiros algoritmos desenvolvidos com o propósito de realizar a simulação de eventos (USACE, 2015).

Uma de suas primeiras versões, o HEC-1, foi utilizado durante muitos anos, e introduziu melhorias notáveis ao processo de simulação de eventos de inundações, e apesar de grande potencial, possuía falhas em recursos computacionais gráficos, principalmente em relação à interface com o usuário. Com a evolução computacional das últimas décadas, houve maior desenvolvimento do software a partir da utilização de linguagens visuais modernas e amigáveis.

Conforme as novas versões foram lançadas, novos métodos de cálculo empregados nas simulações foram implementados, buscando-se a representação mais aproximada dos processos

do ciclo hidrológico que ocorrem dentro de uma bacia hidrográfica. A versão atual disponível e utilizada neste estudo é o HEC-HMS 4.2.1.

O modelo HEC-HMS simula o processo de transformação chuva-vazão em sistemas de bacias e sub-bacias hidrográficas. Ele permite que seja estimado o escoamento superficial a partir de valores de precipitação que entram em diferentes pontos da bacia hidrográfica (USACE, 2000). Segundo as definições de modelos, ele pode ser definido como um modelo matemático discreto, concentrado, empírico/conceitual e determinístico (TUCCI, 1998).

O HMS gera hidrogramas e informações referentes a volumes de deflúvio, vazões de pico e tempo de escoamento, com base nas simulações dos processos hidrológicos através de uma série de métodos matemáticos e utilizando-se de poucos parâmetros em sua calibração (USACE, 2000).

O modelo é constituído por seis módulos de gerenciamento de dados (CANHOLI, 2014):

a) o gerenciador da bacia;

b) o gerenciador meteorológico;

c) o gerenciador de especificações de controle;

d) o gerenciador de séries temporais;

e) o gerenciador de dados pareados;

f) o gerenciador de dados em grade.

O módulo fundamental é o de gerenciamento de bacia, visto que é partir dele que se definem os parâmetros de representação física da bacia. Dentro deste, existem módulos para cada sub-bacia, onde é necessário atribuir os métodos para o cálculo de perdas por infiltração, transformação de escoamento superficial direto em vazão, decomposição do escoamento de base e propagação da onda de inundação no canal (USACE, 2015).

Cada sub-bacia comporta uma série de parâmetros, que podem ser diferenciados entre si, pois são dados relacionados às características intrínsecas locais, como tipo de solo; uso da terra; declividade da bacia e dos trechos de canais; taxa de impermeabilização; geometria dos canais; largura dos rios, entre outros.

Com esta possibilidade de se realizar o particionamento da bacia hidrográfica em sub-bacias, o modelo torna-se útil ao calcular as vazões simuladas, em cada ponto do exutório, denominados nós ou junções. Isto permite a obtenção de hidrogramas em locais não monitorados, e avaliação da diferença de vazões causada pelos diferentes usos do solo para cada sub-bacia presente no modelo conceitual.

O módulo de gerenciamento da bacia hidrográfica pode ser associado à extensão computacional HEC-GeoHMS, que cria feições pictóricas que funcionam como um mapa de fundo para auxiliar o analista a construir seu modelo conceitual, que é planejado a partir do modelo digital de terreno (MDT) e da rede hidrográfica da área de estudo. Esta extensão também permite automatizar o cálculo de diversos parâmetros de entrada requisitados pelo HEC-HMS, o que agiliza o processo de construção da simulação (KNEBL et al., 2004; OLEYIBLO; LI, 2010).

O modelo de bacia hidrográfica é composto por componentes denominados de Elementos Hidrológicos, que conectados dentro do software, fornecem a rede topológica do fluxo de água. Estes elementos são sete: *subbasin* (sub-bacia), *reach* (trecho de canal), *junction* (junção), *source* (fonte), *sink* (exutório), *reservoir* (reservatório) e *diversion* (desvio) (USACE, 2015). A construção de qualquer modelo conceitual deve considerar no mínimo os elementos de sub-bacia e trecho de canal, a junção conectora para estes dois, e um exutório para a coleta de toda a vazão que é acumulada pelo modelo.

O elemento da sub-bacia é extremamente relevante às simulações pois contém a maioria das equações e parâmetros de entrada que são definidos para o modelo. Além deste, os trechos de canal também exigem a definição de parâmetros para o funcionamento da equação de propagação de onda. A Tabela 2, resume todos os métodos de equações que existem dentro do software e que estão disponíveis para as simulações.

Junto do módulo de gerenciamento de bacias, outros dois módulos são imprescindíveis para que o modelo funcione: o módulo meteorológico e o módulo de especificações de controle. O primeiro deles é utilizado para a atribuição dos dados de entrada, como a precipitação, evapotranspiração e vazões observadas a cada uma das sub-bacias existentes no modelo. O módulo meteorológico dispõe de oito opções de distribuição dos dados de entrada conforme equações, grades ou por metodologias definidas pelo usuário do sistema.

O módulo de especificações de controle determina o intervalo de tempo em que as simulações serão efetuadas, indicando o dia e hora de início e fim destas, além do passo de tempo para a computação, diário ou sub-horário.

Tabela 2 – Métodos de cálculo disponíveis no HEC-HMS para os elementos hidrológicos.

Cálculos	**Métodos disponíveis**	**Resultados do modelo**
Interceptação	Dossel simples	Volume do escoamento
	Dossel dinâmico	
	Dossel simples em grade	
Superfície	Superfície simples	
	Superfície simples em grade	
"Perdas"	Taxa constante com déficit (DC) (concentrado ou em grade)	
	Exponencial	
	Green and Ampt (concentrado ou em grade)	
	Taxa inicial e constante	
	Smith Parlange	
	SCS *Curve Number* (CN) (concentrado ou em grade)	
	Soil Moisture Accounting (SMA) (concentrado ou em grade)	
Transformação	Hidrograma Unitário (HU) de Clark	Transformação de escoamento superficial direto, incluindo superficial e subsuperficial, em vazão.
	Onda cinemática	
	ModClark	
	HU de Snyder	
	HU do SCS	
	S-graph especificado pelo usuário	
	HU especificado pelo usuário	
Escoamento de base	Recessão limitada	Separação do escoamento de base.
	Recessão exponencial	
	Boussineq não-linear	
	Constante mensal	
	Reservatório linear	
Propagação	Onda cinemática	Propagação da onda de inundação ao longo do canal.
	Lag	
	Puls modificado	
	Muskingun	
	Muskingun-Cunge	
	Straddle-Stagger	
Perda/Ganho do canal	Constante	
	Percolação	

Fonte: Adaptado de USACE (2000) e Padilha (2017).

Por fim, dentro dos módulos de gerenciamento de dados de séries temporais, de dados pareados e dados em grade, permite-se a inserção de séries históricas longas ou curtos períodos de precipitação, vazão e evapotranspiração; dados de que seguem curvas pareadas, como cota-vazão, cota-volume, cota-área, taxa de vazão de entrada e de saída, entre outros. Além de

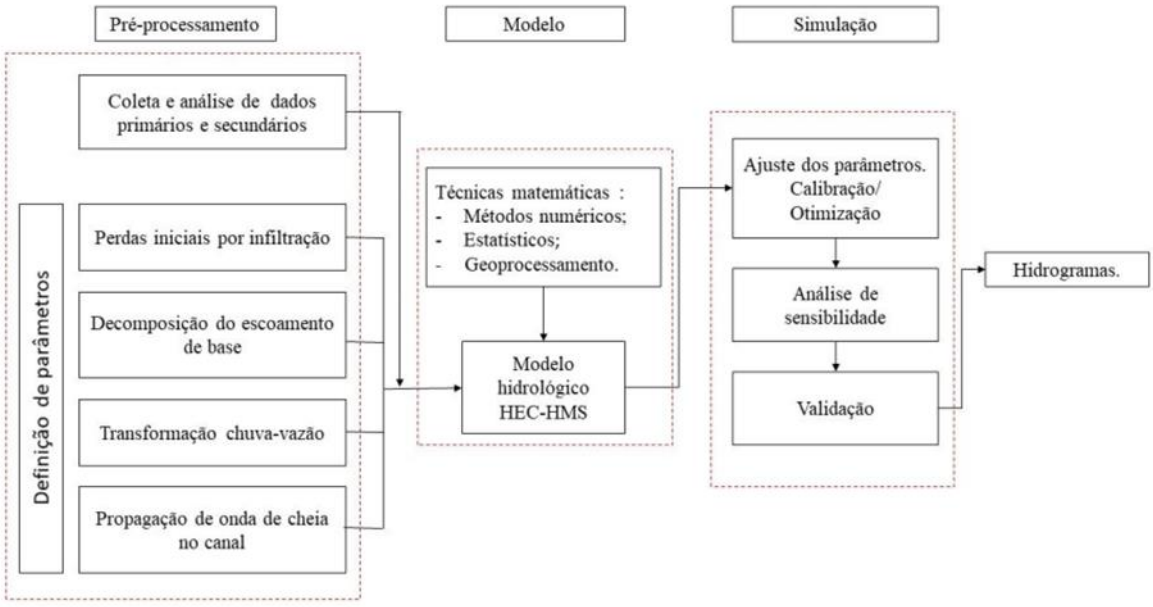
permitir armazenamento de informações provenientes de dados que estão distribuídos espacialmente em grades.

Os parâmetros de entrada que possuem significado físico devem ser inseridos no modelo após medições ou coletas a campo, ou podem ser obtidos através de cálculos e geoprocessamento de dados espaciais. Contudo, os dados de entrada são calibrados para que a simulação atinja o êxito almejado.

Na calibração dos modelos utilizam-se diversos métodos e funções-objetivo, que permitem o ajuste mais apropriado das vazões de pico, tempo de pico e volume escoado, por exemplo. Dados hidrometeorológicos observados são utilizados para auxiliar neste ajuste (COLLISCHONN; TUCCI, 2003).

A Figura 1 apresenta o fluxograma de funcionamento do software de forma simples, com ênfase nos itens cruciais a serem definidos antes, durante e após as simulações.

Figura 1 – Fluxograma de funcionamento do modelo HEC-HMS.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

As etapas de análise de sensibilidade e validação dos modelos são importantes, porém não obrigatórias. A análise de sensibilidade do modelo permite ao analista verificar quais parâmetros de entrada ou condições de contorno são mais influentes, ou seja, modificam de forma importante os resultados de ajuste sob mínimas variações.

Já a validação é uma etapa que permite ao analista inferir se o modelo calibrado pode ser utilizado em novas simulações, porém com séries de dados de chuva ocorridos em outros

eventos. Esta etapa é utilizada para verificar a utilidade do modelo em novas análises em uma mesma bacia hidrográfica, indicando que o conjunto de parâmetros definidos pela calibração descreve o sistema morfológico adequadamente.

Os hidrogramas produzidos ao final das simulações hidrológicas são informações importantes, que descrevem como um evento de inundação ocorre nas mais diversas partes de uma bacia hidrográfica. Os resultados são obtidos para locais onde não existe monitoramento fluviométrico e, desta maneira, fornecem informações antes desconhecidas sobre o fenômeno de transformação da chuva em vazão nestes pontos. Os hidrogramas são informações completas, que podem ser utilizados em novas simulações, dentro de outros softwares acoplados de forma rígida ou livre em torno do HEC-HMS.

Dentro desta pesquisa, os hidrogramas obtidos em locais não monitorados, foram utilizados como dados de entrada na modelagem hidrodinâmica do Sistema Ponte Velha.

2.3.1 Índices para avaliação de modelos hidrológicos

O processo de calibração dos modelos hidrológicos é sistemático e repetitivo, e pode ser realizado tanto manualmente, por tentativa e erro, quanto automaticamente, o que é denominado de otimização pelo HEC-HMS. O procedimento de calibração adotado nesta pesquisa envolveu a combinação de ambas as técnicas, manual e automática.

Esta etapa é fundamental para o ajuste do modelo simulado aos valores observados. O processo de calibração é realizado a fim de estimar parâmetros que não podem ser medidos ou observados diretamente em campo, ou mensurar aqueles que não apresentam significado físico mas precisam ser adaptados ao modelo em questão (CUNDERLIK; SIMONOVIC, 2004; USACE, 2015).

Nos modelos chuva-vazão, o sucesso deste ajuste é avaliado através da busca de parâmetros que se aproximam dos valores ótimos das funções-objetivo, que são equações métricas de desempenho. As funções-objetivo escolhidas para mensuração da calibração e avaliação dos modelos nesta pesquisa foram: raiz do erro médio quadrático (REMQ), o coeficiente de Nash-Sutcliffe (NSE), o erro percentual de volume (PEV), e o erro percentual de vazão de pico (PEPF).

O índice denominado de raiz do erro médio quadrático é uma medida que avalia a diferença entre os valores observados e aqueles previstos em um modelo. Estas diferenças são denominadas de resíduos quando são obtidas a partir de dados de uma amostra, demonstrando a precisão da simulação.

Este parâmetro é calculado a partir da Equação (1) (USACE, 2000):

$$REMQ = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}\left(X_{obs,i} - X_{sim,i}\right)^2}{n}} \quad (1)$$

Onde X_{obs} são os valores observados e X_{sim} são os valores obtidos na modelagem em um dado tempo i. Os valores calculados para o REMQ possuem a mesma unidade do parâmetro observado.

O coeficiente de Nash-Sutcliffe (NSE) é um parâmetro comumente utilizado nas avaliações de poder de predição de modelos hidrológicos. Ele também é utilizado para descrever a acurácia dos resultados modelados, principalmente em termos de vazão. Sua equação é definida da seguinte maneira (NASH; SUTCLIFFE, 1970):

$$NSE = 1 - \frac{\sum_{i=1}^{n}\left(X_{obs,i} - X_{sim,i}\right)^2}{\sum_{i=1}^{n}\left(X_{obs,i} - \bar{X}_{obs}\right)^2} \quad (2)$$

Onde X_{obs} são os valores observados e X_{sim} são os valores obtidos na modelagem em um dado tempo i, e $\bar{X}$ é a média da série de vazões observadas. O NSE varia de $-\infty$ a 1, e a melhor qualidade de ajuste dos dados é verificada próximo de 1. Uma eficiência próxima de 0, indica que os parâmetros do modelo se aproximam da média dos dados observados e, por conseguinte, um índice negativo indica que a média dos dados observados é melhor do que o próprio modelo.

Os valores de NSE podem ser classificados em intervalos (RAUF; GHUMMAN, 2018), apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 – Critérios de avaliação de desempenho da função-objetivo NSE.

Avaliação	**NSE**
Excelente ou muito bom	NSE > 0,75
Bom	0,65 < NSE ≤ 0,75
Aceitável	0,50 < NSE ≤ 0,65
Não satisfatório	NSE ≤ 0,50

Fonte: Adaptado de Rauf; Ghumman (2018).

O erro percentual no volume, é uma medida que considera a diferença percentual entre o volume do hidrograma simulado e do hidrograma observado. Sua equação é dada por (USACE, 2000):

$$PEV = 100 * \left| \frac{V_{obs} - V_{sim}}{V_{obs}} \right| \quad (4)$$

Onde o *V* significa o volume, e seu subscrito *obs* e *sim* diferencia os valores entre observados e simulados, respectivamente.

O erro percentual na vazão de pico é uma medida semelhante à descrita anteriormente, substituindo-se apenas os valores de vazões em detrimento dos volumes. A equação desta função-objetivo é dada pela Equação (5) (GREEN; STEPHENSON, 1986):

$$PEPF = 100 * \left| \frac{Q_{obs(peak)} - Q_{sim(peak)}}{Q_{obs(peak)} \right| \quad (5)$$

Onde $Q_{obs(peak)}$ e $Q_{sim(peak)}$ são as vazões de pico observadas e simuladas, respectivamente.

O software HEC-HMS apresenta, além de diversas funções-objetivo disponíveis para avaliação dos modelos, dois métodos de otimização dos parâmetros, que são o Gradiente Univariado e o Nealder and Mead. A descrição técnica e aprofundada de tais métodos e as equações utilizadas podem ser encontradas em (USACE, 2000).

O método de otimização de parâmetros utilizado nesta pesquisa foi o Gradiente Univariado, devido ao processo de ajuste ser realizado para cada parâmetro de forma individual, permitindo a manutenção dos outros parâmetros constantes (CUNDERLIK; SIMONOVIC, 2004). O método do Gradiente Univariado utiliza-se de um algoritmo baseado no método de Newton, que realiza sucessivas iterações corretivas no parâmetro estimado até que haja a minimização ou maximização da função-objetivo escolhida.

Cada um dos parâmetros de entrada do modelo pode ser otimizado, segundo restrições numéricas máximas e mínimas definidas pelo próprio software, e ajustadas pelo analista da simulação. São definidos também o limiar de tolerância e o número de iterações máximo para o ajuste (USACE, 2015).

2.4 MODELAGEM HIDRODINÂMICA

A modelagem de eventos de inundação geralmente está assentada em um processo constituído por dois passos. O primeiro deles é a modelagem hidrológica, ou ao menos a determinação de hidrogramas de interesse para os locais onde eventos extremos podem ter

ocorrido. O segundo passo, é a inserção destes hidrogramas em modelos de simulação hidrodinâmicos, que podem conduzir as vazões em regimes permanentes ou não-permanentes, determinando os níveis ou alturas associadas aos volumes propagados nos canais (HICKS; PEACOCK, 2005).

Estes modelos podem ser classificados em empíricos, hidrodinâmicos ou simplificados, e conseguem realizar simulações em 1D, 2D e 3D. Cada modelo possui um conjunto de equações que realizam as simulações numéricas de propagação da água nos canais e planícies, podendo ser mais ou menos complexos matematicamente (TENG et al., 2017).

Nas últimas décadas, a modelagem numérica de eventos de inundação aumentou, em grande parte, devido ao desenvolvimento dos softwares de simulação e avanços computacionais. Houve encorajamento nas aplicações que se utilizam de modelos bidimensionais, dado que tais modelos produzem resultados interessantes em locais de topografia complexa associado ao uso de modelos topográficos de alta resolução (COSTABILE; MACCHIONE, 2015).

Nos modelos 2D, a formulação matemática, através de uma abordagem de matrizes e malhas flexíveis ou não, permite o uso de equações simplificadas de diferenças ou volumes finitos. Estas estruturas em formato de malhas proporcionam a modelagem de áreas secas e molhadas em locais planos ou com descontinuidade topográfica – pontos de saltos ou declives em locais rasos –, sem prejuízo aos resultados do modelo (TENG et al., 2017).

Neste contexto, diversas plataformas de simulação hidrodinâmica podem ser mencionadas: *Storm Water Management Model* (SWMM); MIKE; SOBEK; FLO-2D; LISFLOOD; TELEMAC, Delft3D, etc. Algumas destas plataformas são livres, e outras são pagas. A maioria oferece interação com sistemas de informações geográficas (SIG) e permitem a manipulação de dados externamente ao software, com importação e conversão de arquivos em extensões diversas. Algumas destas plataformas apresentam a possibilidade de simulações uni, bi ou tridimensionais; e algumas permitem simular escoamento detalhado em tubulações e galerias de águas pluviais (CANHOLI, 2014; TENG et al., 2017).

Para a simulação de eventos de inundações, os modelos hidrodinâmicos são os mais utilizados. Este tipo de modelo permite ligação direta com os resultados de modelos hidrológicos, criação de mapas com superfícies de inundação, inserção de estruturas hidráulicas (pontes, galarias, contenções, etc), e permitem a quantificação do tempo de ocorrência do evento de forma precisa (TENG et al., 2017).

O software HEC-RAS é uma destas ferramentas disponíveis para a simulação hidrodinâmica, e é largamente utilizado pela Agência de Proteção Ambiental dos Estados

Unidos (U.S. Environmental Protection Agency ou USEPA), mostrando-se eficaz nas simulações de projetos de macrodrenagem destinados à criação de planos diretores (CANHOLI, 2014).

Além da determinação do comportamento hidrodinâmico das vazões em canais, modelos como o HEC-RAS, permitem o mapeamento de áreas onde ocorrem desastres naturais oriundos de chuvas intensas, como é o caso de inundações; simulação de rompimento de barragens; dispersão de poluentes, entre outros. A modelagem hidrodinâmica é relevante em estudos de engenharia que subsidiam atividades de gestão ambiental, planejamento para o crescimento urbano, planos de contingência em ações emergenciais, determinação de taxas de seguros para imóveis e estudos ecológicos (GOODELL; WARREN, 2006).

2.5 HEC-RAS

O software *River Analysis System* (RAS) da família HEC permite a realização de simulações hidráulicas, desde o ano de seu lançamento em 1997 até os dias atuais (MOYA QUIROGA et al., 2016). Sua versão mais recente, a 5.0.5 foi lançada em junho de 2018 e está disponível na plataforma da *U. S. Army Corps of Engineers* (USACE) de forma gratuita. No entanto, deve-se evidenciar que esta pesquisa foi conduzida com a versão anterior disponível na época do início das simulações (versão 5.0.3).

Atualmente, o HEC-RAS admite tanto a simulação unidimensional quanto bidimensional em canais abertos, e sob regime de escoamento permanente ou não-permanente, além de permitir a análise de transporte de sedimentos. Para toda esta multiplicidade de simulações, há a possibilidade de criação de gráficos e tabelas, avaliação em interface gráfica e oportunidade de criar animações de eventos e cenários (MACHADO, 2017).

Nas simulações hidrodinâmicas é aconselhado o uso de SIG para a preparação prévia de dados vetoriais e matriciais, que podem ser fornecidos como entrada para os modelos. Além disto, a própria interface do software, denominada de *RAS Mapper*, é inspirada nas funcionalidades encontradas em diversos programas de manipulação de dados espaciais.

No caso de eventos de inundações, os modelos unidimensionais são considerados simplificados, possuindo algumas limitações quando se trata da avaliação de planícies de inundações. A literatura apresenta um sem número de estudos acerca do uso de modelos bidimensionais para a avaliação dos impactos de inundações e também para a delimitação de locais de perigo.

Além disto, para a simulação adequada destes eventos, recomenda-se o uso de regime não-permanente, dado que sua interface requer a inserção de hidrogramas, cotagramas, e curvas de vazão associadas a comportas ou orifícios em estruturas hidráulicas (USACE, 2010).

A interface do HEC-RAS é bastante intuitiva e de fácil utilização para o usuário. Na sua janela principal devem ser inseridos três tipos de arquivos, que são manipulados dentro do próprio software. Cada projeto deve conter um arquivo de geometria, um de vazão, e um arquivo com as especificações da simulação.

A geometria é a consolidação do local onde ocorre um determinado evento, e em uma simulação puramente bidimensional, requer a entrada de um MDT, e das geometrias que podem estar associadas ao terreno e que influenciam na movimentação da água, como pontes, diques, galerias, retificações em canais, entre outras estruturas. Há possibilidade de acoplamento entre modelos 1D e 2D, o que permite simulações utilizando-se de estruturas geométricas comuns em modelos unidimensionais, como as *cross sections*, estruturas no canal, estruturas laterais ao canal, áreas de armazenamento, entre outros elementos (USACE, 2010).

As vazões são entendidas pelo modelo como condições de contorno. Nas seções de entrada de água na bacia ou sub-bacias hidrográficas, são utilizados hidrogramas de entrada, cotagramas, curvas-chave, ou uma função de profundidade normal estimada pela equação de Manning (CANHOLI, 2014).

A última especificação obrigatória é caracterizada pela determinação das características da simulação, como o intervalo utilizado – dia e hora de início e fim da simulação –; o passo de tempo computacional; o intervalo de tempo em que os resultados serão mostrados ao analista; e as opções avançadas de tolerâncias e definição de ajustes finos, como preparação das condições iniciais do modelo, tipo de equação utilizada e coeficientes adequados (USACE, 2016).

Os resultados obtidos após as simulações, demonstram que o software é uma ferramenta adequada para a representação de eventos de inundações. Ele fornece informações como a profundidade máxima da água, a velocidade do fluxo e também a variação da vazão ao longo do tempo da simulação (USACE, 2016). Existe possibilidade de integração com SIG para a exportação de resultados georreferenciados na forma de mapas de inundação (CANHOLI, 2014).

Os capítulos a seguir descrevem de forma mais aprofundada o funcionamento do HEC-RAS, em seu módulo bidimensional, visto que a literatura ainda traz informações esparsas sobre esta opção de modelagem.

2.5.1 Modelagem bidimensional no HEC-RAS

2.5.1.1 As equações governantes

As equações de Navier-Stokes são utilizadas para descrever o movimento dos fluidos em três dimensões. Porém, no contexto da modelagem bidimensional devem ser feitas algumas simplificações. As equações utilizadas são duas: as equações completas de Saint-Venant ou a equação de Onda Difusiva. As equações de Saint-Venant assumem que o fluido é incompressível, de densidade uniforme e a pressão é hidrostática. As equações de Onda Difusiva levam em consideração o gradiente de pressão barotrópica (gravidade) e o atrito de fundo como termos dominantes, o que as diferencia (COUTINHO, 2015).

As equações hidrodinâmicas assumem uma solução numérica apenas em termos cartesianos, contabilizando fluxos longitudinais. Desta forma, assume-se para ambas que a escala de comprimento vertical do movimento da água é muito menor que a escala horizontal. Como consequência a velocidade vertical é pequena, e pode ser desconsiderada do modelo (BRUNNER, 2016).

A equação de Onda Difusiva é considerada mais estável, permitindo ao software conduzir uma simulação mais rápida do que na utilização das equações de Saint-Venant. Estas equações são dedicadas ao estudo de modelos de escoamento não-permanente, utilizando para isto um algoritmo implícito de volumes finitos. Segundo Brunner (2016), este algoritmo fornece maior robustez aos cálculos quando comparados aos tradicionais algoritmos de diferenças finitas e elementos finitos.

As equações de Saint-Venant ou de Onda Difusiva são solucionadas por meio de um esquema numérico de volumes finitos, de primeira ordem e implícitos. Diz-se que uma solução é implícita, quando o cálculo das superfícies de profundidade da água e das velocidades do fluxo em cada novo passo de tempo são expressas por uma combinação entre os valores conhecidos do passo anterior e os valores desconhecidos das células adjacentes no passo de tempo atual. Isso implica em um resultado onde cada célula da malha está ligada às células vizinhas, que ligam todo o domínio do modelo de forma “implícita” (BABISTER; BARTON, 2012).

A equação bidimensional da conservação da massa afirma que a massa líquida que passa pelo volume de controle é igual à mudança no armazenamento no volume de controle; sendo calculada para duas dimensões neste caso. A equação da continuidade pode ser descrita pela Equação (6) (USACE, 2016):

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial\,(hu)}{\partial x} + \frac{\partial\,(hv)}{\partial y} + q = 0 \tag{6}$$

Onde *H* é a elevação da superfície da água (m), *h* é a profundidade da água (m), *u* e *v* são fluxos específicos nas direções de *x* e *y* ($m^2.s^{-1}$), *t* é o tempo e *q* é o termo de fonte, que representa a entrada de fontes externas de massa ou energia.

A equação do momento é baseada no princípio de que a soma das forças que atuam em um elemento é igual à taxa de mudança no momento. Considerando as forças da gravidade, viscosidade turbulenta, atrito e o efeito Coriolis, sua representação pode ser observada na Equação (7) (USACE, 2016). Para a direção x, temos:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u\,\frac{\partial u}{\partial x} + v\frac{\partial u}{\partial y} = -g\,\frac{\partial H}{\partial x} + v_t\left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2}\right) - c_f u + fv \tag{7}$$

O momento para a direção y é calculado por:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u\,\frac{\partial v}{\partial x} + v\frac{\partial v}{\partial y} = -g\,\frac{\partial H}{\partial y} + v_t\left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2}\right) - c_f v + fu \tag{8}$$

Onde *H* é a superfície de elevação da água (m), v_t é o coeficiente de viscosidade turbulenta, c_f é o coeficiente de atrito, *f* é o parâmetro de Coriolis (s^{-1}), *u* e *v* são fluxos específicos nas direções cartesianas de *x* e *y* ($m^2.s^{-1}$), o termo *g* é a aceleração gravitacional, e *t* é o tempo em segundos.

Os três primeiros termos nas equações do momento representam a aceleração local e a aceleração convectiva, do lado esquerdo da igualdade. Do lado direito da igualdade encontram-se os termos que descrevem a força da gravidade, a viscosidade turbulenta, o atrito do leito e margens e também a força de Coriolis. Estas últimas listadas são as forças externas e internas que agem sobre o fluido (BRUNNER, 2016).

O termo c_f corresponde ao fator de atrito, que pode ser aproximado através de outra equação, usando a fórmula de Manning (para a direção x):

$$c_f = \frac{n^2 g\,|u|}{R^{\frac{4}{3}}} \tag{9}$$

Onde o *n* é o número de Manning ($s.m^{-1/3}$), g é a constante gravitacional, *u* é a velocidade na direção *x* e *R* o raio hidráulico.

Quando se trata da equação do momento para a Onda Difusiva, os termos da gravidade e atrito possuem maior influência no modelo, enquanto os termos de aceleração, força de Coriolis e viscosidade turbulenta podem ser negligenciados. Isto conduz à uma forma simplificada da equação da conservação do momento aproximada pela Equação (10) (USACE, 2016):

$$g \nabla H = -c_f V \tag{10}$$

Em que *V* é a velocidade do fluxo na forma de um vetor *V = (u,v).*

Se utilizarmos a equação de Manning para a escrita do termo de atrito de fundo, a equação pode ser reescrita:

$$V = \frac{-(R(H))^{\frac{2}{3}}}{n} \frac{\nabla H}{|\nabla H|^{\frac{1}{2}}} \tag{11}$$

Onde *R(H)* é o raio hidráulico na altura da elevação da superfície da água *H,* ∇ é o operador diferencial, e o *n* é o coeficiente de atrito de Manning.

Por fim, aplicando a Equação (11) na Equação (6), e reescrevendo-a na forma de vetor:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \nabla \cdot \beta \nabla \mathrm{H} + q = 0 \tag{12}$$

Em que o termo β é descrito por:

$$\beta = \frac{-\left(R(H)\right)^{\frac{2}{3}}}{n} \tag{13}$$

Este é o formato final da equação de Onda Difusiva, a partir das equações de Saint-Venant para fluxo bidimensional. Devido à simplificação que é feita para os termos inerciais da equação do momento de Saint-Venant, o tempo computacional tende a ser mais curto e reduz a instabilidade do modelo (BETSHOLTZ; NORDLÖF, 2017; MOYA QUIROGA et al., 2016). A equação da Onda Difusiva não é recomendada em locais onde a declividade é acentuada e

apresenta trechos encachoeirados, que induzem a aumentos de velocidade muito rápidos (VIANINI NETO, 2016).

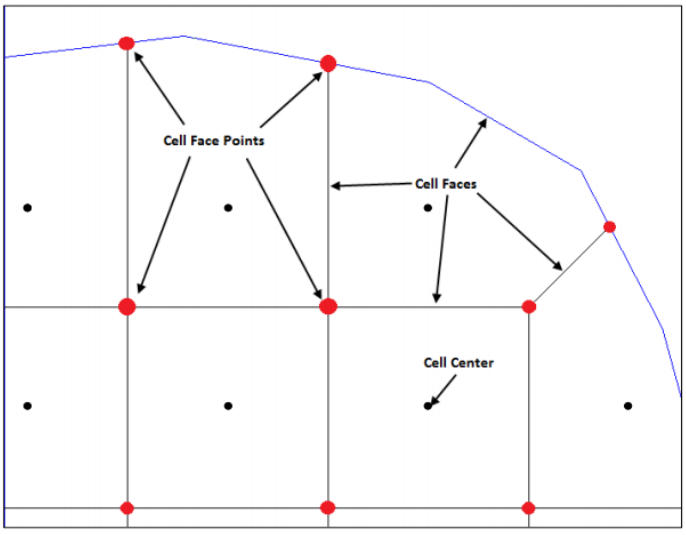
2.5.1.2 A construção da malha

De maneira simplificada, a modelagem de uma área bidimensional é realizada através do desenho de um polígono sobre a área de interesse, seguido pela criação de uma malha computacional neste polígono, e pela inserção de elementos ou estruturas hidráulicas, condições de contorno, e definição de parâmetros limitantes à modelagem (BRUNNER, 2016).

As malhas bidimensionais podem ser construídas de forma estruturada e não-estruturada, permitindo ao usuário a criação de diferentes formatos e tamanhos de células. As células computacionais não necessitam de um fundo plano, não precisam de faces ou bordas em linha reta, e nem requerem uma única elevação. Em vez disso, os dados de cada célula estão contidos em uma planilha que descreve os detalhes do terreno de base, que pode ser um MDT, ou um terreno construído através de interpolação de pontos obtidos em um levantamento com laser, batimetria, imageamento aéreo, etc.

As células da malha são unidades de cálculo, compostas por limites (contornos) que são faces, cujos vértices possuem pontos (nós) (VIANINI NETO, 2016). Além disso, cada célula possui um centroide onde são calculadas as equações associadas (Figura 2).

Figura 2 – Descrição terminológica dos elementos que compõem a malha computacional do HEC-RAS 2D.

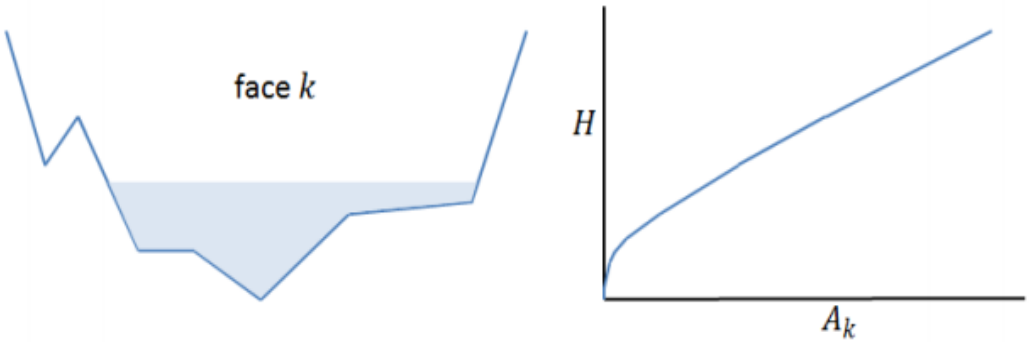


Fonte: Brunner (2016, p. 35).

Os dados utilizados como base para a construção das planilhas associadas à cada célula da malha devem ser obtidos a partir de fontes com alta resolução, como muitos estudos chamam atualmente de *high resolution subgrid model* (CASSULI, 2008). Lintott (2017) exemplifica esta informação, afirmando que os modelos podem possuir ao mesmo tempo um MDT de 1 metro de resolução, associado à uma malha de 12 metros. O termo *subgrid* está relacionado a um terreno extremamente bem detalhado, de onde provêm as tabelas de propriedades hidráulicas (elevação vs. perímetro molhado, área e rugosidade de cada face). Dados de alta resolução são valiosos, pois permitem que áreas cada vez menores dentro da planície de inundação sejam representadas com precisão (SAVAGE et al., 2016).

No entanto, Cassuli (2008) afirma que apesar de o *subgrid* fornecer informações para o cálculo de raio hidráulico, volume, área de cada célula da malha e declividade do terreno através de uma alta resolução, esta informação é posteriormente perdida. Isto significa que os dados refinados do MDT são descartados, porém as planilhas contendo informações suficientes permanecem disponíveis para os cálculos. A Figura 3 demonstra como uma seção transversal de uma célula é representada em termos gráficos e numéricos.

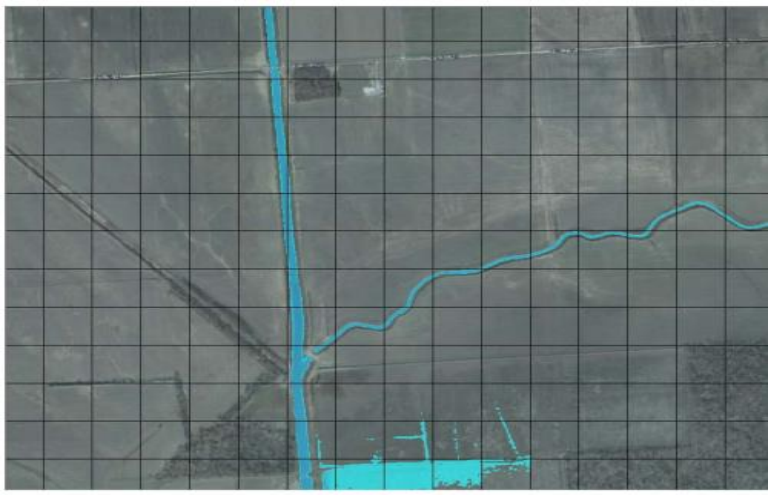
Figura 3 – Representação da face lateral de uma célula da malha a partir do elemento do terreno e sua representação numérica na tabela de propriedades hidráulicas.



Fonte: USACE (2016, p. 80).

O uso de dados do terreno subjacente para os cálculos permite também que uma célula seja parcialmente inundada. A Figura 4 fornece o exemplo de uma célula da malha que possui acúmulo de água em alguns pontos, mas não em toda a sua extensão, pois os cálculos levam em conta uma relação de elevação-volume para que o fluxo ocorra. Desta forma, um rio pode atravessar uma célula sem inundá-la totalmente.

Figura 4 – Exemplo das células parcialmente inundadas em uma malha que utiliza o terreno subjacente detalhado para a modelagem bidimensional.



Fonte: Brunner (2016, p. 9).

2.5.1.3 A condição CFL

As equações bidimensionais consideram as malhas como volumes finitos e são extremamente dependentes da forma como é executada a construção geométrica destas. O formato das células de uma malha (triangulo, retângulo, pentágono, hexágono, heptágono ou octógono) e também o tamanho das células são fatores que influenciam na qualidade da modelagem.

Quando se utilizam modelos com base em esquemas numéricos implícitos de volumes finitos, o passo no tempo adotado na simulação é extremamente relevante, visto que é necessário satisfazer a condição de Courant-Friedrichs-Lewy. A equação de Courant é descrita a seguir (Equação 14) (USACE, 2016):

$$C = \frac{V_W \, \Delta t}{\Delta x} \leq 1 \qquad (14)$$

Onde: C = Número de Courant;

Δt = Passo de tempo em s;

Δx = Tamanho da célula da malha em m;

V_W = Celeridade da onda em $m.s^{-1}$.

A seleção do passo de tempo mais adequado para a simulação deve buscar um equilíbrio entre o tempo computacional e a geometria de malha que melhor representa o terreno

subjacente. Se for escolhido um valor muito alto para ΔT, pode ocorrer difusão numérica, com atenuação do pico de vazão e também provocar instabilidade no modelo. Da mesma forma, a escolha de um valor muito pequeno para o passo de tempo pode aumentar exponencialmente o tempo computacional (USACE, 2016).

A celeridade da onda de inundação não é obtida de forma direta e, portanto, quase sempre é estimada. Para aplicações práticas, recomenda-se obter algum valor de velocidade média máxima fornecida em simulações prévias no HEC-RAS e multiplicá-lo por 1,5 a fim de se obter uma estimativa da velocidade de onda de inundação em seções naturais (USACE, 2016). Neste estudo, definiu-se que o valor médio para a velocidade da onda varia em torno de 1 $m.s^{-1}$, podendo atingir amplitudes maiores em trechos com declividade acentuada, em estrangulamentos no canal e em estruturas hidráulicas, tais como pontes e galerias.

O tamanho da célula, sua geometria, e o refinamento desta são escolhas do analista do modelo. No entanto, o uso da condição CFL controla a obtenção da malha e do passo de tempo mais adequados para cada situação. Atualmente, o refinamento das malhas é feito em locais topograficamente específicos – na calha dos rios, em suas margens e em pontos de barramento do fluxo da água, tais como diques e barragens – a fim de que todo o resto da planície inundável seja representada por células de tamanho maior. Isto exigiria um menor tempo computacional aliado a um menor número de células para cálculo (CAVIEDES-VOULLIÈME; GARCÍA-NAVARRO; MURILLO, 2012).

2.5.2 Índices para avaliação de modelos hidrodinâmicos

A avaliação da qualidade das simulações hidrodinâmicas é realizada através da aplicação de índices de desempenho, através de equações que comparam diferentes modelos, ou comparam os modelos aos dados observados por sistemas de sensoriamento remoto (SCHUMANN et al., 2009).

Geralmente a avaliação do desempenho é realizada pela inspeção visual dos resultados, o que pode ser subjetivo, dado que cada analista possui a tendência de avaliar seus modelos conforme a necessidade do projeto. Ainda assim, este tipo de análise é de difícil aplicação em mais de um conjunto de dados ou modelos (ROCHA, 2015).

Uma forma de avaliação quantitativa dos modelos hidrodinâmicos é através da utilização de índices binários ou comparações binárias (ARONICA et al., 2002; BATES et al., 2005; PAPPENBERGER et al., 2007). Esta análise envolve enquadrar os pixels resultantes da modelagem em um dos quatro conjuntos presentes em uma tabela de contingência (Tabela 4).

Tabela 4 – Tabela de contigência com as possibilidades de combinações conforme a classificação binária.

	Presente na observação	**Ausente na observação**
Presente no modelo	A	B
Ausente no modelo	C	D

Fonte: Adaptado de Aronica et al. (2002) e Vianini Neto (2016).

Segundo Aronica et al. (2002) e Di Baldassarre et al. (2009), a tabela de contingência considera que os conjuntos possíveis são (Figura 5):

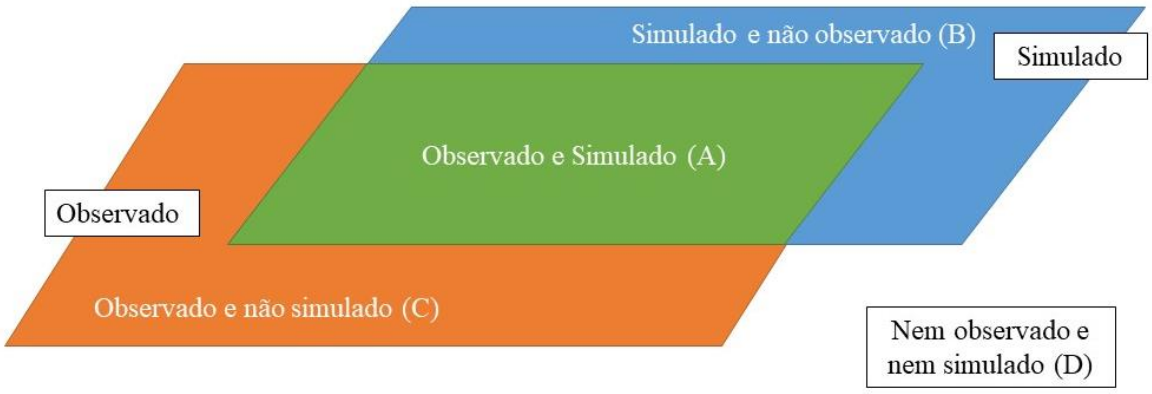
(A) Observado/previsto, onde as células molhadas do modelo e da simulação estão corretas e coincidem;

(B) Não observado/previsto, considerada como uma área onde os dados observados são células secas, porém o modelo as indica molhadas (superpredição ou alarme falso de inundação);

(C) Observado/não previsto, é categorizado como uma subpredição dos dados (perdas durante a modelagem);

(D) Não observado/não previsto, também é uma predição correta em termos de que locais secos foram corretamente simulados pelo modelo. Este parâmetro nem sempre é calculado, por ser observado de forma indireta como a área que não foi representada em nenhuma das superfícies, seja ela observada ou simulada.

Figura 5 – Delimitação dos conjuntos de análises possíveis a partir das superfícies simuladas e observadas.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

As possibilidades descritas pelas letras A, B, C e D na Tabela 4, são utilizadas em equações, obtidas através dos estudos de Horrit e Bates (2001); Aronica et al. (2002); Hunter (2005); Pappenberger et al. (2007); Cook e Merwade (2009); Schumann et al. (2009), e Rocha (2015). Os indicadores compilados nestas pesquisas são denominados de medidas F, e utilizados em diversos estudos de inundações (Tabela 5).

O índice $F^{<2>}$ é um dos indicadores mais utilizados para a avaliação do desempenho de modelos espaciais. Segundo Aronica et al. (2002) e Vianini Neto (2016), o índice $F^{<2>}$ é não enviesado e consegue determinar as regiões sub e superestimadas com confiança. No entanto, possui tendência de previsão subestimada, o que deve ser evitado na determinação de superfícies de inundações para análises de perigo populacional.

Tabela 5 – Indicadores numéricos de desempenho binário para estudos em inundações.

Nome	Equação	Intervalo	Comentário
Viés (bias)	$\frac{A+B}{A+C}$	(0, ∞) e igual a 1 para uma predição correta.	Balanço entre sub e superestimativa da inundação.
PC ou $F^{<1>}$	$\frac{A+D}{A+B+C+D}$	(0,1)	Muito influenciada pelo tamanho da categoria mais comum e pelo tamanho da área de estudo. Não recomendado para estudos de inundação uma vez que é fortemente dependente do tamanho da área não inundada presente no domínio.
Medidas de acerto (H)	$\frac{A}{A+C}$	(0,1)	Percentual da inundação observada corretamente previsto. Apresenta como ponto negativo o fato de sempre aumentar com o aumento da inundação prevista pelo modelo; portanto, pode ser manipulado pelo incremento de células inundadas.
Alarme falso (F)	$\frac{B}{B+D}$	(0,1)	Percentual das áreas secas que foram incorretamente previstas. Pode ser utilizado em conjunto com o indicador Medidas de Acerto (H) para minimizar viés.
Índice de sucesso crítico (CSI) ou $F^{<2>}$	$\frac{A}{A+B+C}$	(0,1)	Ajuste do $F^{<1>}$ para reduzir a influência do tamanho da área não inundada no domínio.
$F^{<3>}$	$\frac{A-C}{A+B+C}$	(-1,1)	Desenvolvido para quantificar a subestimativa da inundação.
$F^{<4>}$	$\frac{A-B}{A+B+C}$	(-1,1)	Desenvolvido para quantificar a superestimativa da inundação.

Fonte: Rocha (2015, p. 50).
Nota: os termos A, B, C e D das equações apresentadas foram previamente descritos na Tabela 4.

Stephens et al. (2012, 2014) discutem a utilização destes indicadores, partindo da premissa de que nem sempre um valor alto para o índice $F^{<2>}$ pode ser considerada uma boa

calibração do modelo hidrodinâmico. Este tipo de parâmetro serve para analisar apenas os resultados finais das superfícies de inundação, já que o método de calibração mais apropriado em estudos hidrodinâmicos, ocorre por meio dos níveis de água obtidos em medições na data de ocorrência dos fenômenos.

Para a avaliação dos modelos nesta pesquisa foram utilizados todos os índices que não continham em sua formulação a necessidade de cálculo do conjunto de dados (D). Desta forma, os índices binários utilizados foram o viés, as medidas de acerto, e os índices $F^{<2>}$, $F^{<3>}$ e $F^{<4>}$. O viés, as medidas de acerto e o índice de sucesso crítico são considerado ajustados quando iguais a 1.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 ÁREA DE ESTUDO

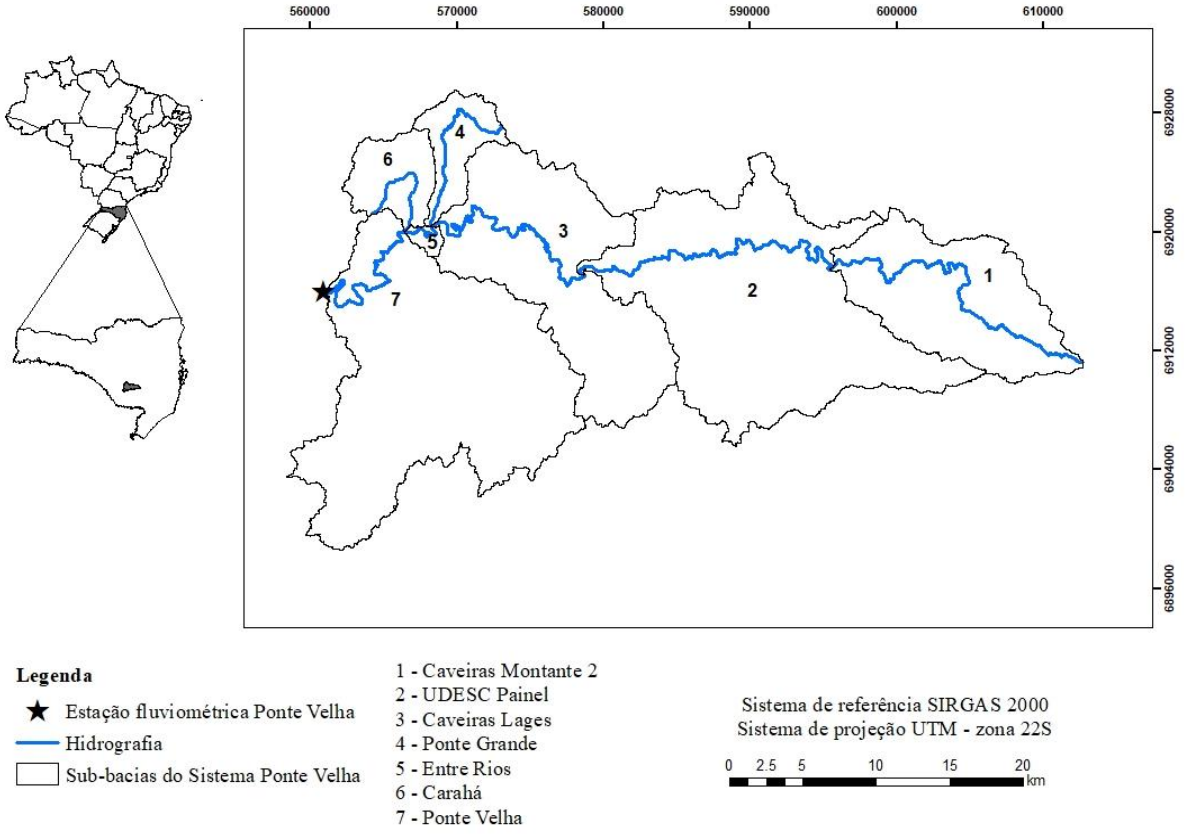
A pesquisa foi conduzida na bacia hidrográfica do rio Caveiras, em seu terço superior, denominado neste estudo de Sistema Ponte Velha. Optou-se por utilizar a nomenclatura de *Sistema* Ponte Velha, por considerar que o enfoque sistêmico pode ser aplicado aos componentes que constituem uma bacia hidrográfica. Na visão sistêmica:

> O mundo real é observado como um conjunto de componentes hierarquicamente estruturados [...]. Os sistemas urbanos e os sistemas hidrológicos são sistemas geográficos constituídos de um subsistema morfológico conexo a um sistema em cascata. O primeiro representa os elementos estáticos reconhecíveis da realidade física. O segundo representa a dinâmica do fluxo de massa ou energia do sistema (CORDEIRO; RAFAELI NETO, 2015, p. 143).

Desta forma, entende-se que a bacia hidrográfica e seus talvegues são unidades estáticas que sofrem alterações através da ação erosiva hidrodinâmica da água. O ciclo hidrológico é um fluxo dinâmico que modifica a paisagem ao longo do tempo.

O nome Ponte Velha, originou-se pelo particionamento da bacia hidrográfica a montante de uma estação de monitoramento fluviométrico homônima, que está localizada sob as seguintes coordenadas: 27°52’49,08” de latitude sul e 50º22’57,00” de latitude oeste, à uma altitude de 900 metros. A estação de monitoramento fluviométrico Ponte Velha (02750026), de responsabilidade das Centrais Elétricas de Santa Catarina (CELESC) permaneceu ativa até o ano de 2016, quando a coleta de dados foi encerrada (Figura 6).

Figura 6 – Mapa de situação do Sistema Ponte Velha e localização da estação fluviométrica utilizada para delimitação da área de estudo da modelagem hidrodinâmica.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

O Sistema Ponte Velha possui uma área de aproximadamente 798,45 km², abrangendo parte dos municípios de Lages, Painel e Urupema. É composto por sete sub-bacias que foram definidas no estudo de Padilha (2017), e utilizadas nesta pesquisa para a modelagem hidrológica e hidrodinâmica. As sub-bacias e suas respectivas nomenclaturas são apresentadas na Tabela 6.

Tabela 6 – Sub-bacias que compõem o Sistema Ponte Velha e suas respectivas áreas.

Ordenamento de montante para jusante	Sub-bacias	Áreas (km²)
1	Caveiras Montante 2	84,74
2	UDESC Painel	251,55
3	Caveiras Lages	152,73
4	Ponte Grande	27,15
5	Entre Rios	3,58
6	Carahá	30,16
7	Ponte Velha	245,54

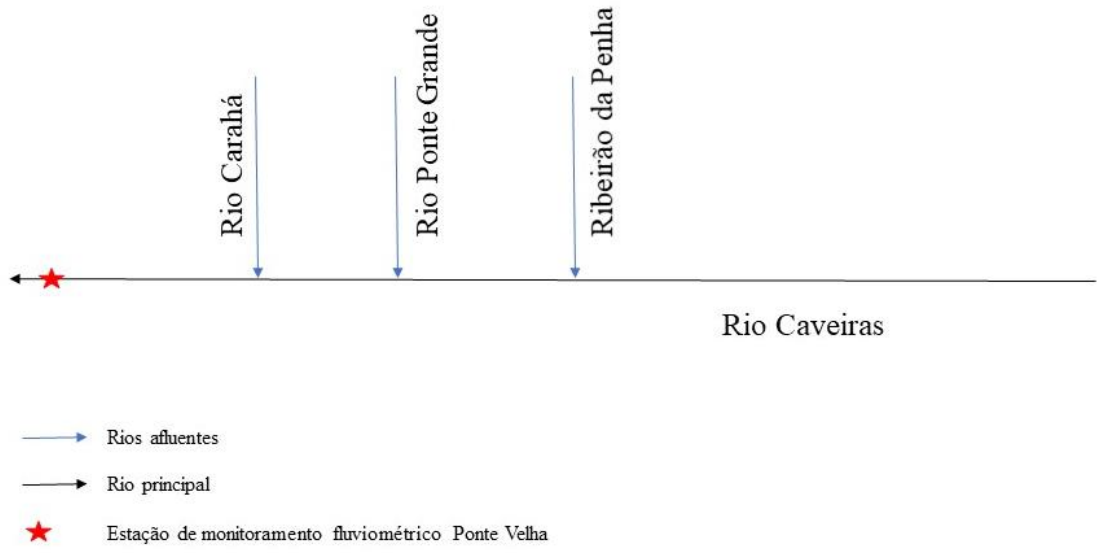
Fonte: Adaptado de Padilha, 2017.

A área utilizada para a modelagem hidrológica dos eventos de cheias compreende toda a bacia hidrográfica denominada de Sistema Ponte Velha. No entanto, a área de modelagem hidrodinâmica é menor, pois o enfoque das simulações está localizado nas áreas de jusante do Sistema Ponte Velha, onde encontra-se o núcleo urbano de Lages.

O mapa apresentado na Figura 6, ilustra o Sistema Ponte Velha com as sete sub-bacias utilizadas na modelagem hidrológica e também na modelagem hidrodinâmica, que compreende as últimas cinco sub-bacias de jusante. A área de modelagem das inundações é de aproximadamente 67,9 km², contabilizados no entorno dos rios que participaram das simulações. Esta área foi delimitada como área de interesse depois de análises sobre os maiores valores de cotas atingidos durante as últimas inundações, informados por meio de entrevistas com moradores das regiões atingidas, e também por meio de fotografias e vídeos obtidos para a data de alguns eventos críticos.

A hidrografia local é composta pelo rio Caveiras e seus afluentes. Os principais rios analisados neste estudo foram os rios Carahá, Ponte Grande e Ribeirão da Penha, entre diversos outros canais de menor porte que estão localizados dentro da área de inundação, e serão utilizados na modelagem hidrodinâmica (Figura 7).

Figura 7 – Diagrama unifilar dos rios que compõem a análise do Sistema Ponte Velha.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

A estação fluviométrica Ponte Velha é a única estação que contém dados disponíveis para a calibração dos eventos de cheia até o ano de 2016. Para o evento de 2017, existem dados

disponíveis de uma nova estação de monitoramento que é operada pela CELESC. A estação de monitoramento fluviométrico Caveiras Montante 1 (71620450) foi implantada em um trecho diferente da antiga estação Ponte Velha, sob as coordenadas 27° 52' 19,92" de latitude sul e 50° 22' 3,00" de latitude oeste, a uma altitude de 864 metros.

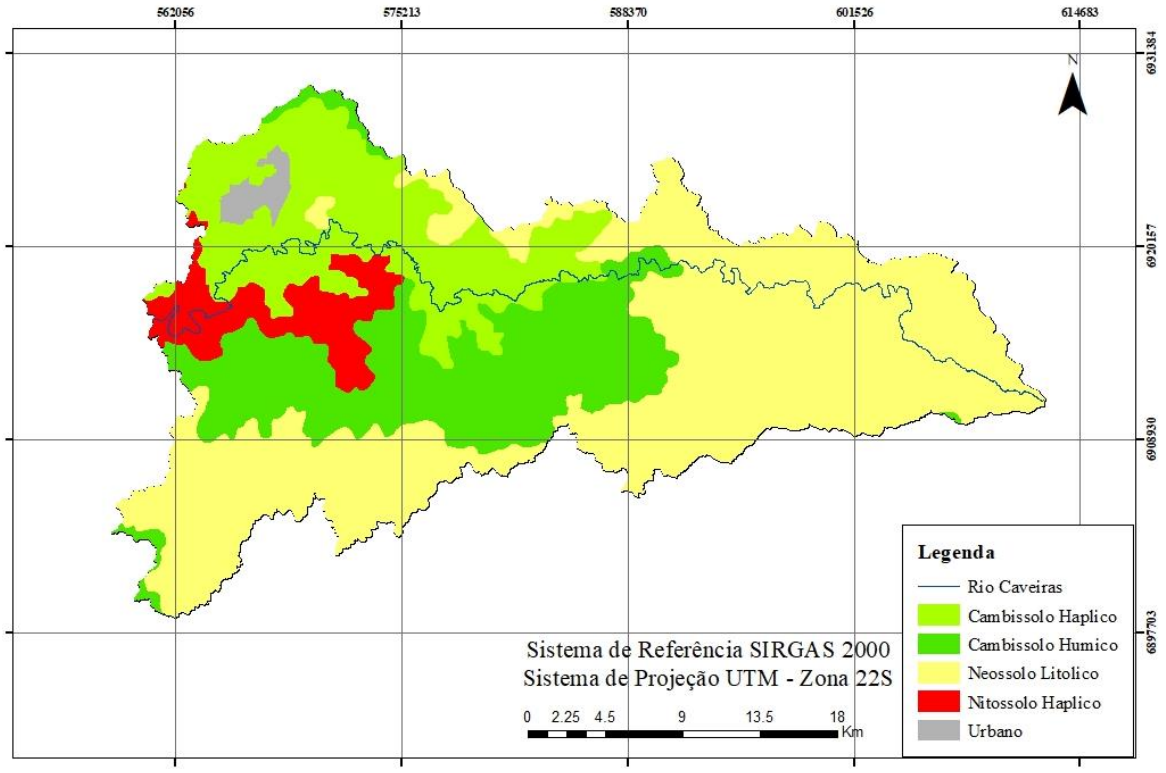
Os dados coletados por esta estação são recentes, visto que sua instalação ocorreu em fevereiro de 2016. A curva-chave da estação não está completamente calibrada devido ao pequeno número de dados coletados a campo, no entanto, os dados de cotas para os eventos de inundações ocorridos em 2017 existem e foram utilizados nesta pesquisa, a fim de auxiliar a calibração de modelos hidrológicos.

Deve-se evidenciar, no entanto, que devido à falta de medições em períodos de cheias, esta curva-chave gera vazões estimadas com um erro que varia em até 13% em relação aos valores reais. Além disto, as curvas-chaves consideram o regime de escoamento de um canal como permanente, obtendo uma relação unívoca entre a vazão e a cota tanto na ascensão quanto na recessão do hidrograma. Contudo, canais em períodos de inundações são transientes, apresentando variações em termos de aceleração local (YANG et al., 2014).

3.1.1 Uso e cobertura da terra e tipos de solos

Os solos predominantes no Sistema Ponte Velha são os cambissolos, neossolos e nitossolos, conforme apresentado na Figura 8. O cambissolo apresenta-se nas proximidades dos talvegues, variando em profundidade; enquanto o neossolo apresenta horizonte A raso, assentado diretamente na matriz. Ambos se encontram nas encostas, em áreas que são sujeitas à alagamento periódico e são pouco ou mau drenadas (CORDEIRO; RAFAELI NETO, 2015).

Figura 8 – Tipos de solos do Sistema Ponte Velha.



Fonte: Adaptado de EMBRAPA (2004).

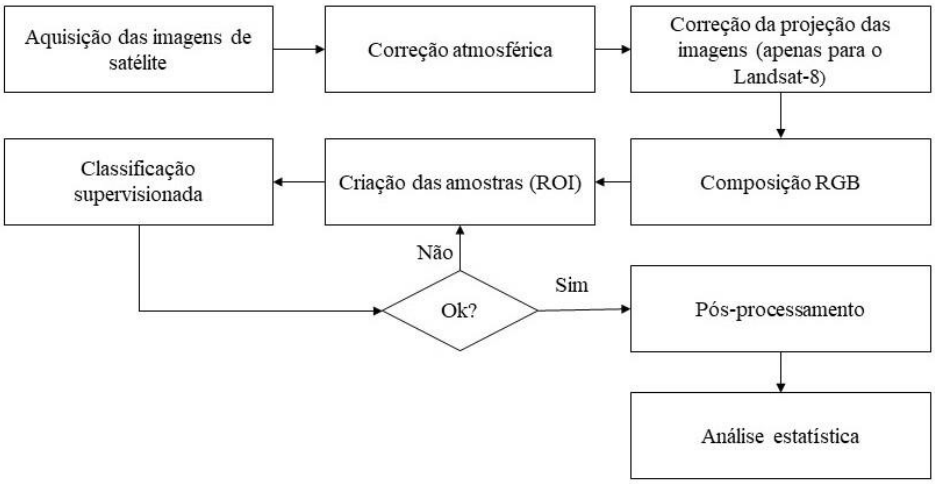
Geologicamente, Scheibe (1986) menciona que o município de Lages está localizado sobre uma região com estrutura dômica pertencente à Bacia do Paraná. Esta formação é caracterizada por derrames basálticos e por arenitos da formação Botucatu. Isso explica a composição das margens e leitos dos rios Caveiras, Carahá e Ponte Grande, feita de areia em vários trechos.

Para a os estudos hidrológico e hidrodinâmico, foram produzidos mapas de uso e ocupação da terra na região do Sistema Ponte Velha através de imagens de satélite. Utilizaram-se imagens Landsat, que possuem resolução espacial de 30 metros, e permitem obter uma boa inferência sobre o comportamento da superfície da bacia hidrográfica ao longo do tempo.

As imagens de satélite empregadas nas análises foram do Landsat-5 e Landsat-8, pois as avaliações mapearam o uso da terra no ano de 2004 e de 2017, sempre em datas anteriores aos eventos de inundações.

O método utilizado para a produção dos mapas foi através de classificação supervisionada. Este método busca categorizar os pixels das imagens, atribuindo um valor que represente algum objeto do mundo real. As etapas utilizadas para a classificação das imagens são apresentadas na Figura 9.

Figura 9 – Fluxograma de etapas para a classificação de imagens de satélite.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

As imagens adquiridas para a classificação foram Landsat-5 para o ano de 2004 e Landsat-8 para o ano de 2017. O não uso das imagens do Landsat-7 se deve às falhas que os produtos apresentam desde 2003, desta forma optou-se por utilizar imagens do sensor *Thematic Mapper* (TM-5), mais antigas, porém sem defeitos. As imagens do sensor *Operational Land Imager* (OLI-8) não apresentam defeitos, porém exigem sua reprojeção para o hemisfério sul, pois exibem erro de sistema de projeção em seus metadados associados.

O software Envi foi utilizado em todos os processos descritos na Figura 9. A etapa da correção atmosférica buscou remover a influência da atmosfera sobre a superfície terrestre captada na imagem. Desta forma, a correção atmosférica recuperou a reflectância espectral das imagens de radiância multiespectral, através do módulo *Fast Line-of-sight Atmospheric Analysis Hypercubes* (FLAASH).

Após a correção atmosférica, a coleta de amostras de pixels foi realizada através da seleção de Regiões de Interesse (*Regions of Interest*, em inglês, ou ROI). Esta etapa foi realizada manualmente, e por isso a classificação é denominada supervisionada. Depois da coleta dos ROIs, prosseguiu-se à classificação através do método de Máxima Verossimilhança. Este método pressupõe que cada pixel da imagem possui um comportamento normalmente distribuído e uma probabilidade de pertencer à uma determinada classe, que é definida pelo analista.

O pós-processamento das imagens classificadas ocorreu pelo uso do filtro de Análise Majoritária, que removeu o espalhamento de pixels com classes isoladas na imagem, agrupando-os em classes predominantes no seu entorno.

Por fim, a avaliação da qualidade da classificação foi realizada através do índice Kappa, que levou em consideração a matriz de confusão das classes, que representam discordâncias nas tendências da classificação. O coeficiente Kappa foi avaliado através das classes de desempenho apresentadas na Tabela 7.

Tabela 7 – Classificação do índice Kappa e seu desempenho associado.

Índice Kappa	**Desempenho**
$k = 0$	Péssimo
$0 < k \leq 0,2$	Ruim
$0,2 < k \leq 0.4$	Razoável
$0,4 < k \leq 0,6$	Bom
$0,6 < k \leq 0,8$	Muito bom
$0,8 < k \leq 1,0$	Excelente

Fonte: Adaptado de Figueiredo; Vieira (2007).

As classes utilizadas na produção dos mapas de uso e ocupação da terra foram divididas em sete: área urbanizada, corpo d'água continental, floresta nativa, floresta plantada (reflorestamento), campo nativo, agricultura (cultura permanente e temporária) e solo exposto, adaptadas segundo proposto pelo IBGE (2013).

Ao final os mapas produzidos foram comparados, a fim de se observar a evolução da superfície da terra após um período de 13 anos. Buscaram-se evidências sobre a influência que a modificação desta superfície pode provocar nos eventos de inundações.

3.1.2 Clima

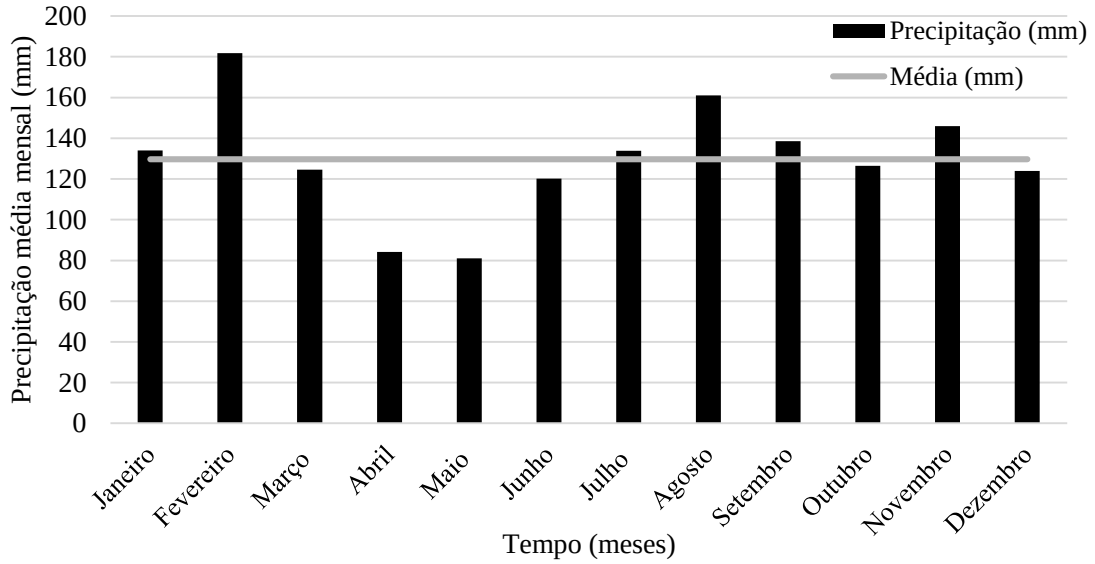
Segundo a classificação de Köppen, o clima na região é do tipo Cfb: temperado, úmido, sem estação seca, com verão fresco. O município de Lages possui estação meteorológica, que é monitorada pelo Centro de Informações de Recursos Ambientais e de Hidrometeorologia de Santa Catarina (EPAGRI-CIRAM), estando localizada sob as coordenadas 27º48'55'' de latitude sul e 50º19'46'' de longitude oeste, a 937m de altitude.

Segundo a estação de Lages (2750031), a temperatura média anual é de 15,7 ºC e a precipitação média anual acumulada é de 1.556 mm. A temperatura média mínima anual na

região atinge 11,5 ºC, com média mínima absoluta de temperatura atingindo o patamar de -7,4 ºC no mês de julho. A umidade relativa média anual varia de 79 a 80 % (WREGE et al., 2012).

Com base nos dados da estação meteorológica para o período de 1976 a 2005, o comportamento pluviométrico é apresentado na Figura 10. Os dados mostram tendência de precipitações mensais máximas nos meses de fevereiro, agosto e novembro, enquanto as mínimas estão no período de abril, maio e junho (WREGE et al., 2012).

Figura 10 – Dados de precipitação total mensal para a estação meteorológica de Lages (1976 – 2005).



Fonte: Adpatado de WREGE et al. (2012).

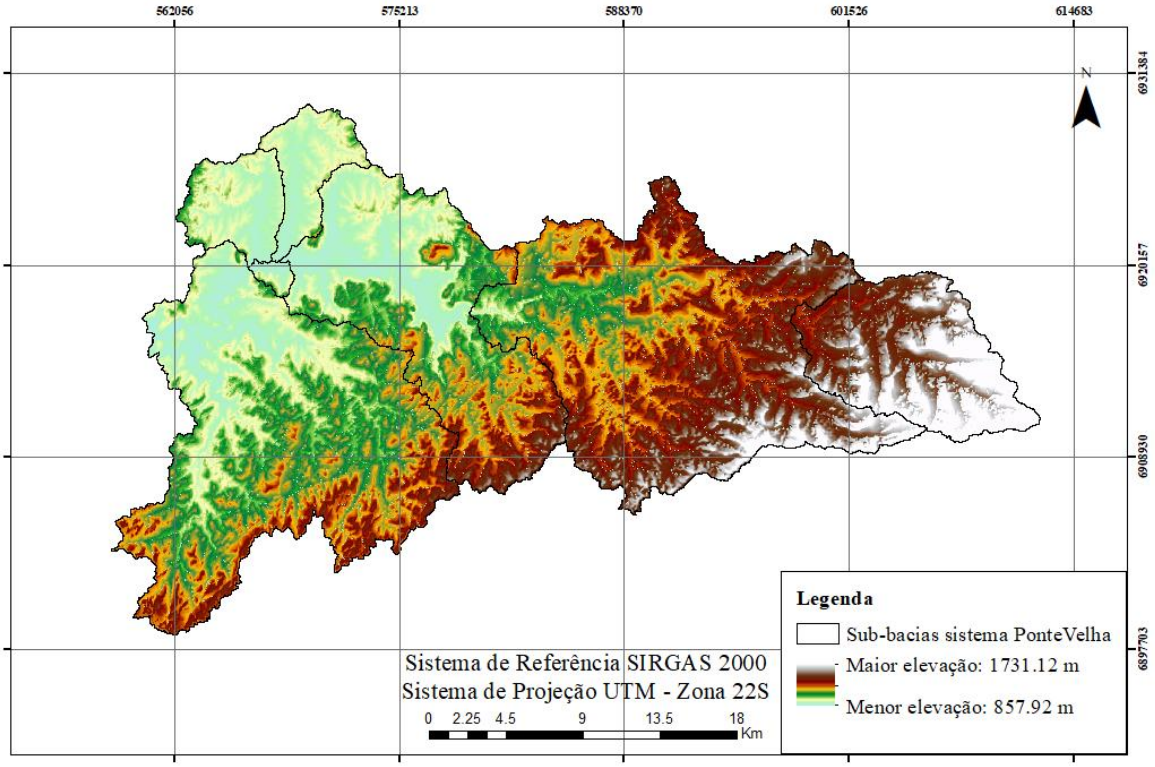
Conciliando os dados apresentados na Tabela 1 e aqueles contidos na Figura 10, percebe-se que os períodos em que ocorrem eventos de inundações estão associados aos meses em que existem os maiores volumes de precipitação. Os eventos de inundações ocorridos nos meses de maio e junho, porém, fogem à regra e estão associados a outros fenômenos atmosféricos que não estão previstos nas tendências históricas.

3.1.3 Altimetria

O estado de Santa Catarina possui dados, disponibilizados de forma gratuita, do levantamento aerofotogramétrico realizado no período de 2010 a 2012. Esta base de dados é constituída de aerofotos, ortofotomosaicos coloridos e infravermelhos, modelos digitais altimétricos, restituição de hidrografia e nascentes, entre outros produtos.

Para a construção do modelo hidrodinâmico, utilizou-se como base o Modelo Digital de Terreno (MDT) disponibilizado pela Secretaria de Estado do Desenvolvimento Econômico Sustentável (SDS) de Santa Catarina (SDS, 2013). O MDT constitui-se de um dado de alta precisão, visto que possui resolução espacial de 1 metro para todo o território mapeado (Figura 10). Não foram utilizadas seções fluviométricas transversais para correção dos canais, portanto, o MDT apresenta diferenças verticais entre as alturas do raster e do terreno real.

Figura 11 – Mapa de altimetria do Sistema Ponte Velha.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

A Figura 11 apresenta o mapa altimétrico da região de estudo, através da gradação em cores, onde os tons mais claros representam as menores cotas do terreno, indicando a planície de inundação nas cinco sub-bacias que compõem a área de modelagem hidrodinâmica (sub-bacias Caveiras Lages, Ponte Grande, Carahá, Entre Rios e Ponte Velha). As cores mais escuras representam os locais com maiores altitudes e montanhosos, compondo as nascentes e cabeceiras das bacias hidrográficas.

3.1.4 Eventos selecionados

Os dados de precipitação utilizados nesta pesquisa foram obtidos de eventos extremos ocorridos em 2005, 2011 e 2017, porém em intervalos curtos, pois a análise de eventos de inundações requer séries de dados com poucos dias de duração. Os eventos selecionados para análise apresentam características de precipitação e área de inundação semelhantes.

Os dados pluviométricos foram obtidos no portal eletrônico da Agência Nacional de Águas (ANA), através do HidroWeb, utilizando-se das estações Bocaina do Sul (02749035), Lages (02750005), Coxilha Rica (02850004), Painel (02750007) e Vila Canoas (02749031), para os eventos de inundações ocorridos nos anos de 2005 e 2011. A espacialização das chuvas utilizou o método de Thiessen ponderado para as áreas de contribuição de cada uma das sete sub-bacias do sistema.

Para o evento de 2017, as mesmas estações pluviométricas foram utilizadas, com exceção da estação de Lages, que não disponibiliza mais seus dados desde o ano de 2014. Desta forma, optou-se por utilizar uma das estações pluviométricas automáticas do Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (CEMADEN) em substituição à estação de Lages. A estação pluviométrica Coral (420930001A), está situada sob as coordenadas 27º 48’ 25.20” de latitude sul e 50º 18’ 18.00” de longitude oeste. Poucos quilômetros separam as duas estações, que se encontram dentro da área urbana.

A estação meteorológica utilizada em ambos os eventos foi a estação de Lages, que está sob os cuidados da EPAGRI. A estação fluviométrica utilizada para os eventos de 2005 e 2011 foi a PCH Caveiras Ponte Velha (71620500), e para o ano de 2017 utilizou-se a estação Caveiras Montante 1 (71620450). Todos os dados utilizados são diários e mesmo aqueles provenientes de estações automáticas que são sub-diários, foram acumulados ou tiveram sua média obtida.

De acordo com a disponibilidade de dados dos eventos de inundações, a modelagem por eventos permitiu a seleção dos dados utilizando-se séries curtas. Os períodos foram escolhidos porque permitem a observação do comportamento de ascensão e recessão dos hidrogramas simulados. A Tabela 8, descreve os períodos utilizados no estudo, os dias em que ocorreram os picos de vazão, e quais conjuntos foram utilizados na calibração e na avaliação dos modelos hidrológicos.

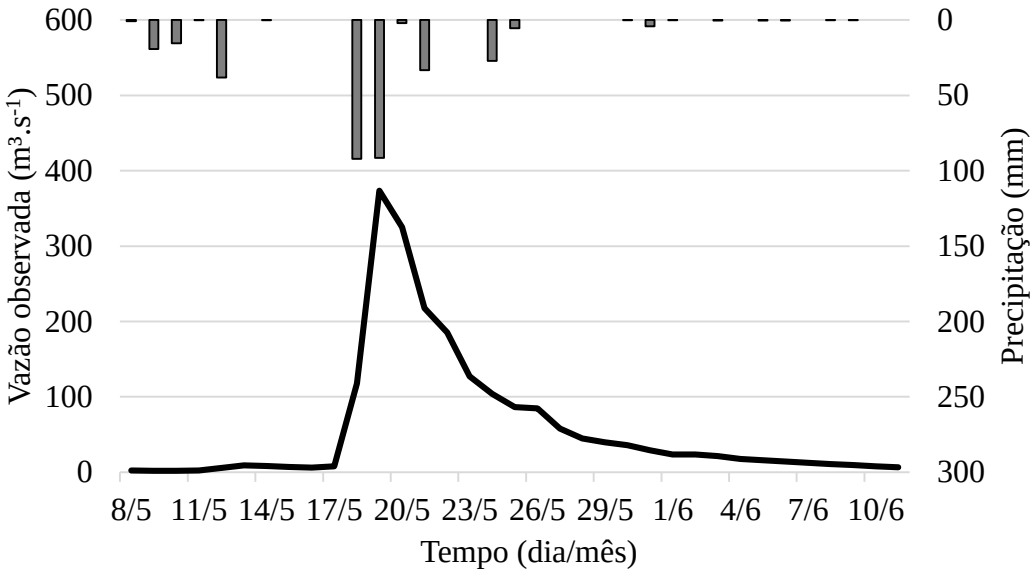
Tabela 8 – Períodos escolhidos para a modelagem hidrológica e hidráulica.

Datas dos eventos de pico do hidrograma	Período utilizado para a modelagem hidrológica e hidráulica	Intervalo de tempo	Utilização
18 e 19/05/2005	13/05 a 11/06/2005	30 dias	Calibração
08 e 09/08/2011	04 a 19/08/2011	16 dias	Calibração
04 e 05/06/2017	05/05 a 12/06/2017	39 dias	Avaliação

Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

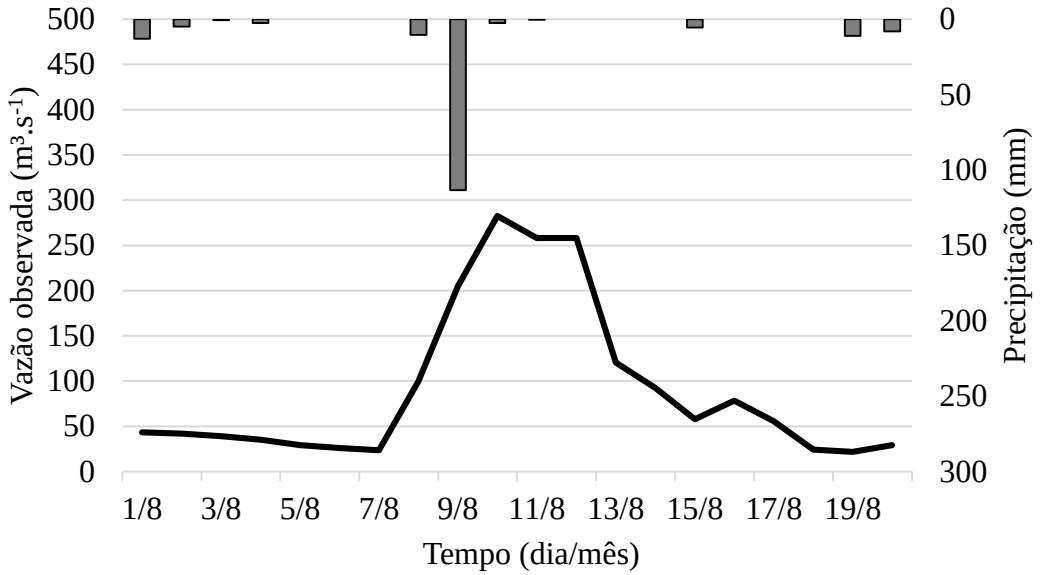
O comportamento das vazões observadas nestes três eventos é apresentado nas figuras 12, 13 e 14.

Figura 12 – Hidrograma observado na estação fluviométrica Ponte Velha durante o evento de inundação de 2005.



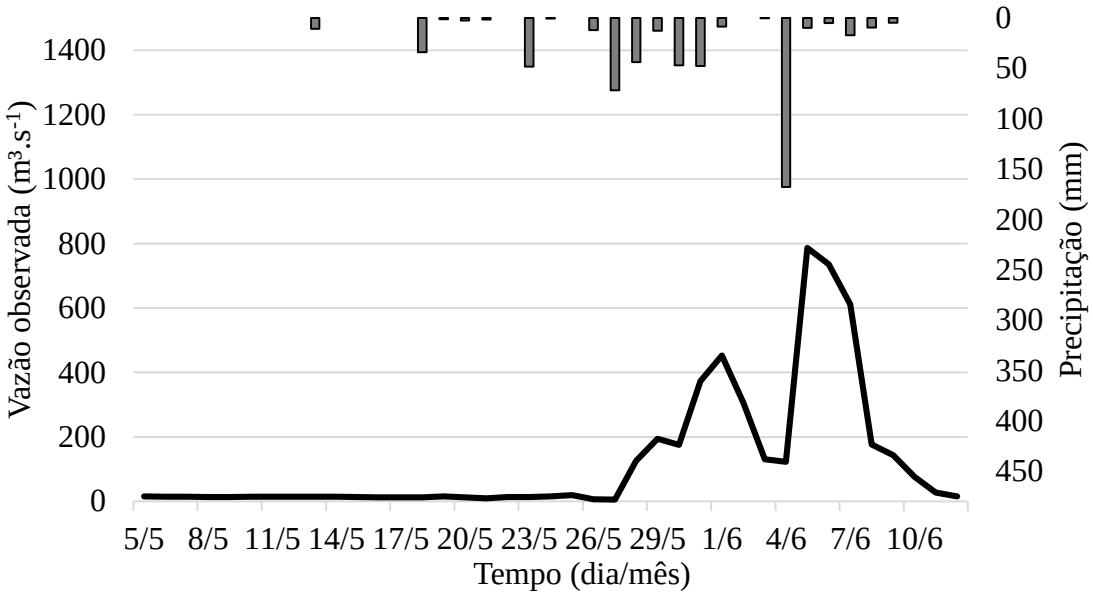
Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

Figura 13 – Hidrograma observado na estação fluviométrica Ponte Velha durante o evento de inundação de 2011.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

Figura 14 – Hidrograma observado na estação fluviométrica Caveiras Montante 1 durante o evento de inundação de 2017.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

O evento de inundação ocorrido no ano de 2017 é considerado o segundo maior já registrado na região de Lages, com 167,69 mm precipitados ao longo de um único dia. O evento culminou em vazões elevadas através do total acumulado, que atingiu 555,82 mm durante o

período de 39 dias considerado na modelagem. Registros fotográficos dos dias 04 e 05 de junho são apresentados na Figura 15.

A fotografia da Figura 15A foi registrada em frente ao Fórum Nereu Ramos; a Figura 15B foi capturada em frente ao Clube Caça e Tiro; a Figura 15C é uma fotografia obtida após sobrevoo de helicóptero sobre a região inundada; e a Figura 15D é um registro noturno, obtido em um bairro que margeia o rio Caveiras e está próximo ao exutório do rio Carahá.

Figura 15 – Registros fotográficos do evento de inundação ocorrido em 2017.

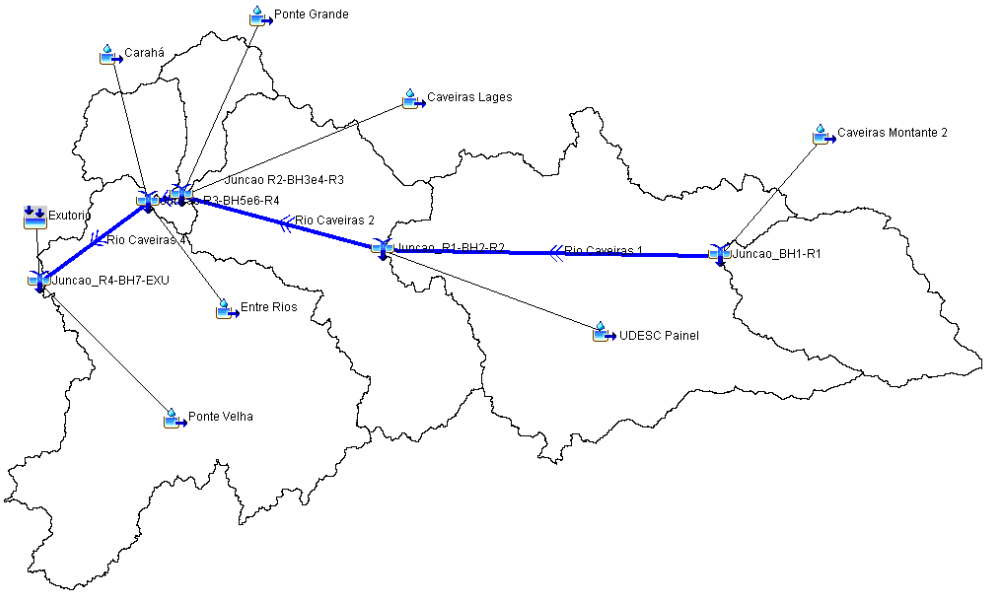
Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

3.2 MODELAGEM HIDROLÓGICA

Uma extensa revisão dos métodos e parâmetros utilizados para a modelagem hidrológica de eventos de curta duração foi realizada por Padilha (2017), e seus resultados obtidos foram utilizados como ponto de partida para a condução das análises apresentadas nesta pesquisa. O trabalho conduzido por este autor forneceu recomendações, que serviram de base para a continuidade das pesquisas que envolvem o Sistema Ponte Velha.

A Figura 16, apresenta o modelo hidrológico utilizado nas simulações, com os elementos hidrológicos que compõem a representação da bacia hidrográfica do Sistema Ponte Velha. Na figura estão os elementos que identificam as sub-bacias do estudo; os canais que representam a conexão entre estas bacias hidrográficas; e as junções, que fazem o recebimento dos fluxos de montante provenientes de ambas as contribuições e seu aporte à jusante.

Figura 16 – Elementos hidrológicos que compõem o modelo de bacia utilizado para a simulação de eventos.



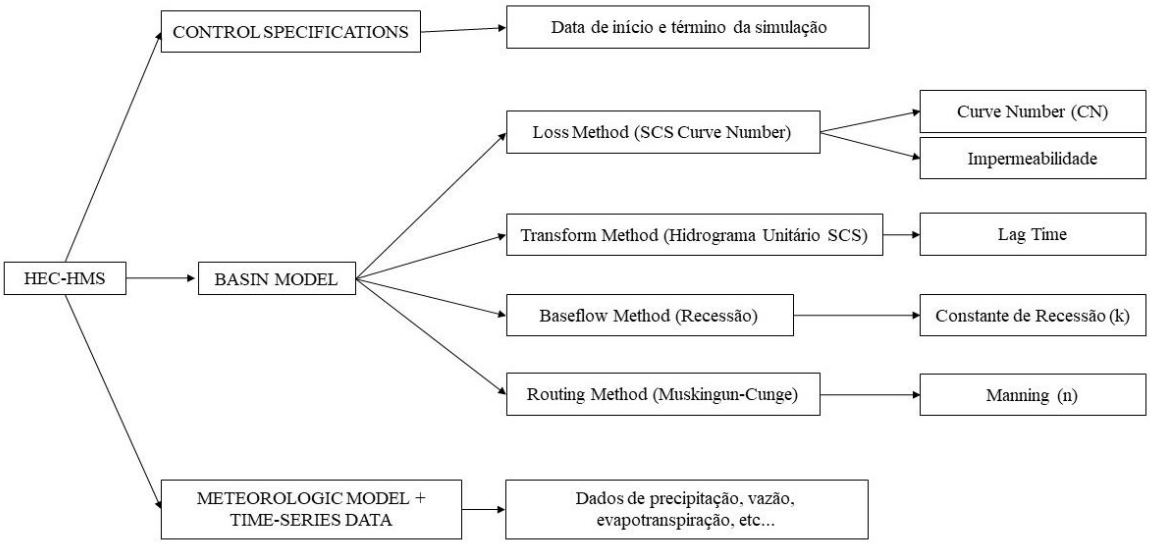
Fonte: Adaptado de Padilha (2017).

A discretização do Sistema Ponte Velha em sub-bacias seguiu o princípio de homogeneidade. As bacias rurais e urbanas foram separadas em termos de uso e ocupação da terra predominantes, declividades, e locais de confluências de rios de grande porte. Além disto, as junções foram estrategicamente alocadas em pontos de referência; por exemplo, em locais onde existem estações de monitoramento pluviométrico ou fluviométrico instaladas pela UDESC.

A divisão de sistemas hidrológicos em módulos (sub-bacias) é uma estratégia que permite analisar o todo através da compreensão de suas partes, ou seja, uma aplicação da visão cartesiana da ciência. Na análise de eventos de inundações, esta metodologia permite deduzir quais são os módulos que possuem maior ou menor influência, e quais características podem ser as responsáveis por alguns fenômenos.

O diagrama hierárquico de processos e cálculos da modelagem hidrológica é apresentado na Figura 17, que contempla os métodos mais relevantes utilizados para a simulação e otimização dos eventos estudados e os parâmetros comumente otimizados.

Figura 17 – Fluxograma da construção do modelo hidrológico utilizando o software HEC-HMS.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

Os métodos de cálculo utilizados para a modelagem hidrológica são aqueles recomendados para as simulações de eventos de curta duração. Conforme Milde et al. (2002) mencionam, os parâmetros de cálculo destes métodos devem representar o comportamento médio das sub-bacias, o que implica na ausência dos métodos de interceptação pela vegetação e de armazenamento nas depressões da superfície.

Os modelos calibrados utilizaram para o cálculo de "perdas" (ou cálculo da chuva efetiva do evento), o método do Curve Number-SCS-CN. Este método de cálculo requer como parâmetros de entrada os valores de CN, abstração inicial e impermeabilidade da bacia.

O cálculo do parâmetro CN é realizado de forma automatizada, através da ferramenta de extensão HEC-GeoHMS presente no software ArcGIS. Para sua obtenção, são cruzadas as informações existentes nos rasters de tipo de solo da bacia, o mapa de uso e ocupação da terra previamente produzido, e algumas planilhas de referência sobre grupos hidrológicos de solo, disponíveis em Tucci (1998); Sartori, Genovez e Lombardi Neto (2005); Collischonn e Dornelles (2015). Por ser o único parâmetro obrigatório, os outros permaneceram com os valores padrões do software.

A Tabela 9 apresenta os valores de CN mais altos para as sub-bacias dos rios Carahá e Ponte Grande no ano de 2005, enquanto este mesmo comportamento não se repete no evento de 2011. Os resultados de 2005 demonstram que a alta impermeabilidade da superfície (área urbanizada) característica destas sub-bacias faz com que o valor do parâmetro seja maior que o dos demais. No entanto, para o ano de 2011, o modelo calibrou parâmetros que proporcionariam o melhor ajuste das vazões simuladas às vazões observada, porém, sem manter seu significado físico.

O método de cálculo para a transformação chuva-vazão utilizado foi o Hidrograma Unitário (HU) do SCS. Este método foi utilizado devido à escolha do método do SCS para o cálculo da precipitação efetiva, e pelo fato de que este tipo de hidrograma sintético é muito utilizado em situações onde as bacias hidrográficas não possuem monitoramento (PADILHA, 2017).

Para este cálculo existe um único parâmetro de entrada, que também é estimado de forma automática por meio de SIG. O *lag time* ou tempo de retardo (T_L) é fornecido em minutos, pois é definido como 60% do tempo de concentração de cada sub-bacia do modelo hidrológico. Este valor é uma aproximação do tempo em que todos os pontos da bacia hidrográfica contribuem para o escoamento superficial (PADILHA, 2017). No entanto, o software utiliza os valores deste parâmetro acumulados em trechos que não são sub-bacias propriamente ditas, mas podem ser definidas como “interbacias”.

Neste caso, o conceito de interbacia permite deduzir que o exutório de um módulo é tido como entrada para outro, contrapondo o conceito clássico de bacia hidrográfica, onde as entradas de água no sistema são oriundas apenas da precipitação, em detrimento da contribuição proveniente de trechos de canais à montante.

Os valores utilizados como parâmetros de entrada para ambos os métodos de cálculo descritos anteriormente são apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 – Parâmetros de entrada dos métodos de cálculo da chuva efetiva e da transformação chuva-vazão.

Sub-bacias	CN (2005)	CN (2011)	Lag time (min) (2005 e 2011)
Caveiras Montante 2	79,13	92,43	264,95
UDESC Painel	62,47	68,21	685,48
Caveiras Lages	58,04	69,09	1.114,71
Ponte Grande	82,84	73,02	231,87
Carahá	78,37	67,39	170,14
Entre Rios	64,39	94,71	1.185,56
Ponte Velha	64,94	70,06	1.662,15

Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

O escoamento de base também é representativo dentro da calibração de eventos de curta duração. Seguindo a metodologia adotada por Padilha (2017), o método de cálculo da recessão exponencial possui três parâmetros de entrada que devem ser estimados para o modelo. Estes parâmetros são: a vazão inicial, a constante de recessão (*k*), e o ponto do limiar de recessão. Os valores iniciais utilizados para a calibração dos eventos são apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 – Parâmetros de entrada para o cálculo do escoamento de base.

Sub-bacia	Vazão inicial ($m^3.s.km^2$)	Constante de recessão (k)		Limiar de recessão ($m^3.s^{-1}$)
		2005	2011	
Caveiras Montante 2	0,0122	0,9300	0,6621	9,91
UDESC Painel	0,0163	0,9386	0,6103	43,18
Caveiras Lages	0,0135	0,9039	0,8100	72,21
Ponte Grande	0,0104	0,9510	0,7502	2,83
Carahá	0,0103	0,5292	0,6846	3,12
Entre Rios	0,0079	0,8892	0,8191	82,83
Ponte Velha	0,0161	0,8666	0,8515	123,18

Fonte: Adaptado de Padilha (2017).

Os valores da constante de recessão (k) são variáveis pois o modelo realiza ajuste conforme a necessidade que adequação das vazões observadas às simuladas. Por isso, nem sempre pode-se dizer que os parâmetros possuem significados físicos, visto que são resultados de ajustes do modelo em busca da maior aproximação dos resultados reais. Os parâmetros obtidos para o evento de 2011 são exemplo disto, pois são diferentes dos valores utilizados na simulação do evento de 2005. Uma das formas de se manter os parâmetros dentro de valores lógicos, ocorre pela delimitação dos limites máximos e mínimos em que um fator pode variar sem perder o seu significado.

O último conjunto de parâmetros de entrada descreve as características médias dos canais, que condicionam a propagação da onda de inundação ao longo do tempo. Dentre as equações disponíveis, utilizou-se o método de *Muskingum-Cunge* (PADILHA, 2017). Após a divisão do Sistema Ponte Velha em múltiplas sub-bacias, os parâmetros médios para os trechos principais de canais foram estimados.

Segundo a USACE (2000), o método de Muskingum-Cunge é recomendado em simulações onde não se dispõe de hidrogramas observados ou quando as ondas de inundação possuem tendência de espalhamento lateral (nas planícies de inundações).

Este método de cálculo utiliza uma solução aproximada das equações da Onda Difusiva, que considera de forma simplificada os parâmetros das equações da continuidade e do momento. Por tratar-se de um modelo hidrológico, as equações baseiam-se em diferenças finitas, que levam em conta os parâmetros que descrevem as seções transversais dos canais e não consideram o comportamento das equações de Saint-Venant (USACE, 2000).

O HEC-HMS exige a determinação do comprimento médio do canal, a declividade média, o coeficiente de rugosidade de Manning, a largura do canal, a geometria da seção transversal e a declividade dos taludes laterais. O modelo hidrológico apresentado na Figura 15 demonstra que apenas 4 trechos de canais do rio Caveiras são considerados durante a modelagem. Todos os outros afluentes de menor porte são desprezados nesta etapa, incluindo-se os rios urbanos Carahá e Ponte Grande, visto que o modelo hidrológico considera apenas rios que fazem conexões entre sub-bacias. Neste caso, os rios que compõem as sub-bacias de cabeceira do Sistema Ponte Velha não são inseridos no modelo.

Estes parâmetros foram estimados por meio de fotografias aéreas, verificação *in loco* e referências bibliográficas (PADILHA, 2017; USACE, 2000). Os valores utilizados para a calibração do método de Muskingum-Cunge são apresentados na Tabela 11.

Tabela 11 – Parâmetros de entrada para o método de cálculo da propagação da onda de inundação nos canais.

Sub-bacia	**Comprimento (m)**	**Declividade ($m.m^{-1}$)**	**Coeficiente de Manning (n)**	**Largura (m)**
Rio Caveiras 1	31262,11	0,0083	0,1	20
Rio Caveiras 2	25211,07	0,0006	0,1	20
Rio Caveiras 3	3647,94	0,0004	0,1	20
Rio Caveiras 4	18600,02	0,0006	0,1	40

Fonte: Adaptado de Padilha (2017).

Os parâmetros não apresentados na Tabela 11, foram a geometria da seção transversal, definida para os quatro trechos como trapezoidal; e também a declividade do talude lateral, definida pela relação 1:1 (horizontal e vertical) para todos. Métodos de cálculo de percolação da água no canal e pequenos fluxos laterais de saída foram desconsiderados durante as calibrações.

Todos os parâmetros apresentados foram submetidos à novas etapas de otimização, e poucos demonstraram sensibilizar o modelo. Os únicos parâmetros que apresentaram maior influência à sensibilidade durante a calibração foram o CN e a constante de recessão (*k*), por isso foram apresentados valores diferenciados em cada evento. Portanto, a partir dos conjuntos de dados iniciais apresentados nas tabelas 9, 10 e 11, foram realizadas as otimizações manuais e automatizadas nestas duas variáveis, buscando aproximação aos valores ótimos das funções-objetivo escolhidas previamente.

A descrição detalhada das etapas da modelagem hidrológica é fundamental para que a primeira hipótese desta pesquisa seja verificada. A obtenção de um conjunto de parâmetros ótimos, que consiga representar de forma adequada uma gama de eventos de inundações a partir de eventos singulares que ocorreram no passado, embasou a construção de um conjunto médio dos valores de CN e *k*.

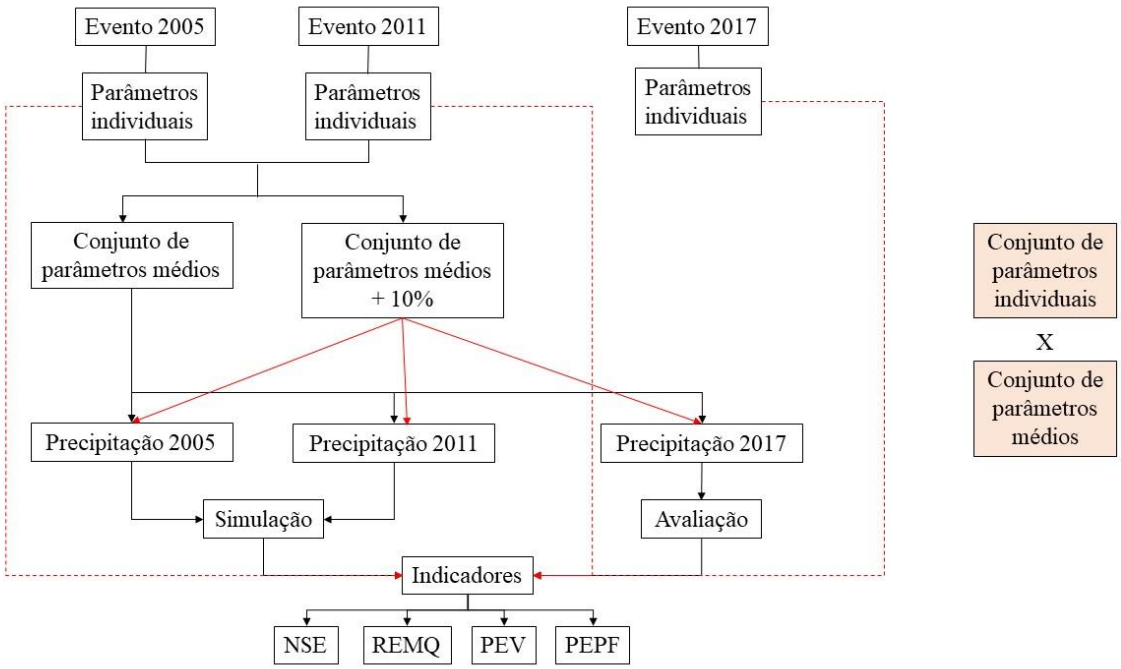
Conforme a literatura, para a obtenção de um único conjunto de parâmetros adequados, é necessária a variação dos parâmetros em escalas de porcentagem acima ou abaixo dos valores calibrados (BAGSTEVOLD, 2015; MAJIDI; SHAHEDI, 2012), ou ainda utilizar todos os valores máximos e/ou mínimos obtidos após as calibrações individuais (MOKHTARI; REMINI; HAMOUDI, 2016), a fim de verificar qual a tendência comportamental da bacia em eventos específicos. Estudos conduzidos por Cunderlik e Simonovic (2004), utilizaram a média final destes parâmetros calibrados individualmente como um conjunto ótimo, dado que a média de vários eventos individuais geralmente não se afasta grandemente dos valores originais.

De maneira geral, a utilização de parâmetros médios, oriundos de eventos diversos pode ser considerada correta, devido ao fato de que o próprio software HEC-HMS é um modelo concentrado que realiza os cálculos a partir de parâmetros médios para quase todos os dados de entrada dos modelos. Apenas quando o analista opta por utilizar dados de entrada em grade, é que o modelo consegue distribuir espacialmente alguns atributos em cada sub-bacia. Fora desta perspectiva, sempre se utilizam médias e valores aproximados.

O conjunto de parâmetros médios obtidos após a simulação dos eventos de 2005 e 2011 foi avaliado a partir de novas simulações com estes mesmos eventos, utilizando-se dos índices

de verificação (NSE; REMQ; PEV e PEPF). A avaliação deste conjunto foi efetuada através do evento de inundação de 2017 (Figura 18).

Figura 18 – Delineamento experimental da modelagem hidrológica.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

Foram conduzidas concomitantemente, calibrações individuais para cada um dos eventos de inundações, a fim de verificar se a qualidade do conjunto médio de parâmetros poderia suplantar a calibração individual. Ao final, tanto as calibrações individuais quanto as calibrações com parâmetros médios de conjuntos de eventos foram comparadas entre si, com auxílio das funções-objetivo.

3.3 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DO MODELO HIDRODINÂMICO 2D

O principal problema com a modelagem 2D está relacionado com a definição de parâmetros de configuração de modelos hidrodinâmicos que possuem tempos computacionais relativamente baixos, sem perder a resolução do detalhe topográfico (BETSHOLTZ; NORDLÖF, 2017). As seções a seguir descrevem os testes conduzidos previamente à simulação do modelo hidrodinâmico do evento de 2017, a fim de determinar os parâmetros que permitem aproximar as simulações às manchas observadas.

O objetivo dos testes de sensibilidade envolveu a obtenção dos parâmetros de tamanho da malha, tempo de simulação computacional e coeficiente de rugosidade de Manning, que fossem adequados para a simulação dos eventos de inundação ocorridos em 2005, 2011 e 2017.

Os testes de sensibilidade utilizaram apenas o hidrograma resultante da calibração do evento de 2005, a partir do conjunto de parâmetros individuais, considerado pela sua melhor calibração. O hidrograma é proveniente do comportamento do rio Caveiras, e foi obtido na Junção 2.

A partir destes testes, optou-se por realizar todas as simulações hidrodinâmicas posteriores com os hidrogramas resultantes das simulações calibradas individualmente para os eventos, em busca da melhor representatividade nos picos de vazão e nos volumes escoados; aliados aos maiores valores de Nash-Sutcliffe.

A análise de sensibilidade também representou uma espécie de calibração do próprio evento de 2005, posto que não é possível utilizar os valores de altura de lâmina de água no modelo bidimensional, apenas no unidimensional. Desta forma, a superfície de inundação disponibilizada pela Secretaria de Planejamento Municipal serviu de condição limitante para as análises de sensibilidade.

3.3.1 Sensibilidade ao tamanho da célula da malha

Para avaliar a sensibilidade do modelo ao tamanho da célula das malhas, várias geometrias foram propostas. As diferentes malhas são apresentadas na Tabela 12, e junto destas há informações sobre o passo de tempo escolhido para a simulação.

Tabela 12 – Malhas utilizadas para as simulações e seus respectivos parâmetros de entrada.

Malha	ΔX (m)	Detalhamento (m)	Δt (s)
1	10	–	10
2	20	–	20
3	30	–	30
4	50	–	30
5	100	–	60
6	20	5 mínimo e 10 máximo	30
7	30	5 mínimo e 15 máximo	30
8	50	10 mínimo e 25 máximo	60
9	100	25 mínimo e 50 máximo	120

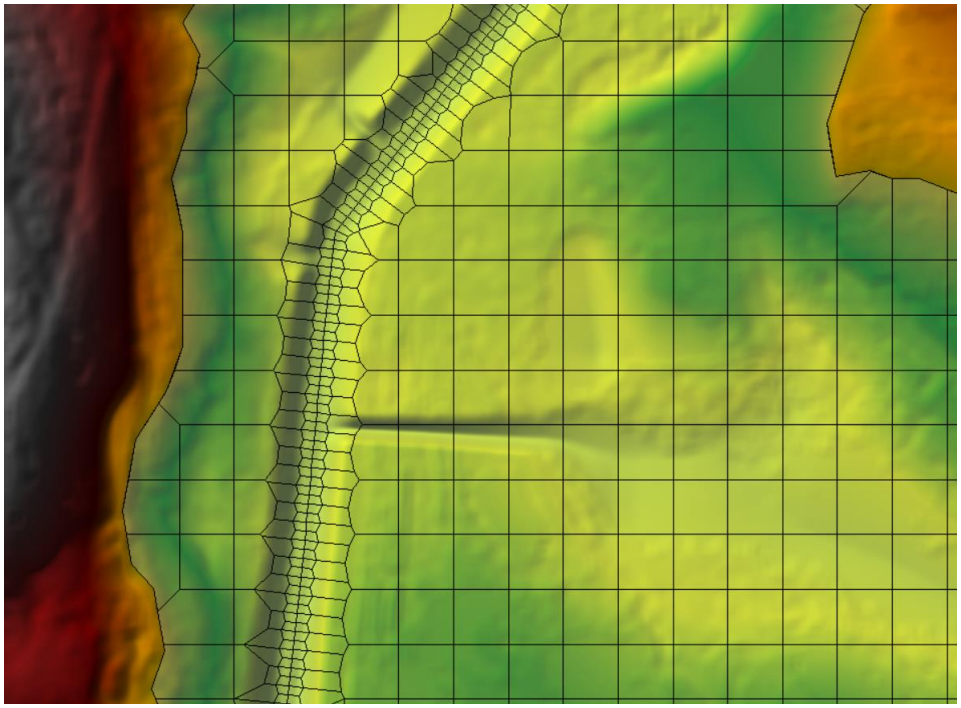
Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

As malhas variaram entre 10 a 100 metros de tamanho de célula, em malhas puras ou refinadas com outros tamanhos em locais específicos. Para os leitos dos rios, optou-se por adotar células de tamanho menor e direcionadas ortogonalmente ao sentido do fluxo da água, a fim de testar a melhoria no escoamento da vazão. Visto que o tamanho das células possuía uma grande amplitude, o detalhamento destas feições de interesse foi feito com variações da malha de forma que não houvesse uma passagem brusca de um tamanho para outro.

A Figura 19 apresenta em detalhe o alinhamento existente entra as células de tamanho reduzido, inseridas apenas nos trechos de canais e em locais de obstáculo ao fluxo da água. Este tipo de modificação nas células da grade pode facilitar o fluxo ou promover barreiras, conforme são desenhados os alinhamentos geométricos.

A utilização de malhas com células maiores possui tendência a processamento mais rápido. A possibilidade de misturar células estruturadas e não-estruturadas (seguem os meandros dos rios, possuindo formato irregular), com tamanhos maiores nas planícies e menores nos leitos dos canais, proporciona bons resultados sem que ocorra aumento no tempo de processamento da simulação (LINTOTT, 2017).

Figura 19 – Estrutura da malha com geometria de célula de 30 metros e refinamento nos canais, com variação de 5 a 15 metros ortogonalmente ao sentido do fluxo das vazões.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

O valor do coeficiente de Manning foi mantido fixo em 0,03 $s.m^{-1/3}$ para todas as malhas, por ser valor padrão no software. Nestes testes, todos os parâmetros de vazão para o regime não-permanente foram mantidos iguais, com o mesmo hidrograma de entrada para o Rio Caveiras, e mantendo o mesmo valor para a profundidade normal do escoamento a jusante da área de modelagem. Uma condição de contorno de estabilização da vazão inicial foi utilizada em todas as simulações, a qual também permaneceu inalterada nos testes.

Os valores do passo de tempo foram alterados a fim de que a simulação satisfizesse sempre a condição CFL. No entanto, é possível estabelecer um valor fixo e muito baixo para o passo de tempo, o que quase sempre garantirá que esta condição seja satisfeita, conforme o tamanho da célula é aumentado (BETSHOLZ; NORDLÖF, 2017).

Malhas com resolução mais alta – e tamanho de célula menor – são sempre as melhores em termos de representação dos detalhes do terreno. No entanto, o uso de malhas muito refinadas aumenta em muito o esforço computacional.

3.3.2 Sensibilidade aos valores de Manning

Para avaliar a sensibilidade hidrodinâmica do modelo à variação do valor do *n* de Manning associado à grade, optou-se por utilizar um mapa de valores diversos a partir de dados vetoriais de uso e ocupação da terra.

Os mapas de uso e ocupação da terra produzidos neste estudo possuem sete classes de usos, definidos a partir de recomendações pré-definidas para a criação de mapas segundo o IBGE (2013). Valores de Manning descritos na literatura foram associados às respectivas classes de usos. Estes mapas podem ser utilizados tanto em formato de polígonos quanto de grades, com resolução semelhante àquela escolhida para o tamanho da malha.

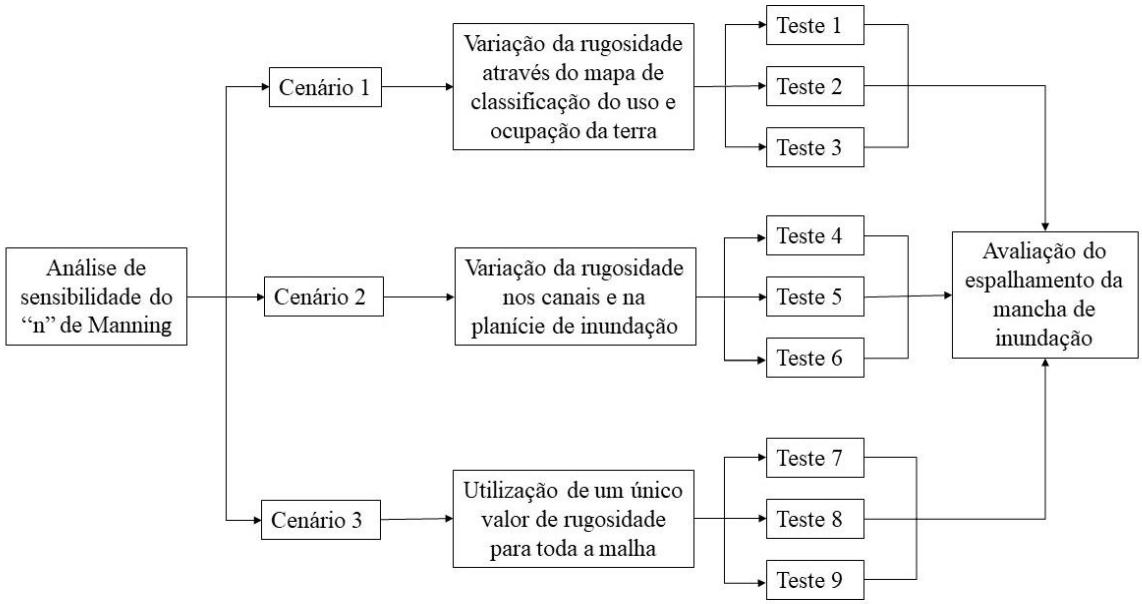
Existem diversos valores para o parâmetro "n" de Manning (CHOW, 1959). Tais valores foram tabelados em função dos materiais utilizados para a construção do canal ou conduto, pela presença de materiais de maior ou menor rugosidade no local de escoamento do fluxo, o que considera tanto os trechos da calha quanto os trechos da planície de inundação. A tabela com os valores de referência existentes pode ser obtida em USACE (2010).

Os testes de sensibilidade foram constituídos para três cenários: no primeiro deles variaram-se os valores de Manning atribuídos para cada classe de uso da terra, dentro de valores mínimos e máximos recomendados. Além disso, aos canais dos principais rios urbanos também foram associados valores específicos de Manning, aproximados dos valores definidos para a

classe de corpos d'água. Para tanto, a geometria dos canais foi desenhada manualmente sobre o MDT com ferramenta específica de delimitação de áreas.

A Figura 20 apresenta o delineamento experimental utilizado nas análises de sensibilidade do coeficiente de rugosidade de Manning para a malha, evidenciando os cenários e seus respectivos testes de variação.

Figura 20 – Delineamento experimental dos cenários utilizados e seus respectivos testes de variação do coeficiente de rugosidade de Manning na malha.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

Este procedimento foi efetuado a fim de que a rugosidade no canal fosse representada de forma mais adequada, dado que os mapas de uso e ocupação da terra possuem resolução espacial de 30 metros. Esta resolução pode ser considerada adequada para representar os diferentes aspectos de superfície na planície de inundações. Entretanto, os canais de menor porte não são corretamente associados à malha dos mapas de uso da terra, em vista de que possuem tamanho menor que o tamanho das suas células vetoriais.

Para que os resultados fossem mais precisos, a resolução espacial da imagem de satélite original deveria coincidir com o tamanho definido para a célula da malha. Não foram utilizadas as imagens de alta resolução oriundas do levantamento aerofotogramétrico, devido à ausência das bandas do espectro infravermelho nos arquivos disponíveis pela SDS.

No segundo teste, variaram-se os valores apenas para a planície de inundação e para os canais urbanos principais. Por fim, houve variação de valores para a malha como um todo.

Os testes e os respectivos valores adotados são apresentados na Tabela 13. Para sua condução optou-se por utilizar a Malha 4, com tamanho de 50 metros de célula e considerada mais apropriada para os testes sobre a rugosidade da superfície. Ou seja, em ambas as análises de sensibilidade, o mesmo tamanho de célula da malha e o mesmo coeficiente de rugosidade foram definidos como padrão de comparação.

Tabela 13 – Valores de *n* de Manning associados aos três cenários utilizados para a simulação.

		Cenário 1	
Classe de Uso da Terra	**Teste 1**	**Teste 2**	**Teste 3**
Agricultura	0,055	0,060	0,065
Campo Nativo	0,025	0,030	0,035
Núcleo Urbano	0,011	0,013	0,015
Solo Exposto	0,030	0,033	0,035
Corpo d'água	0,020	0,025	0,030
Floresta Nativa	0,100	0,150	0,200
Floresta Plantada	0,080	0,100	0,120
		Cenário 2	
	Teste 4	**Teste 5**	**Teste 6**
Planície de inundação	0,050	0,065	0,070
Canais	0,020	0,030	0,035
		Cenário 3	
	Teste 7	**Teste 8**	**Teste 9**
Toda a malha	0,030*	0,050	0,070

Fonte: Elaborado pela autora, 2018.
Nota*: Os resultados para a análise de sensibilidade do modelo com a Malha 4 são iguais aos produzidos pelo Teste 7.

Os valores de rugosidade de Manning de 0,011 e 0,013 utilizados para a caracterização do núcleo urbano, por exemplo, são muito aplicados na representação da rugosidade de canos de PVC e concreto liso, respectivamente. Estes valores baixos foram utilizados a fim de se obter um efeito de escoamento rápido da água nestes pontos.

Após a definição dos valores de tamanho da célula da malha e do coeficiente de Manning mais adequados ao evento de inundação ocorrido em 2005, os eventos de 2011 e 2017 também foram simulados utilizando-se esta geometria estabelecida como mais adequada. Os parâmetros alterados durante as novas simulações foram os hidrogramas de entrada.

3.4 MODELAGEM HIDRODINÂMICA

As análises de sensibilidade forneceram os valores mais adequados para a configuração do modelo hidrodinâmico apenas em termos de tamanho de célula, com uso ou não de

breaklines, e de valores de coeficiente de rugosidade, com variação espacial ou não. Outros parâmetros mínimos também foram definidos para todas as simulações e mantidos fixos, conforme descrevem as seções a seguir.

3.4.1 Definição dos limites da malha

A área utilizada para as simulações hidrodinâmicas dos eventos (Figura 6) inicia no ponto denominado “Junção 2” no modelo conceitual definido no HEC-HMS, e termina no exutório do Sistema Ponte Velha.

A área de inundação 2D, considerada neste estudo, foi configurada a partir de diversas fontes de dados. A principal delas consistiu nos mapas disponibilizados pela Prefeitura Municipal de Lages que contém os polígonos relativos às maiores cotas de inundações que ocorreram nos eventos de 2005, 2008 e 2011. Estes mapas foram considerados como sendo a variável observada e utilizados como referencial para a aplicação dos índices de verificação binários da qualidade da modelagem hidráulica. O polígono de contorno existente nestes mapas foi considerado como sendo a planície hidrológica de inundação.

O mapa fornecido pela Prefeitura de Lages foi avaliado em campo através do levantamento de 5 pontos, no dia 10/08/2017. Estes pontos foram selecionados ao longo da área inundável. Conversas informais com a população atingida orientaram a escolha dos pontos representativos do nível d’água. Os pontos foram levantados com receptor GR-3 TOPCON em modo estático, com tempos de rastreio de 2 minutos por ponto. O ponto localizado no bairro da Penha foi rastreado por 12 minutos. Todos os pontos atingiram solução fixa, com precisão horizontal mínima de 0,017m e vertical de 0,035m, de modo que as alturas elipsoidais obtidas foram consideradas válidas. As alturas ortométricas foram calculadas a partir do modelo ajustado por Biffi e Rafaeli Neto (2016).

Essas alturas foram comparadas com as alturas obtidas sobre o MDT da SDS. Diferenças de até 2m foram constatadas, de modo que se optou por validar a área plana relativa ao nível d’água, mas não as cotas efetivas. A área plana foi então considerada como mancha sintética de inundação e utilizada como referência para a construção da malha no *RAS Mapper*. A extensão da inundação obtida por imagem de radar também foi considerada como auxiliar.

A planície topográfica de inundações, mais ampla que a planície hidrológica, foi utilizada para que a simulação da inundação não fosse superestimada pelo uso de uma área muito maior do que aquela realmente foi atingida no evento de 2017. Este artifício permitiu visualizar a malha 2D também como uma barreira para a água, caso a simulação excedesse o desejado.

Também forneceu indícios de problemas nas simulações e em seus parâmetros de entrada, permitindo as devidas correções. A planície topográfica de inundações foi delimitada tendo por referência o relevo sombreado, obtido a partir do MDT.

3.4.2 Condições de contorno

O HEC-RAS demanda a entrada de condições de contorno, denominadas de *Boundary Conditions* (BC) em um valor mínimo de duas. A primeira delas fornece a vazão de entrada para o modelo hidrodinâmico, geralmente um hidrograma, e a segunda condição de contorno retira a água do modelo, providenciando o esvaziamento da planície inundada.

Um trecho de canal deve conter sempre estas duas estruturas de alimentação do fluxo, semelhante aos requisitos mínimos das simulações unidimensionais. No entanto, é possível rodar as simulações com o modelo seco, ou seja, sem que haja uma lâmina d'água mínima nos canais de interesse. Isto não é permitido nos modelos 1D (USACE, 2000).

As condições de contorno em modelos bidimensionais podem ser hidrogramas, cotagramas, curvas-chave ou profundidades normais. Os cotagramas podem ser inseridos em pés ou metros, conforme a unidade utilizada pelo analista. Podem ser inseridos também hidrogramas de eventos, ou curvas de cota-vazão para simulações de rompimento de barragens (USACE, 2002).

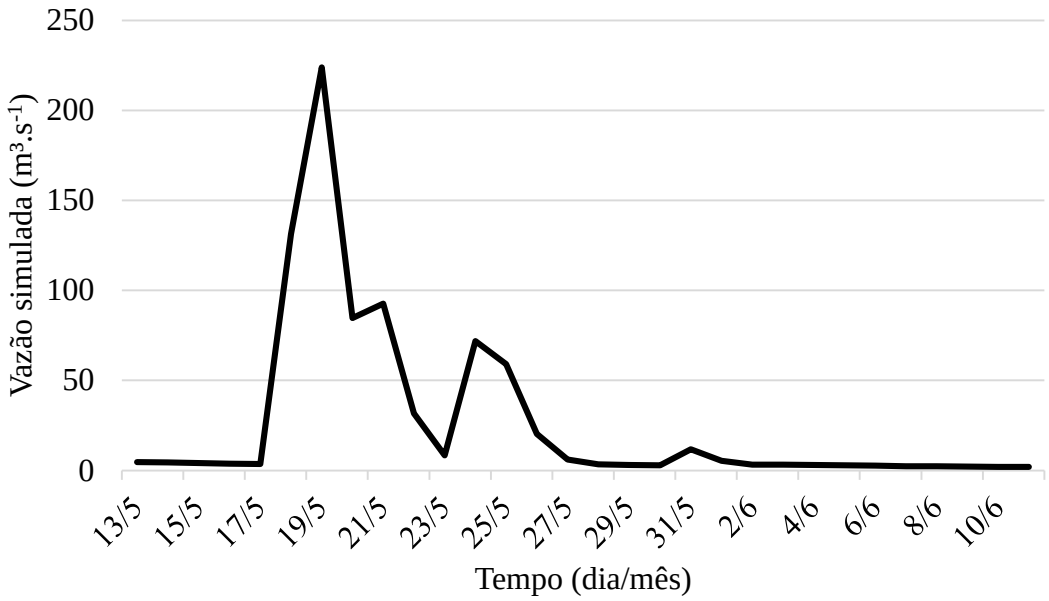
Geralmente, adota-se a profundidade normal como condição de saída do modelo, considerando-se a relação existente entre a declividade do canal e a rugosidade relacionada ao trecho final da malha. Nesta pesquisa, a profundidade normal foi utilizada como condição de contorno de saída para o modelo e um valor padrão de 0,001 $m.m^{-1}$ foi adotado durante as simulações. Este valor é recomendado pelo manual do HEC-RAS, e significa que a cada 1 m de deslocamento horizontal, há diminuição de 0,001 m na cota do terreno. Esta proporção indica um terreno quase plano no trecho de jusante do canal, sem variações bruscas de profundidade da altura da lâmina d'água.

Como condição de contorno de montante, optou-se por utilizar apenas uma entrada de água, o hidrograma proveniente da Junção 2, obtido na simulação hidrológica realizada no HEC-HMS. Este hidrograma contabiliza toda a vazão que escoa pelo rio Caveiras, após a passagem pelas sub-bacias Caveiras Montante 1 e UDESC Painel. A opção por este hidrograma está alicerçada nas análises futuras, que devem levar em consideração apenas os efeitos do comportamento hidrodinâmico do rio Caveiras sobre os rios Carahá e Ponte Grande. Estas simulações devem permitir a verificação do fluxo que adentra os canais urbanos, mensurando

a influência do comportamento do rio principal nos seus afluentes e desconsiderando as contribuições que os módulos das sub-bacias urbanas fornecem às inundações.

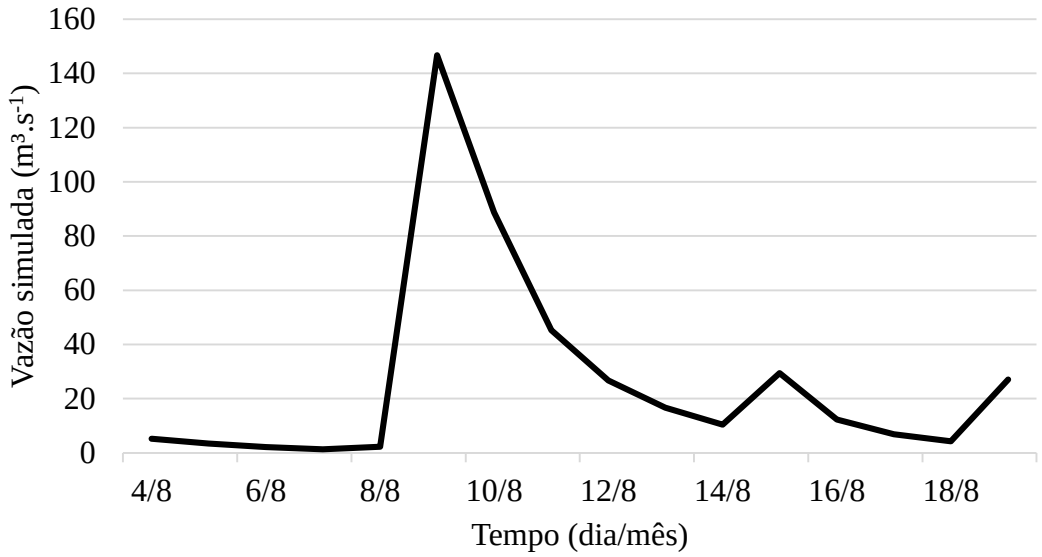
Os hidrogramas da Junção 2 são apresentados nas figuras 21, 22 e 23, para os três eventos previamente calibrados. A vazão é considerada simulada devido ao fato de que nos pontos apresentados não existem estações de monitoramento fluviométrico ou vazões observadas.

Figura 21 – Hidrograma de entrada para o evento de 2005 utilizado como condição de contorno de montante.



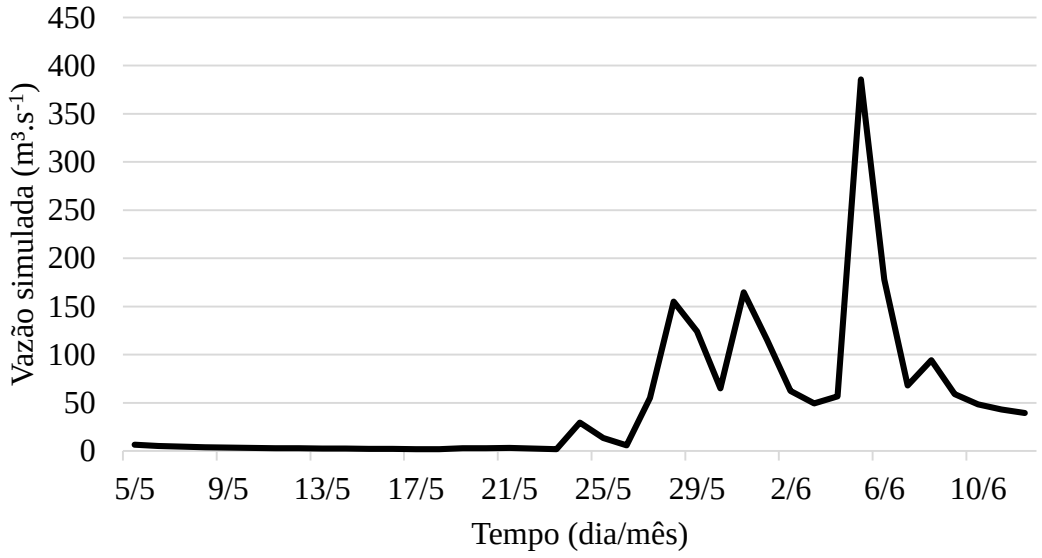
Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

Figura 22 – Hidrograma de entrada para o evento de 2011 utilizado como condição de contorno de montante.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

Figura 23 – Hidrograma de entrada para o evento de 2017 utilizado como condição de contorno de montante.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

É possível definir, já no início das simulações, que o rio possui fluxo, por meio de um valor de altura que represente uma lâmina d'água ao longo do rio sobre o MDT utilizado. No entanto, esta opção foi descartada devido ao fato de que a superfície do MDT utilizado contempla a superfície da lâmina d'água presente no rio no momento em que o levantamento

aerofotogramétrico foi realizado. A situação mais adequada seria utilizar um MDT que representasse a superfície tridimensional submersa, o que poderia ser realizado por meio de levantamento topobatimétrico, e incluir uma lâmina d'água de acordo com o evento que está sendo simulado.

Segundo USACE (2016), especificamente nos trechos onde há entrada e saída de água do modelo não devem ser realizadas análises, pois podem sofrer influências de borda, mesmo que sejam definidos hidrogramas de entrada nas bordas da malha de simulação. O manual sugere que as áreas de interesse nas pesquisas sejam alocadas na região central da malha, para não sofrerem alterações durante o aquecimento do modelo ou durante o esvaziamento do a jusante.

3.4.3 Intervalo de tempo e outras condições iniciais

Para executar o modelo hidrodinâmico é necessário estabelecer o intervalo de tempo da simulação e também os intervalos de tempo utilizados para construção das animações que são apresentadas no *RAS Mapper*. O intervalo de tempo de cálculo é estritamente dependente da condição de Courant e do tamanho da célula da malha (USACE, 2016). Nesta pesquisa, a determinação do intervalo de tempo seguiu estas duas condições primordiais, a partir do estabelecimento dos valores recomendados após a análise de sensibilidade, mantendo-se o tempo de simulação computacional condicionado à condição CFL e o intervalo de tempo de visualização dos mapas dinâmicos em uma hora. A definição do tempo dos frames de animação representa uma visualização do estado do sistema em determinado momento, e serve ao analista para avaliação visual dos resultados. Contudo, estas informações não são salvas no disco, sendo denominadas animações "*on-the-fly*", ou seja, são produzidas instantaneamente para análise preliminar dos resultados.

Outros requisitos necessários para todas as simulações foram as condições de aquecimento do modelo, que são estabelecidas na aba de opções e tolerâncias. Existem inúmeras opções de programação do modelo bidimensional que incluem a escolha da equação utilizada na simulação, a determinação dos parâmetros utilizados nestas equações, a definição do número de núcleos do computador destinados ao processamento da simulação, entre outros (USACE, 2016). Geralmente, o computador utilizado nas simulações utiliza todos os núcleos de processamento, sem haver a necessidade de alterar este parâmetro, o que torna o tempo computacional muito menor.

Optou-se por manter a maioria das condições iniciais *default* sugeridas pelo programa. A equação utilizada foi a Onda Difusiva, que é considerada mais estável. Uma condição de aquecimento do modelo foi adicionada, permitindo a este rodar as primeiras horas do período de simulação para estabilização da superfície de elevação da lâmina d'água. Este tipo de aquecimento é uma exigência em modelos acoplados 1D-2D, onde os trechos unidimensionais não podem rodar secos, apesar disto ser permitido às células das malhas. O uso do aquecimento evita o efeito de "pulsos" observado em alguns modelos onde a entrada de água na malha é feita sem qualquer preparo inicial (BRUNNER, 2016). Nesta etapa, definiu-se o número de horas de aquecimento em 4 h e também a fração de tempo que é utilizada para elevação da água de zero ao primeiro valor constante no hidrograma de entrada. Neste caso, foi mantida a fração inicial padrão de 0,5, que é o valor médio permitido pelo modelo.

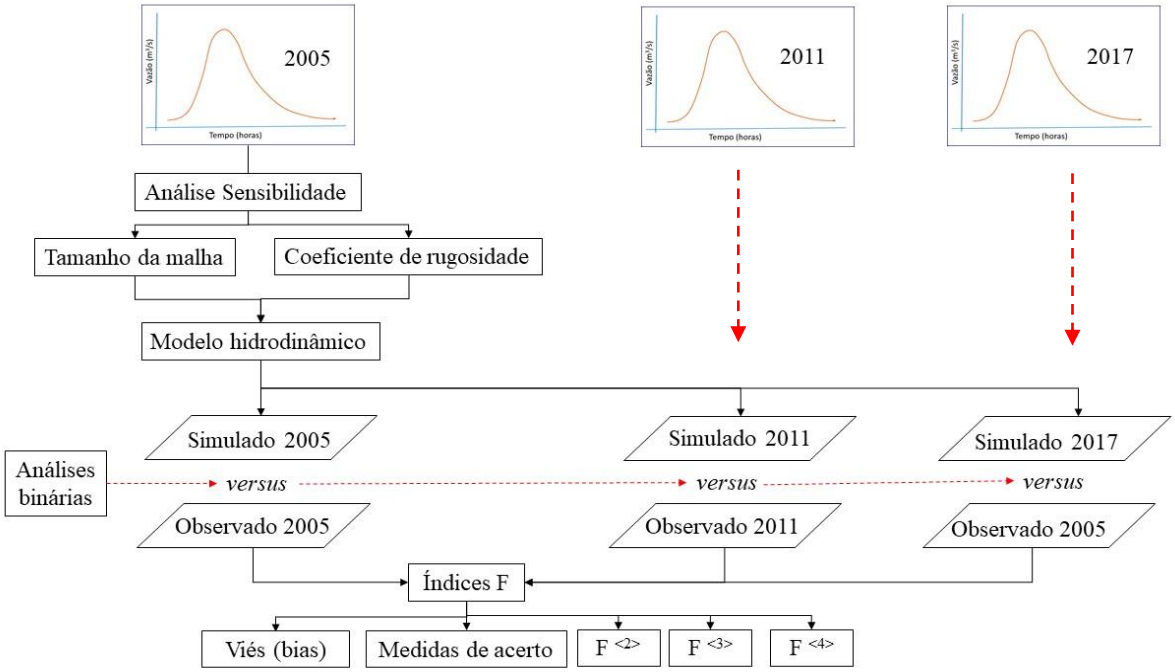
3.5 CALIBRAÇÃO E AVALIAÇÃO DO MODELO HIDRODINÂMICO

A calibração, idealmente, deve ser realizada através da delimitação das áreas de inundações atreladas às alturas atingidas durante eventos observados. No entanto, para o estudo de caso do município de Lages, as informações sobre alturas atingidas não se encontram disponíveis, apenas mapas com superfícies de espalhamento das inundações em eventos específicos.

Para contornar este problema, optou-se por realizar as análises de sensibilidade anteriormente descritas para a construção de um modelo que conseguisse aproximar o comportamento das manchas de inundação observadas para o evento de 2005. Esta etapa de análise de sensibilidade, a partir das superfícies de inundação de evento ocorrido, foi a técnica adaptada para a calibração do modelo hidrodinâmico.

O modelo calibrado foi avaliado através de outro evento que possui mancha de inundação observada (2011). O evento de inundação de 2017 também foi avaliado, e apesar de não possuir manchas observadas e produzidas pela Secretaria Municipal de Planejamento, a precisão da simulação foi verificada através do uso de imagens de radar, da superfície sintética construída e da superfície observada para o evento de 2005 (Figura 24).

Figura 24 – Delineamento experimental da modelagem hidrodinâmica.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

3.5.1 Obtenção das manchas de inundação por imagem Sentinel-1

Nesta etapa, utilizou-se uma imagem de radar do satélite Sentinel-1, disponível para download de forma gratuita pelo site "*Sentinels Scientific Data Hub*" da Agência Espacial Europeia (ESA), bastando apenas o registro na plataforma dos dados. De forma semelhante ao processo de seleção de imagens Landsat no site da USGS, a área de interesse é definida e as cenas disponíveis podem ser baixadas. Além da imagem de radar, foi realizado download de um software de processamento específico para análises de imagens da família Sentinel, o software SNAP (*Sentinel Application Platform*) versão 6.0.0.

De forma resumida, as imagens SAR (Synthetic Aperture Radar) do Sentinel-1 são obtidas através do sensoriamento remoto da atmosfera por sensores que operam na faixa das micro-ondas. O sensor Sentinel-1 opera com uma banda denominada de C, que possui comprimento de onda variando entre 3,8 e 7,5 cm. A resolução das imagens obtidas pode chegar a 5 m, com cobertura de até 400 km (ESA, 2018).

As imagens de radar possuem polarização, o que permite a variação dos impulsos eletromagnéticos em combinações de transmissão e reflexão do tipo HH (transmissão horizontal e recepção horizontal), VV (transmissão vertical e recepção vertical); HV

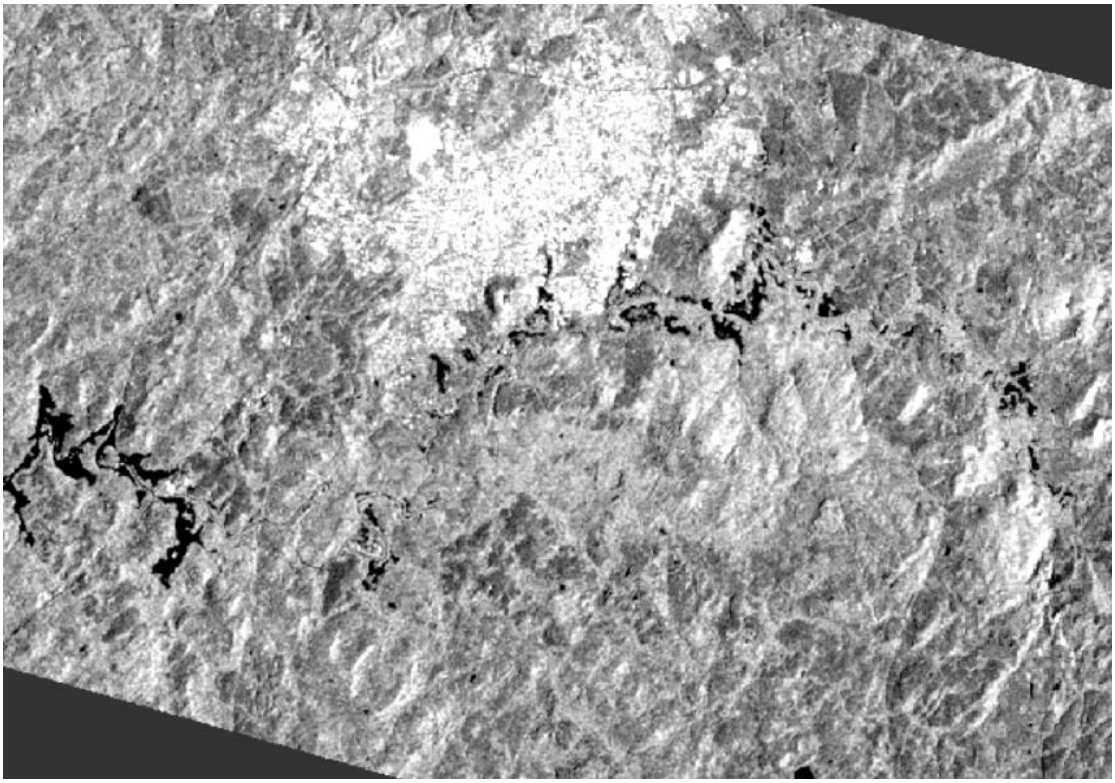
(transmissão horizontal e recepção vertical, que é cruzada) e VH (transmissão vertical e recepção horizontal, também é cruzada) (GRAOSQUE, 2018).

A imagem de radar foi utilizada nesta etapa de avaliação das inundações, uma vez que as massas d'água e solos úmidos absorvem a energia eletromagnética, o que faz com que os pixels relacionados a esses locais se apresentem escuros, destacados dos demais em tons de cinza.

O processamento de imagens SAR é complexo e requer habilidades por parte do analista. Nesta pesquisa o processamento básico foi efetuado, a fim de verificar se haveria a possibilidade de utilizar esta alternativa na avaliação das simulações hidrodinâmicas. Por não ser o foco deste trabalho, tais etapas serão descritas de forma simplificada.

A imagem SAR utilizada foi adquirida um dia após o pico de vazão verificado na estação fluviométrica Caveiras Montante 1, em 06 de junho de 2017 às 10 horas, 31 minutos e 48 segundos (ESA, 2018). Nesta imagem, é possível verificar a presença de áreas escuras, identificados como os locais onde a inundação é mais proeminente. A Figura 25 apresenta uma visualização da tela do SNAP, evidenciando o núcleo urbano de Lages em branco e, em preto, os locais de acumulação de água no entorno do rio Caveiras e no reservatório da PCH Salto Caveiras.

Figura 25 – Imagem de radar Sentinel-1 de 6 de junho de 2017, obtida às 10h31min e utilizada para a extração das manchas de inundação do evento de 2017.

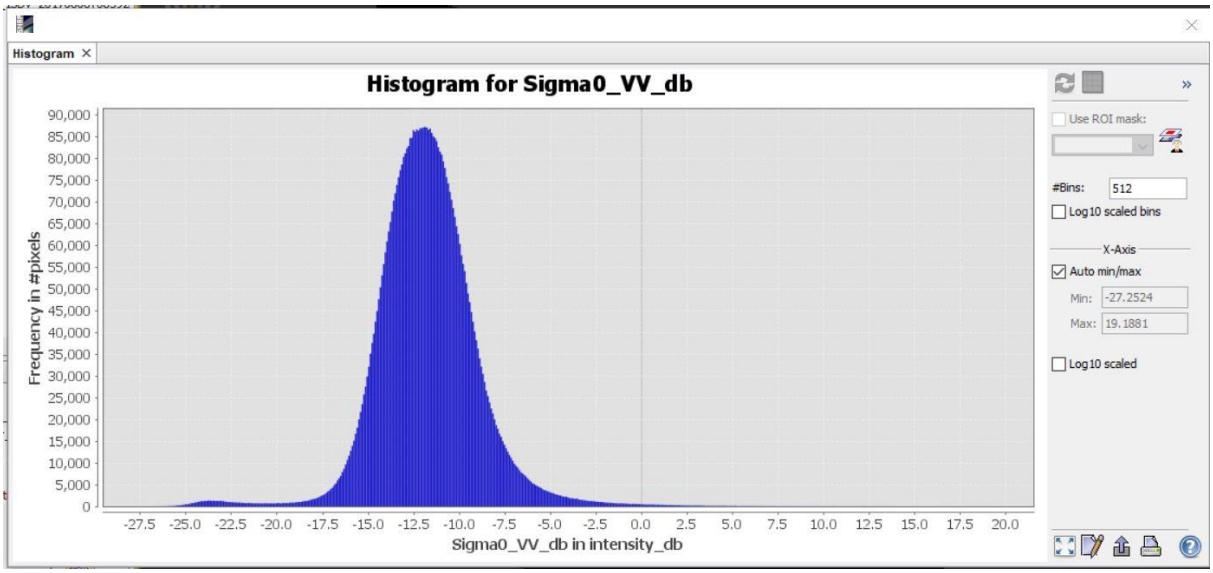


Fonte: elaborado pela autora a partir de dados de sensoriamento remoto da ESA, 2018.

As etapas de processamento da imagem incluíram (GRAOSQUE, 2018):

a) o recorte da área de interesse (subset);
b) a calibração radiométrica do sinal;
c) a filtragem Speckle dos pixels para redução do ruído (com kernel de 5x5);
d) a correção do ângulo de visada do terreno e da projeção do tipo *range-doppler*, principalmente devido ao fato de que a aquisição das imagens pode ser feita em diversas direções. A imagem utilizada nesta etapa apresentava-se invertida à primeira vista, e este procedimento posicionou-a de forma adequada segundo o sistema de coordenadas WGS84;
e) por último, realizou-se uma análise de histograma dos pixels. Esta etapa é apresentada na Figura 26, que mostra o comportamento dos pixels da imagem recortada. A análise do histograma é fundamental para a definição do limiar em que será feita a seleção das manchas de água.

Figura 26 – Histograma dos pixels resultante do processamento da imagem SAR de 2017.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

O histograma apresenta dois picos proeminentes, o mais alto está associado à terra e o pico de menor intensidade representa a água (GRAOSQUE, 2018). Neste gráfico foi possível determinar o limiar de transição entre os dois picos e selecionar apenas os pixels correspondentes à agua através de uma ferramenta de álgebra de rasters. O resultado final da classificação é uma imagem binarizada, que classifica os pixels em água ou terra, em branco ou preto, respectivamente (GARRAFIEL, 2018).

O método da análise do histograma é uma das várias opções disponíveis para a contabilização das manchas de inundação obtidas via SAR. Há ainda a possibilidade de se realizar interpretações visuais, aplicação de ferramentas de contorno ativo, realizar análises de distância Euclidiana, entre outros (DI BALDASSARRE et al., 2009).

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 CLASSIFICAÇÃO DO USO E OCUPAÇÃO DA TERRA

As cinco sub-bacias que compõem a planície de inundações possuem quatro classes de usos predominantes da terra: floresta plantada, campo nativo, floresta nativa e agricultura. Somando-se todas as classes que são compostas por feições de vegetação, chega-se ao total de 94,51 % e 83,19 % de cobertura vegetal para os anos de 2005 e 2017, respectivamente. Apenas 5,49 % e 16,81 % são compostos por áreas que não possuem vegetação, para os mesmos anos. Isto permite inferir que a vegetação é fator predominante na interceptação, e o solo armazena grandes volumes de água pela sua maior rugosidade de superfície (zona de raízes).

A dimensão da área urbana exerce impacto na inundação, visto que grandes superfícies impermeabilizadas geram maior escoamento superficial, que é destinado ao exutório da bacia, sem que ocorra o processo de infiltração.

Tabela 14 – Classes de uso e ocupação da terra atribuídas à área de inundação.

Classe de Uso do Solo	**Porcentagem (%)**		**Diferença (%)**
	2005	**2017**	
Núcleo Urbano	4,41	5,57	1,26
Corpo d'água	0,16	2,31	2,15
Floresta Nativa	39,20	36,10	-3,09
Floresta Plantada	4,39	10,13	5,73
Campo Nativo	48,53	31,13	-17,40
Agricultura	2,39	5,83	3,43
Solo Exposto	0,88	8,80	7,92
Total	100,00	100,00	–

Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

Os resultados para a classificação das imagens dos anos de 2005 e 2017, demonstram que há uma dinâmica entre os tipos de uso e ocupação da terra em diferentes períodos (Tabela 14).

Pode-se considerar que os corpos d'água foram classificados de forma coerente, apesar do aumento verificado, dado que a classificação da imagem de 2005 não obteve êxito na captura dos rios que possuem largura menor que a do próprio pixel. A variação do nível da água dos rios também influencia na sua representação, pois podem ser melhor visualizados quando em períodos de inundação.

Existe tendência de aumento no tamanho das florestas plantadas, contrapondo-se as diminuições dos locais de campo nativo e floresta nativa. O aumento das florestas plantadas (reflorestamento) e diminuição das áreas campestres também foi verificado em estudos de Berlanda (2017) para o município de Otacílio Costa. Este fenômeno é motivado pela presença de indústrias papeleiras na região serrana.

Em períodos de pós-colheita, o solo permanece nu ou com cobertura morta, caracterizando a classe de solo exposto em maior porcentagem para o ano de 2017. A imagem utilizada para a caracterização do uso e ocupação da terra foi obtida na data de 13 de janeiro de 2017, e neste período, percebe-se o aumento do solo exposto em locais de colheita de *Pinus* spp. e *Eucalyptus* spp.

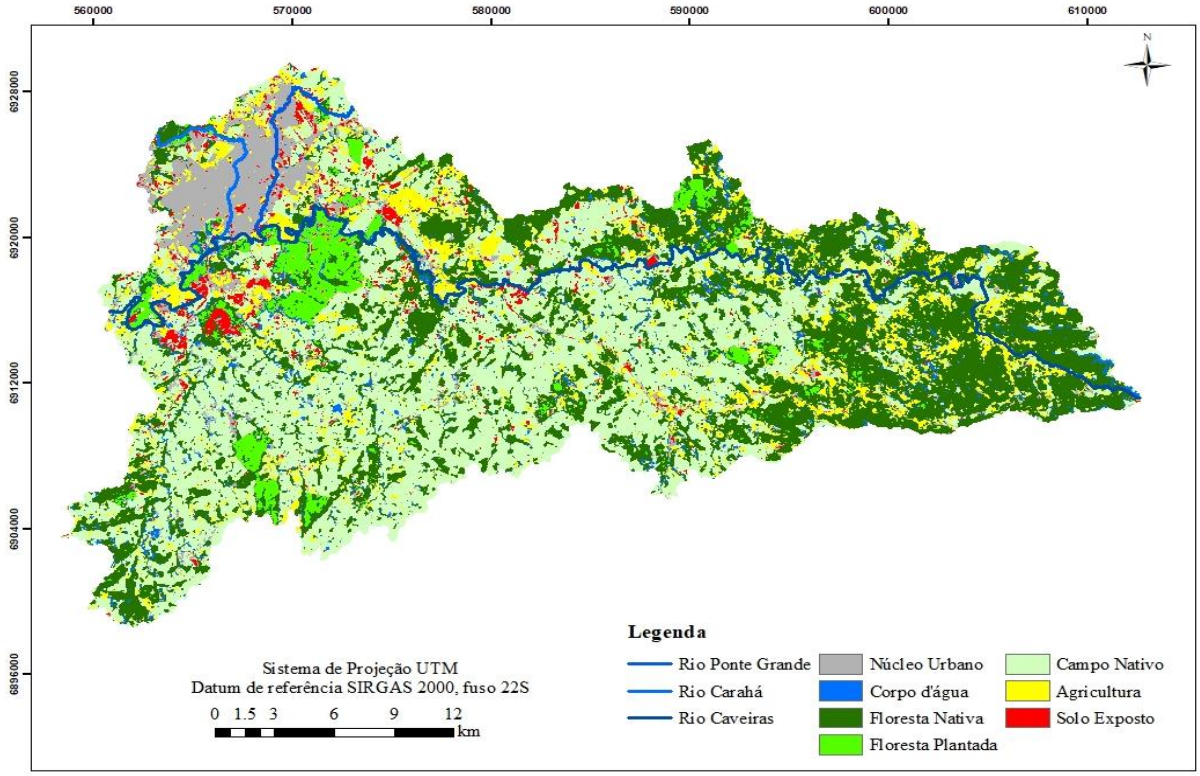
O comportamento evolutivo da agricultura também está correlacionado com a presença de solo exposto nas imagens de satélite. Estas duas classes geralmente se alternam em períodos de plantio, quando a agricultura é capturada em maior porcentagem.

A expansão nas áreas de núcleo urbano apresenta tendência de crescimento em espaços anteriormente não ocupados, principalmente em áreas afastadas da planície de inundação, na cabeceira da bacia hidrográfica do rio Ponte Grande.

O índice de classificação Kappa para a imagem de 2005 foi de 0,9553, e acurácia global de 96,3%. Enquanto o índice encontrado para a imagem de 2017 foi de 0,9604, com acurácia global de 96,7%. Ou seja, mesmo que o comportamento de uso e ocupação da terra seja bastante variável dentro do Sistema Ponte Velha, os valores são confiáveis e representam classificações do tipo excelente.

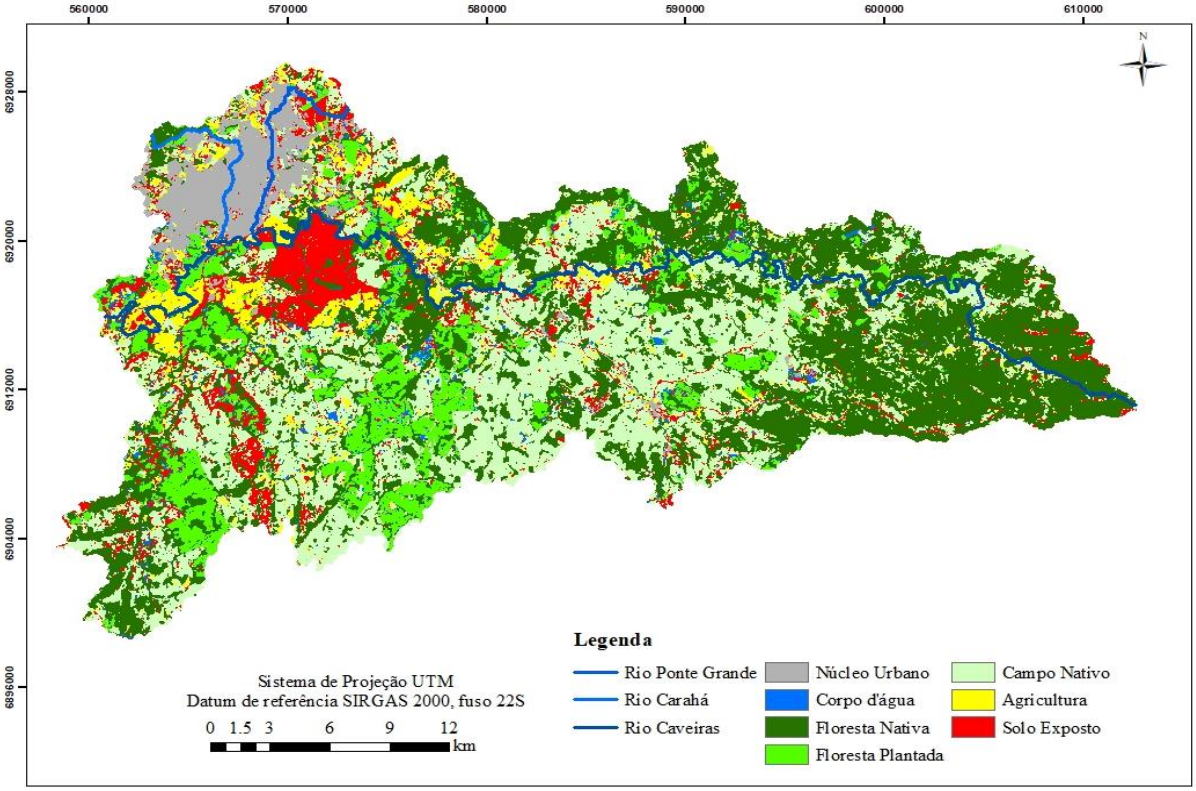
A seguir são apresentadas nas Figuras 27 e 28 ambas as classificações de uso e ocupação da terra. Estas figuras foram utilizadas como os mapas base para a inserção dos valores de *n* de Manning espacialmente distribuído no modelo hidrodinâmico, e também foram utilizados para a determinação do CN durante o processamento automático de parâmetros no HEC-GeoHMS.

Figura 27 – Classificação do uso e ocupação da terra para o ano de 2005.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

Figura 28 – Classificação do uso e ocupação da terra para o ano de 2017.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

4.2 RESULTADOS DA MODELAGEM HIDROLÓGICA

Os dados originais oriundos da pesquisa de Padilha (2017) continham séries que descreviam eventos ocorridos nos anos de 2005, 2008 e 2011. No entanto, para a avaliação do conjunto de parâmetros obtidos na calibração destes eventos, optou-se pelo descarte do ano de 2008, em razão de que o comportamento da distribuição espacial da chuva neste evento foi diferente daquele demonstrado nos outros dois.

Diante disto, as calibrações dos eventos de 2005 e 2011 conduziram a conjuntos de parâmetros, com valores de NSE relativamente altos, e REMQ, PEV e PEPF relativamente baixos. A média destes valores produziu um conjunto de parâmetros calibrados. A Tabela 15 apresenta os valores finais calibrados para cada um dos eventos e o conjunto composto pela média destes valores.

Tabela 15 – Resultados da calibração individual e conjuntos médios obtidos para os anos de 2005 e 2011.

Sub-bacia	**Parâmetros**	**Evento**		**Média dos eventos**	**Média + 10%**
		2005	2011		
Caveiras Montante 2	CN	79,13	92,43	85,78	94,35
	k	0,9300	0,6621	0,7961	0,8757
UDESC Painel	CN	62,47	68,21	65,34	71,88
	k	0,9386	0,6103	0,7745	0,8519
Caveiras Lages	CN	58,04	69,09	63,57	69,92
	k	0,9039	0,8100	0,8570	0,9427
Ponte Grande	CN	82,84	73,02	77,93	85,73
	k	0,951	0,7502	0,8506	0,9357
Carahá	CN	78,37	67,39	72,88	80,17
	k	0,5292	0,6846	0,6069	0,6676
Entre Rios	CN	64,39	94,71	79,55	87,50
	k	0,8892	0,8191	0,8542	0,9396
Ponte Velha	CN	64,94	70,06	67,50	74,25
	k	0,8666	0,8520	0,8591	0,9445

Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

A média dos parâmetros é o conjunto final que possui características de ambos os eventos e, teoricamente, deve servir para a simulação destes eventos sem perda considerável da qualidade dos resultados obtidos originalmente (CUNDERLIK; SIMONOVIC, 2004). Tal conjunto de valores médios foi testado novamente nos mesmos eventos de 2005 e 2011, possibilitando comparações a partir de alguma métricas de avaliação.

Optou-se também por construir um conjunto de parâmetros adicional, constituído pela média dos parâmetros mais 10% de variação sobre estes valores. Este teste possui a finalidade

de observar se variações a partir do conjunto de dados médios pode aumentar ou diminuir a qualidade dos resultados (CUNDERLIK; SIMONOVIC, 2004).

A Tabela 16 apresenta os resultados dos parâmetros de avaliação do desempenho das simulações. São comparados os eventos de 2005 e 2011 em três cenários: quando calibrados a partir do seu conjunto de dados final, que é otimizado para cada evento de forma individual; quando calibrados com a média dos parâmetros dos dois conjuntos; e quando calibrados com o conjunto adicional de análise que utiliza a média mais 10% destes valores.

Tabela 16 – Resultado da calibração dos eventos de 2005 e 2011.

Métrica de avaliação	**Evento**		**Média dos eventos**		**Média + 10%**	
	2005	**2011**	**2005**	**2011**	**2005**	**2011**
NSE	0,975	0,756	0,976	0,419	0,890	0,600
REMQ ($m^3.s^{-1}$)	14,6	44,7	14,4	69,0	30,7	57,3
PEV (%)	- 1,71	- 9,98	1,13	- 45,5	29,80	27,42
PEPF (%)	- 4,76	- 5,59	2,68	- 28,07	23,55	6,83

Fonte: Elaborado pela autora, 2018.
Nota: NSE = Nash-Sutcliffe; REMQ = root mean squared error, ou raiz do erro médio quadrático; PEV = percent error in volume ou percentual de erro de volume, e PEPF = percent error in peak flow ou percentual de erro na vazão de pico.

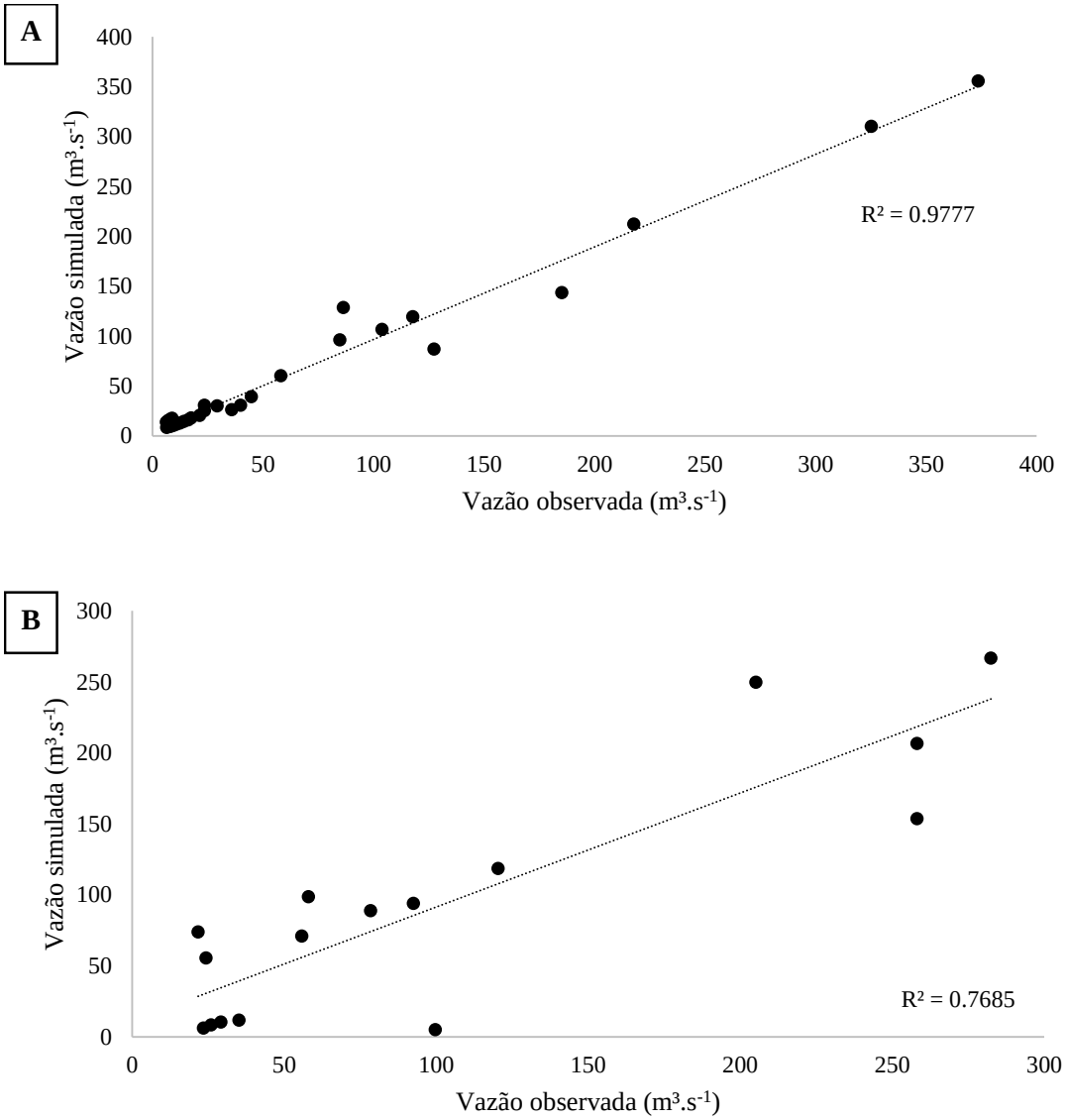
Os diferentes métodos de avaliação estabelecidos para a calibração dos modelos indicam que as calibrações individuais possuem os melhores conjuntos de parâmetros de simulação, dado que os valores de Nash-Sutcliffe são os mais próximos de 1 em ambos. No entanto, o evento de 2005 apresenta bom ajuste tanto com o conjunto de parâmetros individuais, quanto ao utilizar a média dos conjuntos.

O bom ajuste do modelo calibrado com o evento de inundação de 2005, evidencia que é possível utilizar uma faixa de amplitude de variação de parâmetros maior, e sem grande perda na qualidade da simulação. Tal comportamento não é verificado para o evento de 2011. A causa para a baixa qualidade nos resultados da calibração neste evento pode ser encontrada nos dados de vazão utilizados no modelo. A curva-chave da estação de monitoramento Ponte Velha não é extremamente confiável para este período, o que pode ter gerado inconsistências nas vazões de entrada.

Na calibração deste evento, o valor mais alto de NSE obtido, atinge o patamar de 0,756. Este resultado pode ser considerado entre bom e muito bom, porém não é ótima. Portanto, quaisquer variações no conjunto de parâmetros calibrados individualmente resultarão em deterioração no ajuste do modelo e perda na qualidade da simulação.

A Figura 29 apresenta o gráfico de dispersão entre as vazões observadas e simuladas para os eventos de 2005 e 2011.

Figura 29 – Gráficos de dispersão das vazões para os eventos de 2005 (A) e 2011 (B) utilizando-se de conjunto de parâmetros calibrados individualmente.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

O parâmetro REMQ é maior para o evento de 2011 conforme a simulação com novos conjuntos é realizada. Mesmo com aumento do parâmetro NSE para o evento de 2011 através da simulação com o conjunto de dados médios mais 10%, os parâmetros de diferença percentual de volume e de vazão de pico ainda evidenciam a perda de qualidade nas simulações.

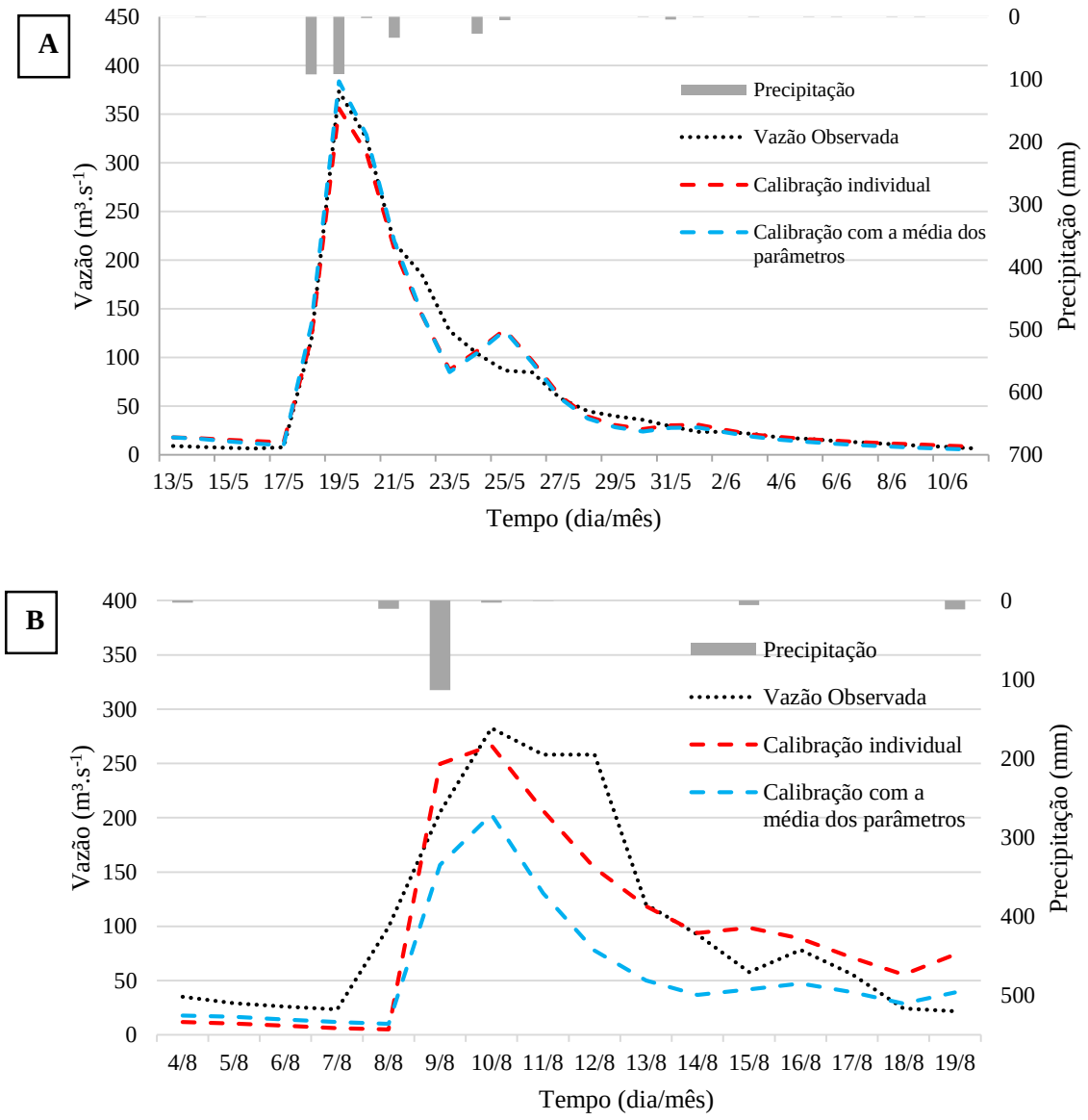
O gráfico de dispersão do evento de 2005 demonstra que existe uma tendência de que o modelo consegue simular valores próximos da série observada. São poucos os dados sub ou superestimados, visto que o coeficiente de determinação r^2 é de 0,9777. O evento de inundação de 2011 apresenta tendência de espalhamento nos valores ao longo da reta do modelo, principalmente nas medições maiores. Isto indica que os erros aleatórios na previsão são

consideráveis, e podem conduzir à deterioração da performance das simulações. O coeficiente de determinação de 0,7685 indica uma performance apenas satisfatória, por isso não se recomenda o uso do evento de 2011 para a construção do conjunto de parâmetros médios do Sistema Ponte Velha.

O comportamento da dispersão dos eventos simulados com o conjunto médio de parâmetros foi similar ao descrito acima para ambas as séries de dados. No entanto, os coeficientes de determinação sofreram quedas, resultando em 0,9762 e 0,7516, para os eventos de inundação de 2005 e 2011, respectivamente. Quanto ao gráfico de comparação dos hidrogramas, a Figura 30 ilustra o comportamento das vazões calibradas com parâmetros individuais e com o conjunto de parâmetros médios, além das vazões observadas.

A análise do hidrograma da Figura 30B indica que além do erro nas vazões observadas, o modelo calibrado pode representar o evento mais adequadamente que os próprios valores observados. Após a ocorrência do pico do hidrograma não ocorre recessão imediata. Este problema nas vazões observadas está relacionado à curva-chave não confiável, onde os valores de vazões máximas foram influenciados por efeitos de remanso na estação de monitoramento fluviométrico Ponte Velha.

Figura 30 – Comparação dos hidrogramas calibrados para os eventos de 2005 (A) e 2011 (B).



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

Durante a construção de um modelo de simulação de evento único, uma das observações mais relevantes é a aproximação do pico do hidrograma (GREEN; STEPENSON, 1986). E neste caso, duas componentes se destacam: a componente de perdas de chuva – como a infiltração – que é caracterizada pelo parâmetro CN, e a componente de *routing* que transforma o excesso de chuvas em um hidrograma. Nestas etapas, o volume é irrelevante. Ele torna-se relevante quando se deseja avaliar o mesmo conjunto de parâmetros com uma nova série de dados temporais.

O evento de inundação de 2005 possui uma aproximação do pico do hidrograma que pode ser considerada ótima para qualquer conjunto de parâmetros. O evento de 2011 possui

pouca aproximação do comportamento do hidrograma mesmo com a otimização da sensibilidade do modelo aos parâmetros. Neste último caso, os dados observados de chuva e vazão podem não ser completamente fieis ao evento, o que pode influenciar a calibração de outros eventos de curta duração. Resultado semelhante também foi encontrado por Cunderlik e Simonovic (2004) quando a calibração de parâmetros para um conjunto de eventos não pôde ser utilizada em outros eventos mantendo a mesma acurácia.

A avaliação final deste conjunto de parâmetros médios foi realizada através da aplicação do modelo com os dados observados durante o evento de inundação ocorrido em 2017. Os resultados da aplicação deste conjunto de parâmetros também foram comparados com o modelo calibrado individualmente para o evento de 2017.

A calibração do modelo individual para este evento teve como base os mesmos parâmetros de entrada utilizados na calibração individual de 2005 e 2011, descritos na seção 3.2. As otimizações, no entanto, permitiram ajuste dos valores iniciais de CN e *k*, mais sensíveis nesta etapa. A planilha com os valores finais da calibração individual destes parâmetros é apresentada na Tabela 17.

Tabela 17 – Parâmetros calibrados individualmente para o evento de 2017.

Sub-bacia	**Constante de recessão (k)**	**CN**
Caveiras Montante 2	0,4096	60,02
UDESC Painel	0,9418	60,36
Caveiras Lages	0,9999	60,27
Ponte Grande	0,9374	73,71
Carahá	0,5326	63,83
Entre Rios	0,8993	58,52
Ponte Velha	0,4225	58,43

Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

Neste conjunto de parâmetros, verifica-se que a constante de recessão em algumas das sub-bacias possui contribuições antecedentes diferentes. A constante de recessão é calculada de forma simplificada a partir da diferença entre a vazão de um dia pela vazão do dia anterior. Esta taxa de depleção da vazão identifica o tipo de contribuição antecedente pelos valores apresentados na Tabela 18.

Tabela 18 – Classificação da constante de recessão pela contribuição antecedente.

Contribuição	Constante de recessão (*k*)
Subterrânea	0,95
Subsuperficial	0,8 a 0,9
Superficial	0,3 a 0,8

Fonte: Adaptado de Pilgrim; Cordery (1992); Padilha (2017).

As sub-bacias Caveiras Montante 2, Carahá e Ponte Velha apresentam o valor de *k* de 0,4096; 0,5326 e 0,4225, respectivamente, e indicam que a contribuição antecedente ao hidrograma é proveniente de escoamento superficial nestas sub-bacias. Para todas as outras sub-bacias o escoamento é subsuperficial ou subterrâneo.

A constante de recessão é dependente das características geológicas do terreno da bacia hidrográfica, e neste caso, os valores de *k* mais baixos indicam que as rochas locais são menos porosas e possuem menor capacidade de infiltração. A sub-bacia Caveiras Montante 2 está localizada na região de cabeceira do Sistema Ponte Velha, e apresenta geologia formada por derrames basálticos pouco permeáveis.

Acerca do parâmetro CN, verifica-se que todas as sub-bacias possuem valores aproximados, excetuando-se as sub-bacias dos rios Carahá e Ponte Grande. Estas sub-bacias urbanas apresentam grande parte de sua superfície impermeabilizadas, o que contribui para o aumento verificado em relação às demais.

A Tabela 19 apresenta os resultados da avaliação do desempenho do conjunto de parâmetros médios, do conjunto de média mais 10% de variação e do conjunto calibrado individualmente para o evento de 2017.

Tabela 19 – Resultados da avaliação dos conjuntos de parâmetros utilizados na calibração do evento de 2017.

Métrica de avaliação	Calibração individual	Média dos eventos	Média dos eventos + 10%
NSE	0,814	0,796	0,795
REMQ ($m^3.s^{-1}$)	86,5	90,6	90,8
PEV (%)	1,65	-13,56	-3,20
PEPF (%)	0,19	-34,26	-31,64

Fonte: Elaborado pela autora, 2018.
Nota: NSE = Nash-Sutcliffe; REMQ = *root mean squared error*, ou raiz do erro médio quadrático; PEV = *percent error in volume* ou percentual de erro de volume e PEPF = *percent error in peak flow* ou percentual de erro na vazão de pico.

Os gráficos de dispersão para as vazões obtidas após as simulações com o conjunto de parâmetros individuais e com o conjunto de parâmetros médios e sua variação ($\bar{x}$ +10%), evidenciaram leve diferença entre os valores observados e simulados em todos os casos (Figura 31).

Figura 31 – Gráficos de dispersão das vazões para o evento de 2017, utilizando-se de parâmetros calibrados individualmente (A) e dos conjuntos médios de parâmetros (B).

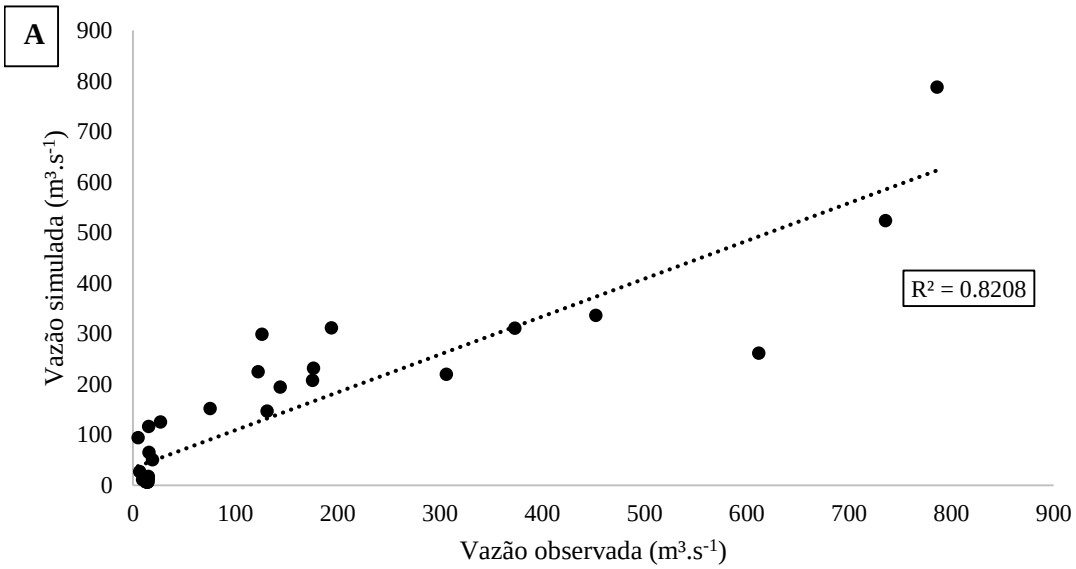
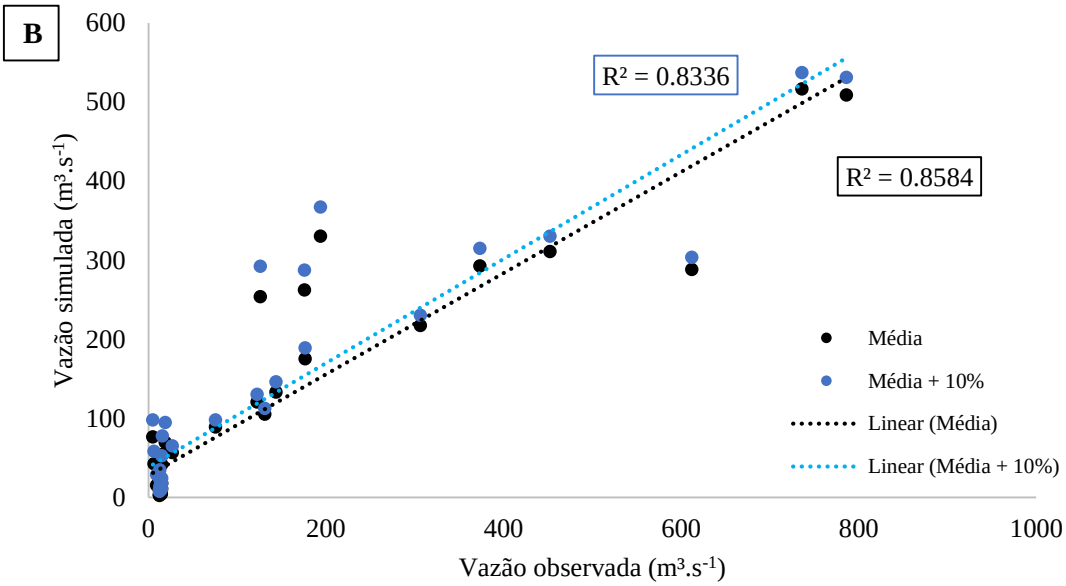


Figura 30 – Gráficos de dispersão das vazões para o evento de 2017, utilizando-se de parâmetros calibrados individualmente (A) e dos conjuntos médios de parâmetros (B).



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

Semelhante ao que ocorreu com os dados de 2011, a curva-chave da estação Caveiras Montante 1 é bastante recente e não pode ser considerada confiável, principalmente por possuir poucas medições nos ramos de início e final da curva. Isto explica o afastamento dos pontos de vazão observada e simulada no gráfico de dispersão.

Os resultados demonstram que em termos do coeficiente de determinação r^2, todos os conjuntos de parâmetros são satisfatórios para a simulação do evento de 2017. Uma análise mais detalhada dos resultados obtidos com a utilização do conjunto de parâmetros médios demonstra que as vazões previstas não diferem de forma significativa daquelas previstas pelo segundo conjunto ($\bar{x}$ +10%) (Figura 31B).

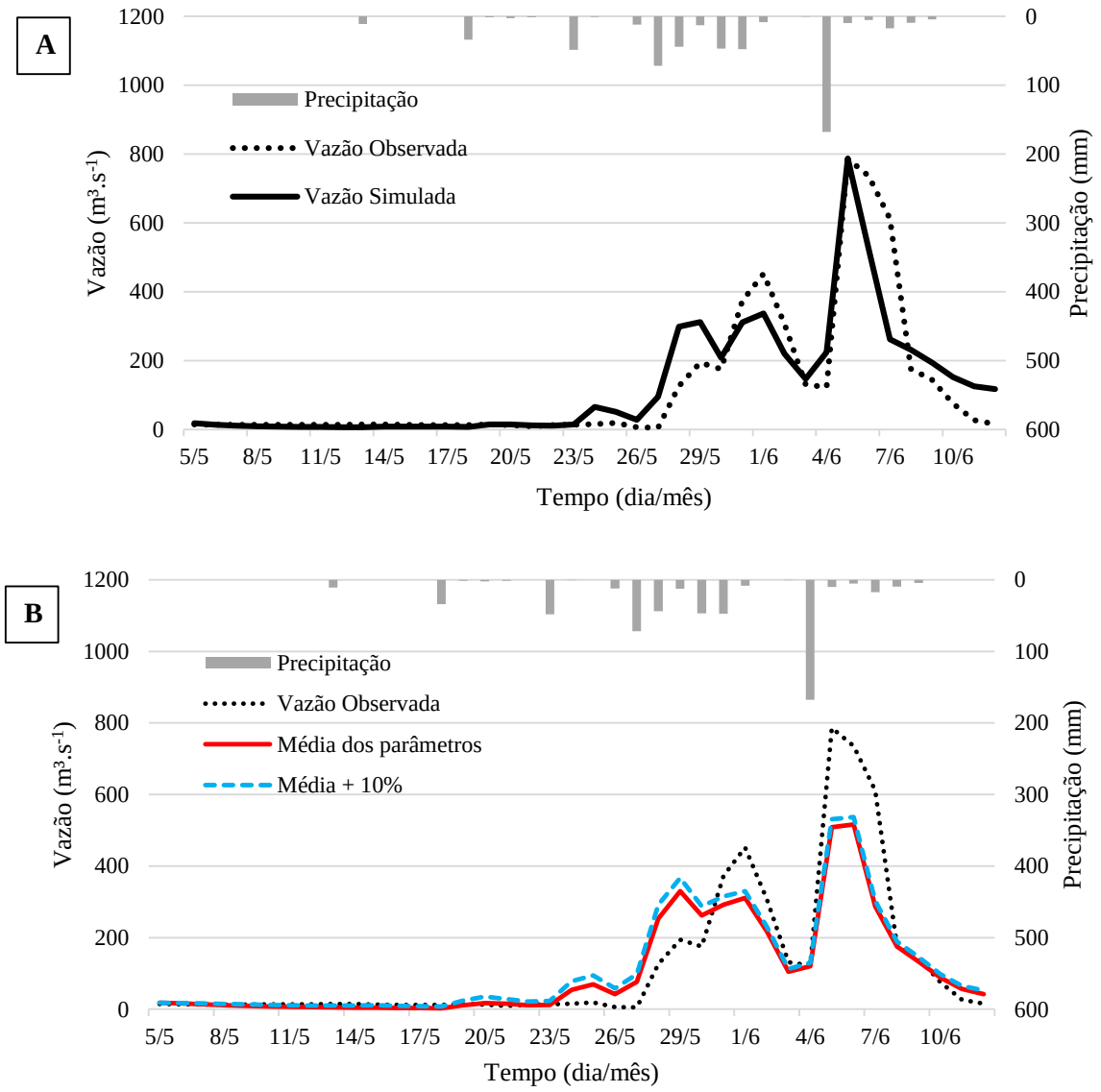
Isto mostra indícios de que após atingir uma calibração com valores de função-objetivo suficientemente altos para NSE e baixos para REMQ, PEV e PEPF, variações percentuais implicam em deslocamento das vazões apenas no eixo das ordenadas. Este comportamento pode ser melhor observado na Figura 31B.

A amplitude das vazões encontradas na calibração individualizada para 2017 atinge o pico de vazão de 787,6 $m^3.s^{-1}$ na Figura 32A, quando o pico da vazão simulada se aproxima do pico observado; o que também é apresentado na Figura 31A. Os resultados da dispersão do conjunto médio de parâmetros atingem valor máximo de 537,3 $m^3.s^{-1}$ no eixo das ordenadas, abaixo do valor observado.

O hidrograma da Figura 32A apresenta bom ajuste em termos de compatibilidade das vazões de pico observada e simulada. A Tabela 19 corrobora este comportamento ao indicar apenas 1,65% de diferença entre os volumes, e diferença de 0,19% nas vazões de pico do hidrograma. Este comportamento não é verificado na Figura 31B para o conjunto de parâmetros médios; fornecendo indicativo de que a alteração de parâmetros somente amortece as vazões.

É possível que durante o processo de avaliação o único trecho representado de forma mais adequada seja o pico do hidrograma, em detrimento às outras partes como a ascensão e a recessão (CUNDERLICK; SIMONOVIC, 2004). Nesta pesquisa, nem mesmo o hidrograma simulado aproximou-se do valor real ao utilizar o conjunto de parâmetros médios. Os motivos desta discrepância podem ser especulados em torno de algumas variáveis.

Figura 32 – Resultados da calibração com conjunto de parâmetros individuais (A) e com ambos os conjuntos de parâmetros médios (B).



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

A primeira delas é a utilização de dados observados de vazão que, apesar de submetidos à consistência, apresentam tendências derivadas de curvas-chave não totalmente confiáveis. Durante as análises de consistência das vazões, percebeu-se que os cotagramas observados possuem comportamento realista, não demonstrando graves problemas intrínsecos à sua medição, somente as vazões calculadas. No entanto, os dados de vazão observados nas estações fluviométricas Ponte Velha e Caveiras Montante 1 são valiosos e não podem ser descartados, pois apresentam respostas da bacia hidrográfica durante a ocorrência de fenômenos extremos.

Outro fator interveniente é a avaliação dos conjuntos de parâmetros (média e média+10%) com um evento de inundações que apresenta mais de um pico de vazões. O ajuste

deficiente dos hidrogramas para um evento com mais de um pico de vazões também foi verificado por Macedo (2010).

O uso do CN para bacias urbanas pode apresentar limitações, visto que o modelo foi desenvolvido para bacias hidrográficas rurais. O CN é dependente do tipo de solo da bacia, e quanto mais urbanizadas estas forem, menor o poder de representação do CN nestes locais. Isto pode indicar que um conjunto de parâmetros considerado ótimo para a simulação de um evento, nem sempre possui significados físicos, mas não deixa de fornecer bons parâmetros de ajuste ao modelo.

Apesar de não haver aproximação dos picos das vazões previstas e observada, o conjunto de parâmetros médios satisfaz a hipótese 1 desta pesquisa, ou seja, é possível utilizar o conjunto obtido em futuras simulações. A despeito da queda nos resultados de NSE, REMQ, PEV e PEPF na simulação do evento de 2011, a avaliação destes através dos eventos de inundações de 2005 e 2017 apresenta bons resultados para as funções-objetivo.

Desta forma, recomenda-se sua utilização com cautela em simulações de novos eventos. E mais ainda, é necessário que um maior número de eventos seja dedicado à calibração do melhor conjunto de parâmetros, o que deve ocorrer conforme a série de vazões seja expandida ao longo dos anos.

4.3 RESULTADOS DA ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DO MODELO HIDRODINÂMICO

4.3.1 Tamanho das células malha

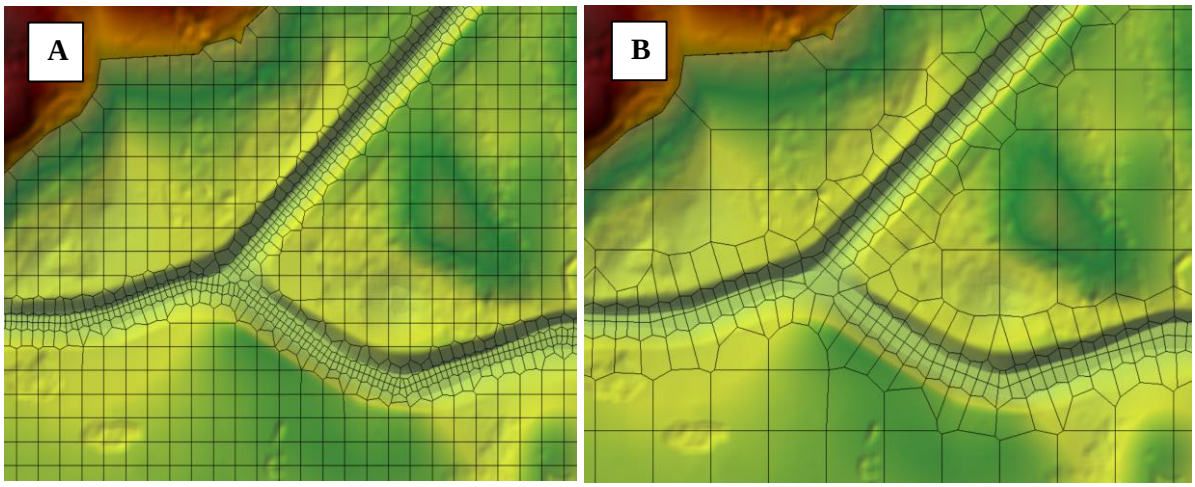
A definição de uma geometria apropriada para o estudo buscou conciliar uma malha que fosse suficientemente adequada para a representação do terreno adjacente e ao mesmo tempo, utilizar um menor tempo computacional para as simulações.

Um total de 9 malhas foram testadas, variando-se o tamanho das células entre 10 m e 100 m tanto na malha regular, como naquela com variações entre o canal e a planície de inundações. Para este último caso, utilizaram-se *breaklines* (linhas de quebra) posicionadas nos eixos longitudinais dos canais para o alinhamento das células e refinamento local.

Quanto maior o tamanho da célula, maiores os valores utilizados para a transição entre os valores máximos e mínimos permitidos. Este detalhamento levou em consideração a metade do tamanho máximo da célula como aquele máximo para a definição das breaklines, o que resultou em uma transição suave entre os diferentes tamanhos de células da malha. É essencial

utilizar as breaklines de forma apropriada, dada a natureza do subgrid utilizado na maioria dos modelos atuais (Figura 33) (LINTOTT, 2017). A orientação das faces das células deve seguir de forma ortogonal, evitando processos denominados de "*leaking*", onde há submersão errada de células, que não são esvaziadas pelo modelo de forma correta.

Figura 33 – Refinamento nos canais com malha de 20 m (A) e 50 m (B).



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

Conforme metodologia descrita por Betsholtz e Nordlöf (2017), para a comparação da qualidade de ajustamento das malhas com diferentes tamanhos de células, foram avaliados: (1) o valor máximo relativo da superfície de elevação da água (*Water Surface Elevation*, WSE); (2) o tempo necessário para que a água partisse do ponto de entrada na condição de contorno de montante e atingisse 60 cm de altura no ponto de observação pré-definido; (3) a vazão de pico atingida no ponto de observação; (4) o tempo relativo para a chegada no tempo de pico; (5) e o tempo computacional utilizado para a simulação.

Quando se menciona que houve uma avaliação relativa, ocorreu a comparação de todos os resultados com uma das geometrias ou testes, escolhidos como padrão ou referência. Nesta análise, a malha 4 foi definida como o padrão a ser utilizado para a comparação entre os diferentes modelos. Após testes prévios, onde as células da malha variaram de 1 a 100 m, definiu-se o valor médio de 50 m (Malha 4) para as comparações com as malhas descritas na metodologia. O uso de um valor médio permite a modificação de outros parâmetros além da resolução do grid, como adição de breaklines, troca das equações governantes, utilização de diferentes rugosidades, entre outras alternativas, sem superpredição de áreas de inundações.

O ponto de observação pré-definido para avaliação funciona como as *cross sections* unidimensionais, e permite inferir dados acerca de trechos selecionados, pois o HEC-RAS

admite extrair informações de células da malha ou de seções transversais. Os resultados das análises de sensibilidade do modelo estão apresentados na Tabela 20, para o ponto de observação CH, localizado no exutório da sub-bacia do rio Carahá.

Tabela 20 – Efeito da resolução do grid na máxima superfície de elevação da água, no tempo e vazão de pico.

Malha	Máx. WSE Relativa (%)	Δt para chegada no ponto de observação CH (h)*	Vazão de pico no ponto de observação CH ($m^3.s^{-1)}$	Atraso/adiantamento relativo do tempo de pico (h)
1	0,27	37	219,20	-3
2	-2,77	61	218,96	-3
3	-2,73	84	215,98	-2
4	**0,00**	**90**	**201,84**	**0**
5	-3,75	75	187, 91	2
6	-8,92	34	218,79	-3
7	-9,34	34	218,93	-3
8	-8,64	45	217,15	-2
9	-8,60	101	200,32	0
Média	-4,94	62,33	211,01	-1,56

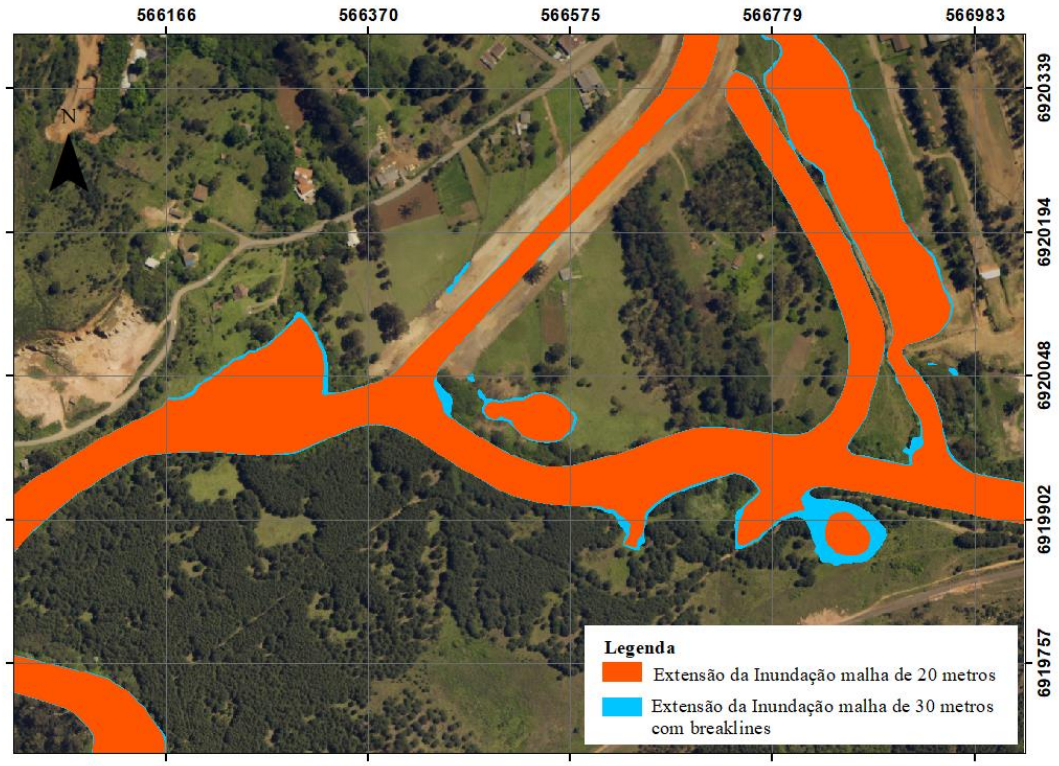
Fonte: Elaborado pela autora, 2018.
Nota*: A diferença no tempo (Δt) medido foi contabilizada quando a água atingiu a altura de 0,6 m no ponto de observação CH, que representa o exutório do rio Carahá. Neste caso, não houve comparação com a malha 4.

Os valores mais altos obtidos para a variável WSE variaram entre 888,08 m e 887,04 m, o que representa uma diferença de apenas 1,04 m em todas as simulações. Os valores de WSE mínimos variaram entre 862,43 m e 859,49 m, o que significa uma diferença de 2,94 m entre as malhas. As diferenças entre os máximos e mínimos foram parametrizadas em termos de porcentagem para efeito de comparações.

Os resultados apontam que a malha mais de detalhada (Malha 1) possui maior WSE, no entanto, existe tendência de redução em seus valores conforme o tamanho de malha é aumentado, exceto para as malhas 2 e 3, onde esperavam-se variações positivas. Além disso, as malhas 6 a 9 demonstram que a utilização de um grid refinado nos canais potencializa a redução na WSE. Existe também tendência a maiores reduções quando o tamanho das células nas breaklines é pequeno (Malhas 6 e 7).

A Figura 34, apresenta a extensão da inundação, para as malhas 2 e 7 com detalhe nas proximidades do ponto de observação CH.

Figura 34 – Diferenças entre a máxima extensão da inundação para as Malhas 2 e 7, com células de 20 m e 30 m com breaklines, respectivamente.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

A malha 7 possui células de tamanho maior que as células da malha 2, porém o uso de breaklines no leito do canal fez com que a mancha de inundação fosse praticamente a mesma. A vantagem neste caso está em utilizar uma malha de tamanho maior com refinamento apenas nos canais, o que pode reduz o tempo computacional em alguns casos.

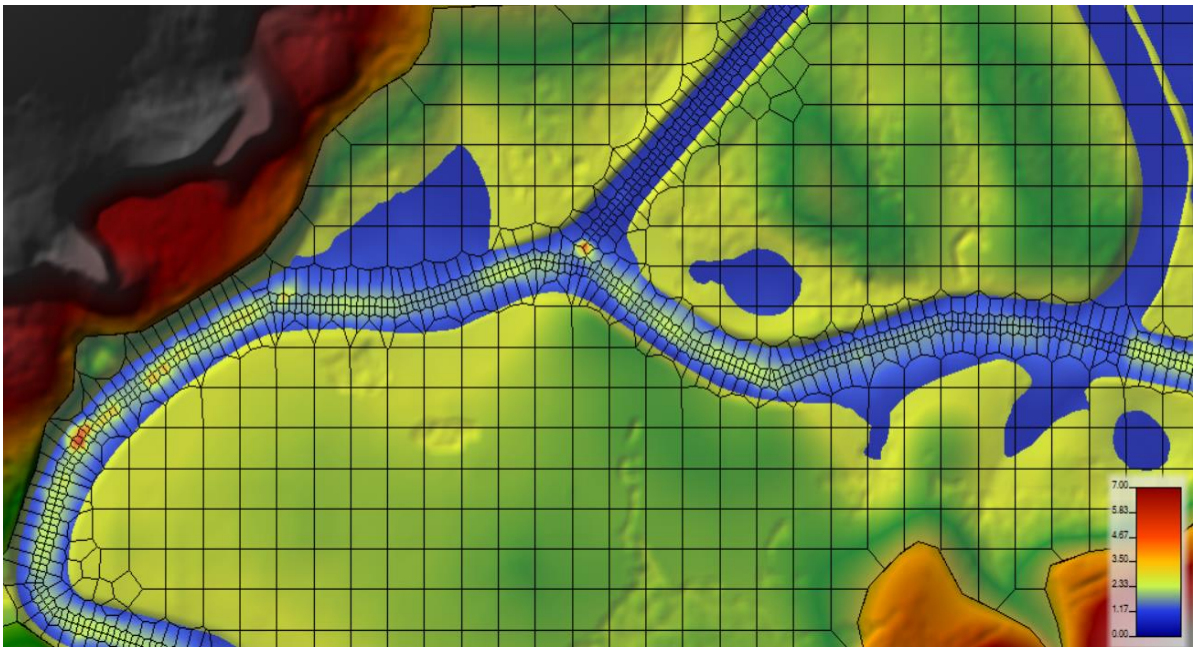
Quanto ao tempo que a onda de inundação demora para atingir uma profundidade de 0,6 m, observa-se a tendência de aumento no tempo quanto maior o tamanho das células. Este comportamento é verificado tanto para as malhas simples quanto para aquelas refinadas por breaklines. Uma exceção é a Malha 5, que possui células de 100 metros de tamanho, o que facilita o movimento da água. As Malhas 6 e 7 apresentam o mesmo Δt devido ao fato de que as menores células escolhidas para as breaklines possuem o mesmo tamanho.

Para estas malhas refinadas, verifica-se que a superfície de elevação da água atinge o valor pré-definido cerca de 56 horas antes da Malha 4. O uso de breaklines faz com que exista maior rapidez na condução das vazões nos trechos de canais do que nas planícies de inundação. O uso de breaklines acelera a chegada da onda de inundação devido ao fato de que as células da malha estão alinhadas perpendicularmente ao fluxo, e diminuem o impedimento que as

bordas das células fazem à propagação da onda de inundação (BETSHOLTZ; NÖRDLOF, 2017).

Os valores próximos – 37 e 34 h – verificados no tempo que a onda de inundação demora para atingir uma profundidade de 0,6 m, para as Malhas 1, 6 e 7, podem ser explicados pelo tamanho reduzido das células da malha no canal. Isso demonstra a importância em se utilizar breaklines onde se deseja acelerar o fluxo (Figura 35), e dispensar seu uso quando busca-se uma velocidade menor.

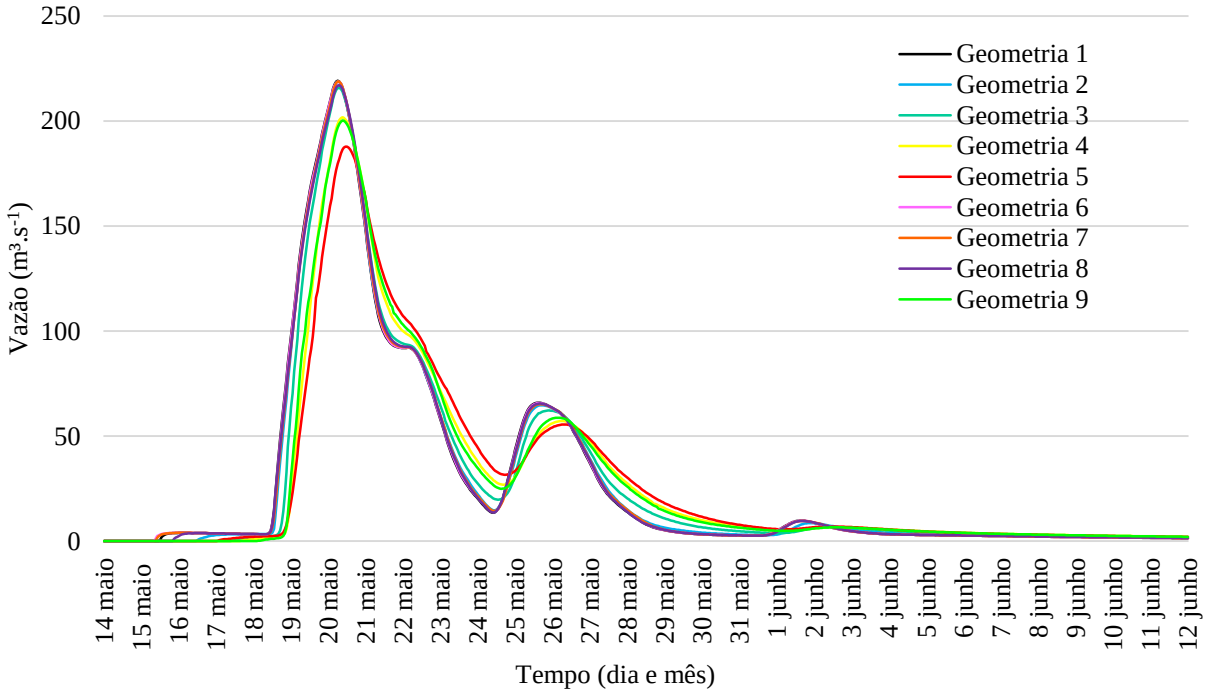
Figura 35 – Aumento da velocidade de escoamento em trechos com breaklines.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

O tempo de pico no ponto de observação CH mostra grandes diferenças entre os grids. Malhas menos refinadas possuem a tendência de amortecer o pico do hidrograma. A diferença relativa entre o maior pico e a Malha 4 é de 8,6 % (17,36 $m^3.s^{-1}$), enquanto a diferença entre esta e o menor pico é de -6,9 % (-13,93 $m^3.s^{-1}$) (Figura 36).

Figura 36 – Efeito da resolução do grid da planície de inundação no hidrograma para atingir 0,6 m de nível de água no ponto CH.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

Com os valores diferentes para os picos de vazão e também o atraso relativo entre eles, percebe-se que as malhas possuem poder de influência nos valores de entrada e saída do modelo. O tempo computacional é uma das variáveis mais influenciadas pela mudança de tamanho das células (Tabela 21). O poder de processamento do computador utilizado possui influência nos resultados, desta forma, todas as simulações foram realizadas em um mesmo computador do laboratório de hidrologia da UDESC/CAV que possui processador Intel® i7, memória RAM de 12GB, placa de vídeo dedicada, sem atividades paralelas de processamento.

Tabela 21 – Efeito da resolução da malha da planície de inundação no tempo computacional para o evento de 2005.

Malha	Tempo computacional	Número de células na malha	Tempo computacional por célula (s/célula)
1	50h 25min 06seg	238.487	0,76
2	4h 03min 31seg	58.559	0,25
3	55min 41seg	25.544	0,13
4	**27min 02seg**	**8.941**	**0,18**
5	2min 30seg	2.176	0,07
6	6h 42min 46seg	88.473	0,27
7	5h 06min 34seg	58.100	0,31
8	1h 00min 49seg	24.425	0,15
9	8min 43seg	7.385	0,07

Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

A malha mais refinada exigiu 50 horas 25 minutos e 6 segundos para a simulação, enquanto o grid com maior tamanho de célula, apenas 2min e 30s. Grids que utilizam diferentes tamanhos de células tendem a utilizar maior tempo para a simulação, no entanto, sem proporcionar melhorias significativas nos resultados.

A construção de malhas em tamanhos adequados, com boa representação do terreno, baixo tempo computacional e resultados satisfatórios na criação das superfícies de inundação, demonstrou ser atividade crucial e previamente obrigatória ao processo de simulação hidrodinâmica dos eventos em estudo.

Os resultados da análise de sensibilidade do modelo quanto ao tamanho das células da grade devem ser cuidadosamente estudados de forma mais aprofundada no futuro. Existem diversos estudos sobre este tema, que conciliam também uma diversidade de resoluções de MDT associados à estas malhas.

Savage et al. (2016) demonstraram que a resolução espacial de MDTs utilizados para a simulação hidrodinâmica é um fator que influencia o processo de predição de locais inundáveis. Em sua pesquisa, os testes de sensibilidade foram fundamentais para a verificação das incertezas durante as calibrações de superfícies de inundação. Eles apontam inclusive, que o fator mais sensível para o modelo durante calibração das superfícies é o coeficiente de rugosidade de Manning.

Caviedes-Voullième, García-Navarro e Murillo (2012), mencionam que o tamanho da malha utilizada nas simulações é uma escolha do analista. No entanto, deve-se ponderar o tamanho mais adequado na representação do terreno de base utilizado. Para os autores, utilizar o maior tamanho de célula nas malhas associado ao refinamento em certos locais, é uma estratégia interessante.

4.3.2 Definição dos valores de Manning

Dentre as malhas sem refinamento, a malha 5 apresentou espalhamento da mancha de inundação maior que a malha 4, aproximando-se mais dos contornos da superfície de inundação observada para o evento de 2005. No entanto, todas as simulações com variações na resolução do grid mantiveram o valor do coeficiente de rugosidade de Manning em um valor padrão de 0,03. Este valor pode ser considerado baixo para representação de planícies de inundação, o que motivou o uso da malha 4 como padrão nos testes de variação do coeficiente de rugosidade.

Desta forma, ao se optar pela malha que produziu a maior superfície de inundação com base na superfície observada, os testes de variação do valor de *n* de Manning poderiam superestimar os limites do evento. Complementarmente, o uso de uma malha com espalhamento menor (Malha 4), permite verificar a existência da variação da mancha pela atribuição de diferentes valores de rugosidade.

Constata-se que existe uma relação diretamente proporcional entre o tamanho das células utilizadas na malha e o valor do coeficiente de rugosidade associado as suas células. Quanto maior o tamanho das células e do valor de *n* de Manning, maior será o espalhamento da mancha de inundação, e vice-versa.

Buscou-se verificar nos testes descritos nesta análise de sensibilidade, de que forma a variação do coeficiente de rugosidade influenciaria no espalhamento das superfícies de inundações, pois a literatura prevê a aplicação deste parâmetro de forma distribuída ou concentrada na malha.

De forma semelhante à análise de sensibilidade do modelo à resolução do grid, para avaliar a sensibilidade da simulação à utilização de diferentes valores de rugosidade, optou-se por utilizar comparações relativas entre os testes de cada um dos cenários pré-definidos.

Como referência para as comparações, o Teste 7, pertencente ao Cenário 3, foi utilizado como o padrão, visto que sua malha possui os mesmos valores utilizados para comparações na análise de sensibilidade aos grids (50 m de tamanho de célula e Manning de 0,03). A Tabela 22 apresenta os resultados dos testes realizados.

Tabela 22 – Efeito do coeficiente de rugosidade máxima superfície de elevação da água, no tempo e vazão de pico no ponto CH.

Cenário	Teste	Máx. WSE Relativa (%)	Δt para chegada no ponto de observação CH (h)*	Vazão de pico no ponto de observação CH ($m^3.s^{-1}$)	Atraso/adiantamento relativo do tempo de pico (h)
1	1	-7,94	77	212,59	-1
	2	-10,24	87	203,38	1
	3	-7,73	83	203,91	1
2	4	-7,76	84	201,92	0
	5	-10,35	101	189,93	3
	6	-10,60	109	185,79	4
3	**7**	**0**	**90**	**201,84**	**0**
	8	-11,20	119	185,70	4
	9	-12,07	126	174,77	7
Média		-8,65	97,33	195,54	2,11

Fonte: Elaborado pela autora, 2018.
Nota*: A diferença no tempo (Δt) medido foi contabilizada quando a água atingiu a altura de 0,6 m no ponto de observação CH, que representa o exutório do rio Carahá. Neste caso, não houve comparação com o Teste 7.

Os resultados demonstram que a diferença relativa entre os valores máximos de WSE apresentam maior variação quando os cenários utilizam valores mais altos de rugosidade, sem considerar a forma como eles estão distribuídos na geometria da malha. Portanto, valores de rugosidade mais altos (teste 6, teste 8, teste 9) onde há predominância de valores de Manning acima de 0,05 em média, demonstraram maior variação entre as alturas máximas e mínimas simuladas.

O cenário 1 apresentou resultados sem tendências quanto à variação da superfície da água pelo uso da terra. Já para os cenários 2 e 3, verifica-se tendência de aumento diretamente proporcional nos valores de WSE ao aumento da rugosidade da malha. Este resultado indica maior perda de carga durante o escoamento da onda de inundação devido à superfície de célula mais áspera.

O uso de rugosidades uniformes (cenário 3) permite que a mancha de inundação apresente maior expansão. Por exemplo, o teste 9, que possui o valor de rugosidade mais elevado entre todas as malhas, atinge 888,33 m de altitude de inundação. Enquanto o teste 1, com os valores mais baixos de rugosidade, aliados à um mapa de uso da terra para a sua distribuição, atinge a altitude de inundação máxima de 886,98 m apenas. Existe uma diferença de 1,35 m entre as duas simulações.

Em contraponto, os valores de rugosidade mais elevados que aquele considerado como padrão (testes 5, 6, 8 e 9), conduziram à menor amplitude de variação das altitudes de elevação da água. Ou seja, existe menor diferença entre o valor mais alto e o mais baixo para as altitudes

de inundação simuladas. Enquanto o teste 7 possui variação de 27,8 m entre os níveis mais alto e o mais baixo na planície de inundação, todos os outros testes possuem variação média de 25,4 m.

Estes resultados apontam uma relação direta entre a Máxima WSE Relativa e a amplitude de altitudes de inundação. O teste 9, por exemplo, possui o maior valor de altitude simulado (888,33 m) com o maior valor de Máx. WSE Relativa em módulo.

Quanto ao tempo que a onda de inundação leva para atingir uma altura de 0,6 m no exutório da sub-bacia do rio Carahá, percebe-se que os valores são maiores ao efeito das malhas anteriores. Enquanto o tempo médio era de 62,33 h para a análise das malhas, o valor de Δt chega a 97,3 h em média nesta análise. O tempo de resposta da inundação é, portanto, relacionado de forma intrínseca com a rugosidade atribuída à superfície da malha. Os valores de *n* de Manning podem influenciar mais o espalhamento da mancha de inundação do que a resolução da grade.

O tempo de atraso do pico do hidrograma local é cada vez maior, quanto maiores são as rugosidades da planície e dos canais. A rugosidade afeta o desempenho e eficácia do modelo, principalmente sobre a equação do momento da Onda Difusiva. De forma relativa, a diferença no tempo de chegada da inundação pode atingir 36 h (Teste 9). Na comparação entre todos os cenários, há diferença de 49 h entre o teste 1 e o teste 9, que apresentam o maior e o menor tempos de chegada entre todas as simulações, respectivamente.

O amortecimento da vazão de pico também é significativo entre as simulações. O teste 1 resultou na maior vazão de pico (212,59 $m^3.s^{-1}$) e menor vazão de pico ocorreu no teste 9 (174,77 $m^3.s^{-1}$). A diferença entre estes dois picos de vazão é 37, 82 $m^3.s^{-1}$, o que corresponde a 21,6 %. Com relação à vazão de pico do teste 7 (201,84 $m^3.s^{-1}$), há variação de 5,32% na vazão quando comparada ao teste 1, e variação de 13,41% quando comparada ao teste 9.

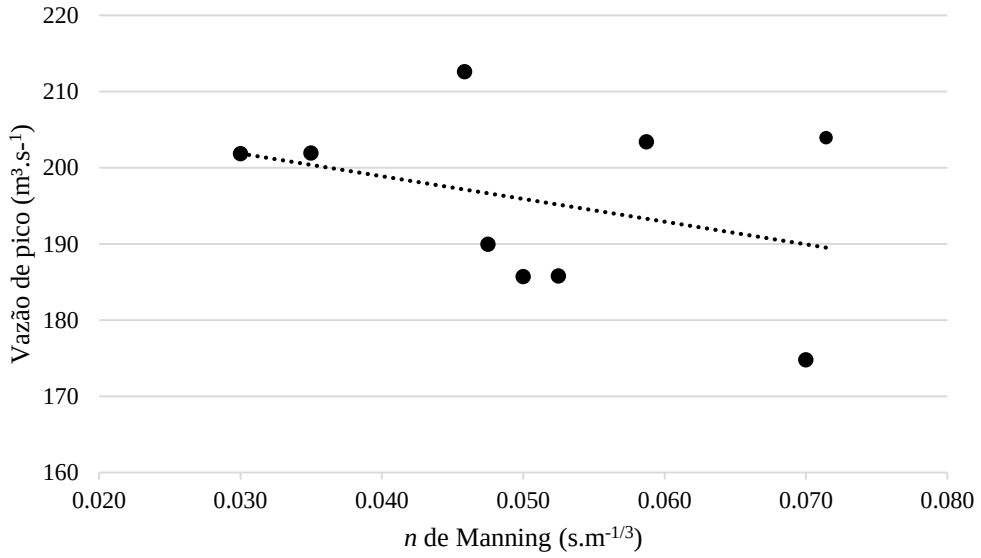
Aliado a este resultado, o atraso no tempo de pico também é notado. Há deslocamento do pico em 7 horas quando comparam-se os testes 7 e 9. Analisando-se a variação entre cenários, a diferença sobe para 8 horas quando se comparam os testes 1 e 9.

Valores maiores de rugosidade para um mesmo evento de inundação provocarão escoamentos mais lentos (CAVIEDES-VOULLIÈME; GARCÍA-NAVARRO; MURILLO, 2012), que resultam em tempos maiores para a chegada no pico e também no amortecimento destes. A Figura 37 apresenta os resultados dos valores médios dos conjuntos de *n* de Manning em relação às vazões de pico.

O parâmetro mais comumente ajustado em modelos de simulação hidrodinâmica é o coeficiente de rugosidade de Manning. Alguns autores afirmam que o coeficiente de Manning

pode ser distribuído espacialmente em termos de dois valores apenas, um deles para a planície de inundação e outro para os canais (ARONICA et al., 2002; HORRIT; BATES, 2001; JUNG; MERWADE, 2012). A distribuição destes valores conforme o mapa de uso do solo não é muito útil, e nem apresenta resultados satisfatórios (WERNER et al., 2005). Portanto, existe incerteza inerente ao uso de apenas dois valores para a representação de toda uma planície de inundação (Cenário 2), no entanto, seus resultados são mais adequados do que aqueles utilizados no Cenário 1.

Figura 37 – Efeito do coeficiente de rugosidade de Manning na vazão de pico da onda de inundação.

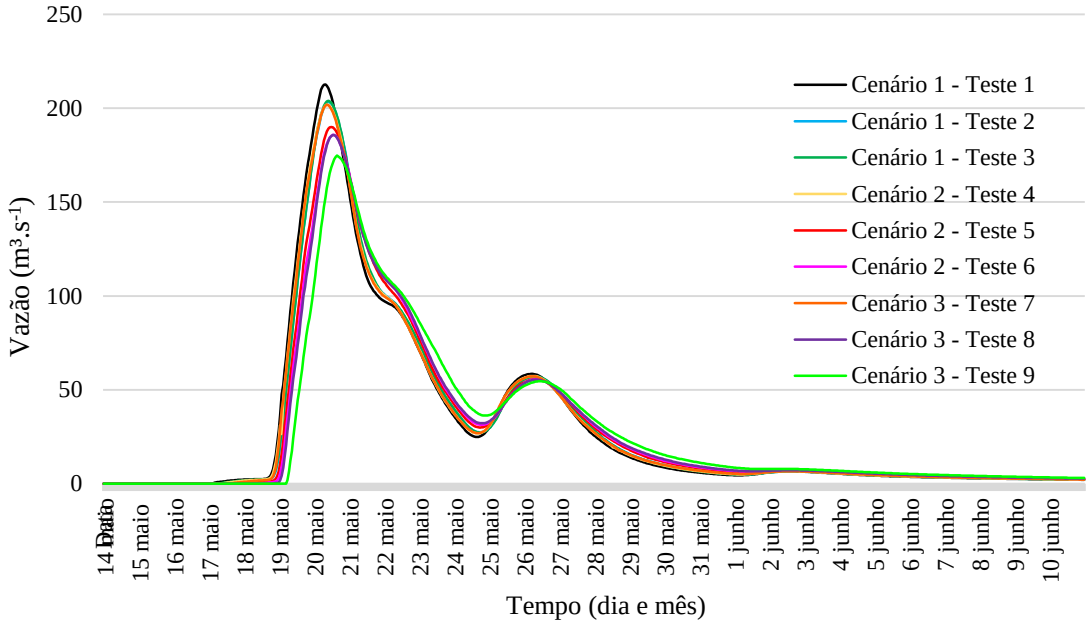


Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

O gráfico de dispersão indica que valores maiores de rugosidade para a malha atenuam o pico da vazão. Quanto mais altos os valores de rugosidade e maiores os tamanhos de célula das malhas, maior é o armazenamento de água na planície de inundação (CAVIEDES-VOULLIÈME; GARCÍA-NAVARRO; MURILLO, 2012).

O comportamento de amortecimento dos hidrogramas é apresentado na Figura 38. Os hidrogramas resultantes de simulações hidrodinâmicas podem ser afetados pela baixa qualidade na representação do terreno, onde os valores de Manning únicos, podem produzir perdas artificiais de água ao longo das malhas (CAVIEDES-VOULLIÈME; GARCÍA-NAVARRO; MURILLO, 2012).

Figura 38 – Efeito do amortecimento da vazão de pico no exutório do rio Carahá.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

Os valores calibrados do parâmetro relativo à planície de inundação neste estudo são ligeiramente mais altos do que aqueles recomendados pela literatura, que costumam variar entre 0,025 a 0,04 $s.m^{-1/3}$ para os canais e 0,025 a 0,05 $s.m^{-1/3}$ para as planícies (SAVAGE et al., 2016). Chow (1959), no entanto, apresenta valores que podem atingir 0,200 $s.m^{-1/3}$ em locais de mata fechada, densa e com dossel alto. Estudos de Di Baldassarre et al. (2009) apontam que os valores ideais obtidos durante a calibração do modelo LIS-FLOOD-FP para planícies de inundações, variam de 0,06 a 0,07 $s.m^{-1/3}$.

4.4 RESULTADOS FINAIS DA MODELAGEM HIDRODINÂMICA

4.4.1 Análise das superfícies de inundação

As superfícies de inundações simuladas foram avaliadas através das superfícies observadas nos eventos ocorridos em 2005 e 2011. Estas superfícies foram delimitadas pelo órgão de planejamento municipal, o que produziu contornos variados e dimensões diferenciadas. Estas superfícies foram obtidas para o núcleo urbano de Lages, com enfoque no entorno dos rios Carahá e Ponte Grande.

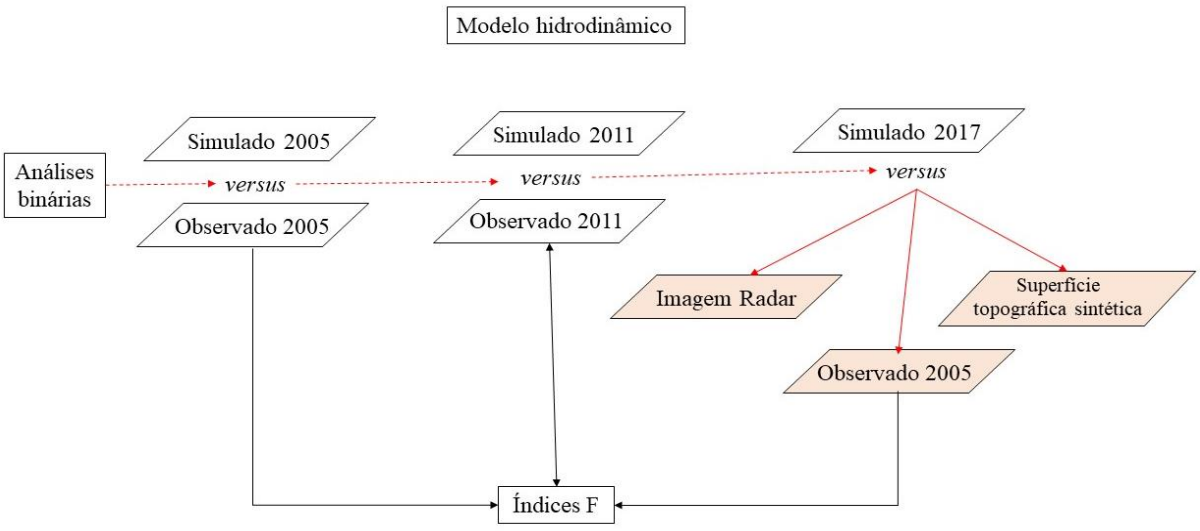
A simulação de 2017 não possui superfícies observadas. Para fins de análise foram comparados os pixels de superfícies de inundação extraídos de uma cena do radar Sentinel-1

obtidas para a data de 06 de junho de 2017, posterior ao pico do hidrograma do evento. Apesar de esta imagem fornecer importantes indícios sobre o comportamento da inundação, não foi possível utilizar os polígonos de água obtidos, devido à sua dispersão pela área de inundações. Para o cálculo dos índices de desempenho binários são necessários rasters inteiros da superfície da inundação, porém a imagem SAR forneceu apenas agrupamentos de pixels isolados.

Outras duas tentativas de análise foram consideradas. A primeira delas consistiu em utilizar uma superfície sintética (1), construída para a delimitação da área de inundação, a partir da coleta das altitudes máximas observadas na data do evento. Estas altitudes foram informadas pelos moradores dos locais inundados. No entanto, a avaliação de uma mancha de inundação a partir de cotas topográficas pode apresentar limitações, devido ao fato de que a onda de cheia é governada por fenômenos mais complexos que a topografia do terreno (Figura 39).

A segunda alternativa (2) consistiu da utilização da mancha observada existente para o evento de 2005 como área de comparação binária. Os resultados dos testes de avaliação utilizando-se estas duas alternativas são apresentados na Tabela 23.

Figura 39 – Etapas de análise comparativa entre as superfícies de inundação observadas e simuladas.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

Todos os eventos foram simulados para uma área de dimensões elevadas (67,9 km²), no entanto, as manchas obtidas foram recortadas para fins de comparação com aquelas observadas. Este procedimento evitou erros grosseiros durante o cálculo dos índices de avaliação binários.

A Tabela 23 apresenta resultados em termos percentuais dos índices de avaliação binários. Sua obtenção foi realizada através de ferramentas de manipulação de rasters no

ArcGIS. Os resultados da avaliação do evento de 2017 são apresentados com o índice (1) quando os valores são comparados à superfície sintética, ou (2) quando há comparação com a superfície observada no evento de 2005.

Tabela 23 – Performance do modelo hidrodinâmico em termos de área e percentual para os índices A, B e C da tabela de contigências.

Evento	AS (km²)	AO (km²)	AS/AO	A(%)	B(%)	C(%)
2005	1,94	2,54	0,77	92,61	7,40	38,71
2011	1,26	1,39	0,90	80,36	19,62	29,94
2017 (1)	15,11	23,48	0,64	100	0	55,35
2017 (2)	2,43	2,54	0,95	87,90	11,93	16,60

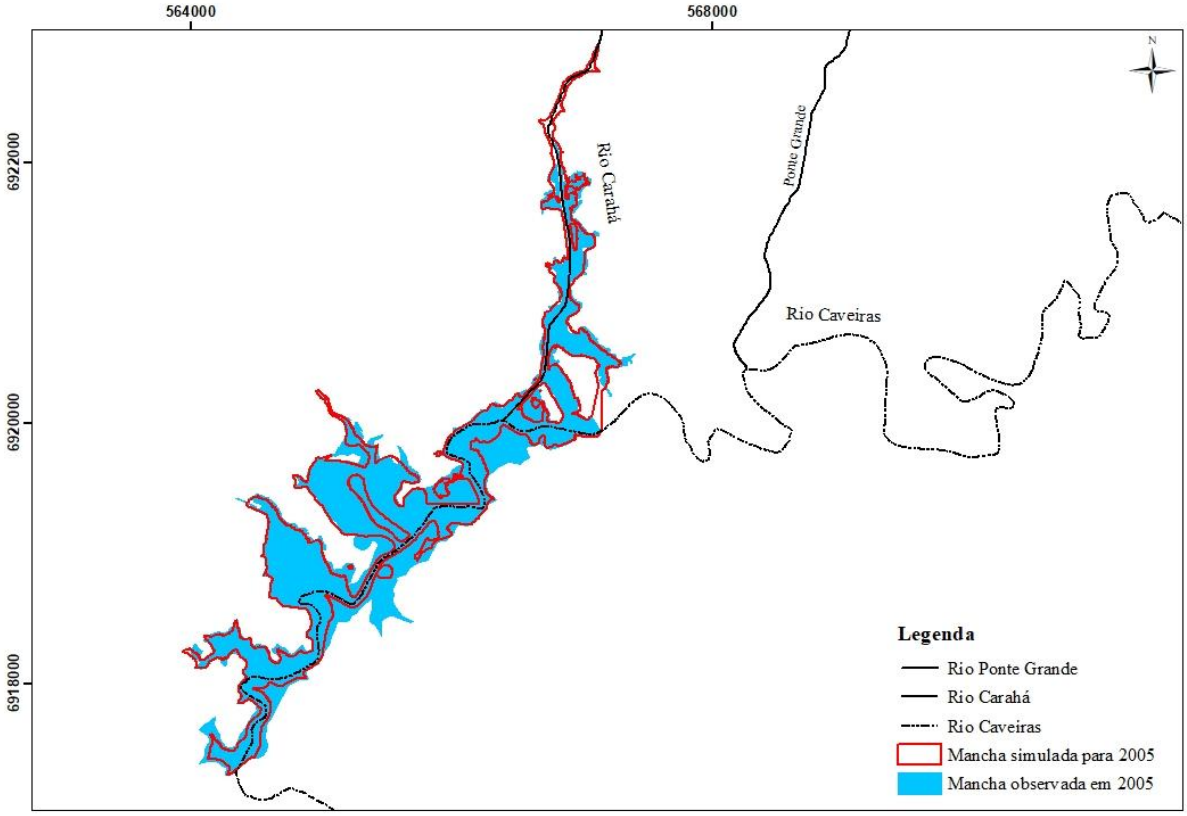
Fonte: Elaborado pela autora, 2018.
Nota: AS significa área simulada e AO significa área observada; a letra A indica o percentual de células corretamente simuladas, B significa o percentual de células superprevistas e C indica o percentual de células subprevistas.

O índice AS/AO indica a relação entre as áreas observadas e as simuladas pelo modelo hidrodinâmico. A simulação de 2005 é representada de forma satisfatória pelo modelo, enquanto os eventos de 2011 e 2017(2) possuem representações muito boas, com relação de áreas de 0,90 e 0,95, respectivamente. Índices abaixo de 1, como apontado por Moya Quiroga et al. (2016), denotam que o modelo não considerou o aporte das vazões oriundas de trechos de canais afluentes. Dado o enfoque deste trabalho, que desconsidera as vazões das sub-bacias dos rios Carahá e Ponte Grande, estes resultados podem ser considerados muito bons.

As figuras 40, 42 e 45 apresentam as superfícies de inundação simuladas e observadas para os eventos de 2005, 2011 e 2017. As figuras 41, 43 e 46, indicam o comportamento dos índices de avaliação do desempenho destas simulações.

O evento de 2005 possui boa representação do espalhamento da mancha de inundação quando comparado ao observado. A única parte do núcleo urbano de Lages, mapeada na época do evento é o rio Carahá, e por isto o rio Ponte Grande não é incluído na superfície de inundação. A representação da superfície simulada no entorno deste rio é bastante aproximada, no entanto, a simulação não mantém esta aproximação nos trechos de jusante.

Figura 40 – Superfície de inundação simulada e observada para o evento de 2005.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

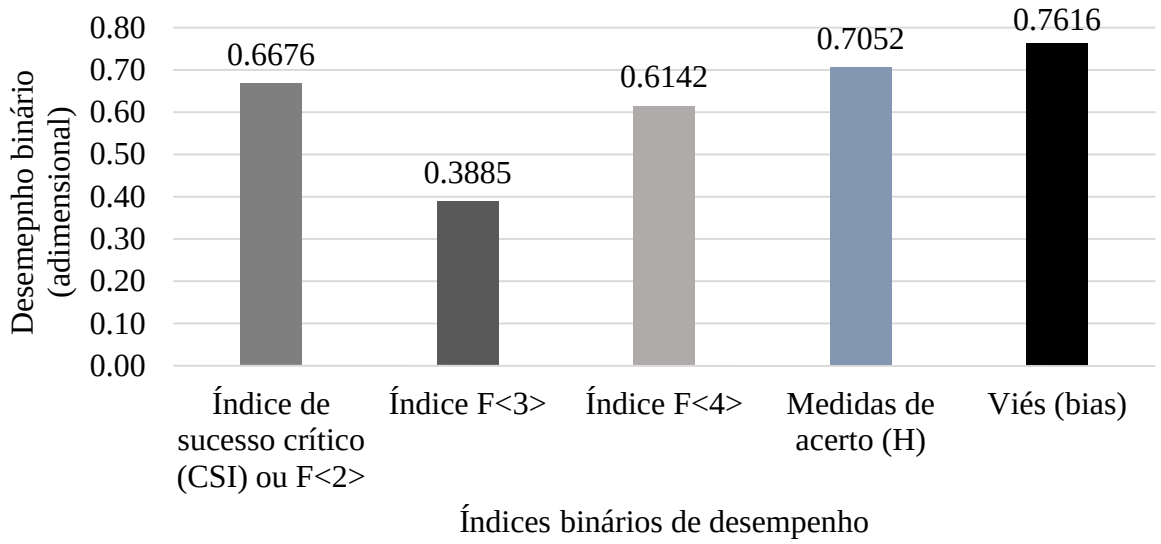
Existe diminuição da qualidade da simulação quando se considera que uma área bastante extensa não foi representada adequadamente, apesar dos acertos nas proximidades do rio Carahá. Diversas causas podem ser atribuídas para este resultado, a primeira delas é a qualidade do mapeamento realizado concomitantemente ao evento de inundação. A superfície fornecida pela Prefeitura Municipal de Lages foi complementada pela equipe do próprio laboratório de hidrologia da UDESC/CAV. A superfície original foi tomada como referência, porém foi extrapolada em alguns pontos faltantes, a partir de curvas de nível indicadas em seus atributos.

Os trechos da margem esquerda do rio Caveiras foram extrapolados durante sua delimitação, devido ao fato de que nestes locais as margens são constituídas por matas fechadas e não existe acesso por via terrestre.

Ainda, a simulação com um único valor de rugosidade tanto para as margens como para o leito do rio Caveiras pode ser insuficiente. Chow (1959) apresenta tabelas com parâmetros de coeficiente de rugosidade que variam de 0,08 a 0,2 em locais de vegetação densa. Tais resultados sugerem que simulações com valor único de Manning pode causar baixa eficiência em locais florestados.

A superfície simulada a jusante do ponto CH, ao longo do rio Caveiras, acompanha o extravasamento do canal, mas não extrapola a calha segundo as dimensões representadas pela superfície oficial. Os índices de desempenho associados à avaliação deste evento demonstram tal comportamento (Figura 41).

Figura 41 – Índices de desempenho para a área inundada durante o evento de 2005.

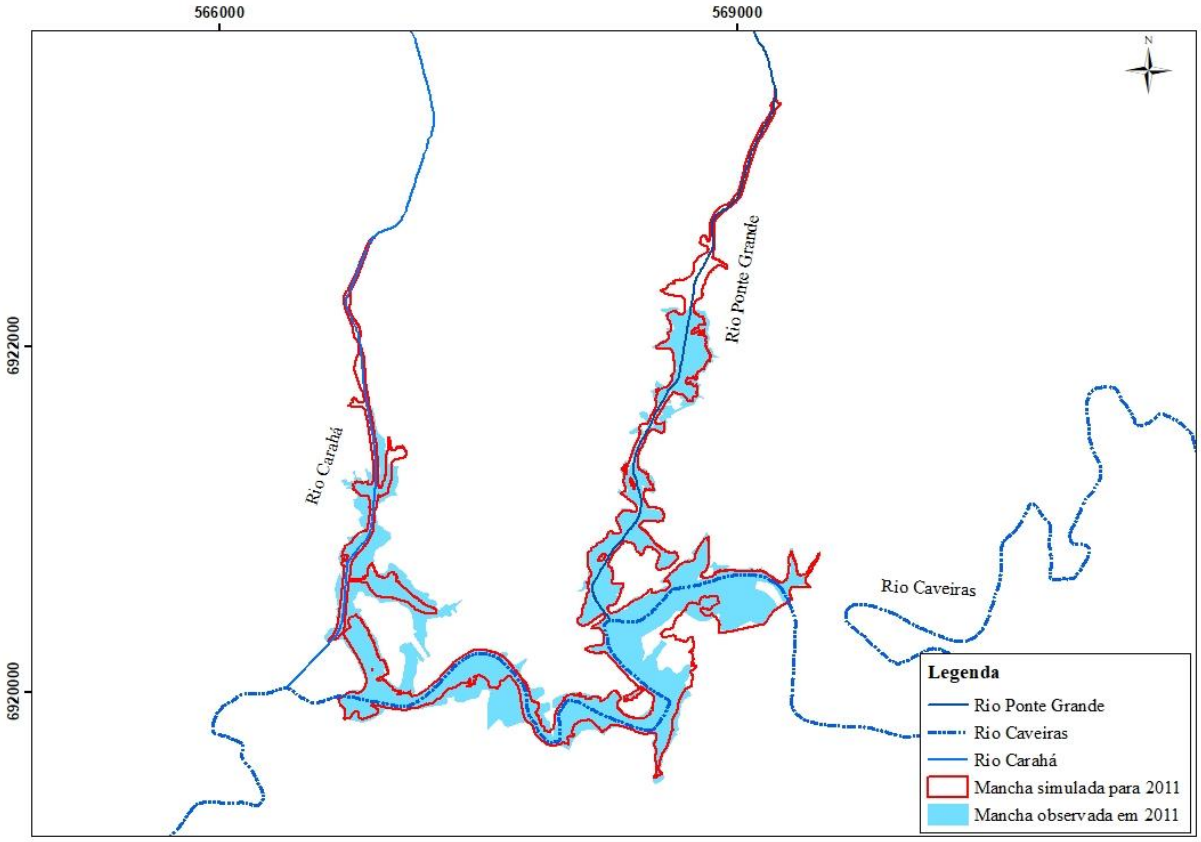


Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

Os índices de desempenho da simulação para o evento de 2005 podem ser considerados medianos, indicando que existe uma diferença significativa entre o número de células observadas e simuladas. Devido à uma maior área de células pertencentes ao item C, o valor do índice $F^{<3>}$ é bastante baixo quando comparado ao $F^{<4>}$, demonstrando que houve grande subpredição de dados nesta simulação.

O índice de medidas de acerto (H) indica que cerca de 70% da mancha de inundação foi corretamente prevista. O viés da simulação (0,7616) indica maior subpredição de áreas, pois seu valor permanece abaixo de 1.

Figura 42 – Superfície de inundação simulada e observada para o evento de 2011.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

A superfície de inundação simulada para o evento de 2011 (Figura 42) aproxima-se bastante da observada na maioria das áreas de extrapolação da calha do canal dos rios urbanos. Para este evento, houve mapeamento de ambos os rios Carahá e Ponte Grande.

O recorte da superfície de inundação simulada nas áreas de montante do rio Caveiras, conduz à superpredição de valores simulados em certos segmentos. Além disto, o comportamento de superpredição de áreas inundadas também é verificado nos canais urbanos, onde a mancha se prolonga além dos limites reais nos trechos de montante dos rios Carahá e Ponte Grande. Este efeito é compensado pela subpredição das manchas em trechos de jusante dos mesmos canais e na região denominada de Entre Rios.

Nesta situação, verifica-se que a ausência de estruturas hidráulicas na composição do modelo pode ser fator influente nos resultados. A superfície de inundação observada apresenta estrangulamentos em locais onde existem pontes e estruturas que funcionam como barreiras ao escoamento, devido ao MDT que consegue capturar locais de gargalos de estruturas hidráulicas. Nas simulações efetuadas foram desconsideradas as estruturas de pontes e galerias, devido ao

fato de que o software HEC-RAS não as representa de forma detalhada na versão utilizada (5.0.3).

Nesta versão do software, as pontes inseridas no meio das malhas 2D não influenciam o escoamento, nem o estrangulam de forma acentuada, pois as dimensões reais destas estruturas não podem ser incluídas na geometria. O MDT utilizado nas simulações apresenta pontos onde há estrangulamento suave da superfície da onda de inundação, devido ao aterramento e às modificações no terreno. No entanto, não há detalhamento de estruturas de pilares, taludes laterais, e outros itens que modificam ou interrompem o fluxo de maneira mais evidente.

As pontes não foram representadas nas simulações devido às limitações da malha bidimensional. Na versão utilizada, as pontes são construídas dentro da malha, porém seu comprimento não é considerado, pois a linha que representa a estrutura é alocada nas faces de células adjacentes. Isto faz com que o fluxo da água não atravesse um canal estrangulado, mas uma linha estrangulada. Segundo a USACE (2018), este tipo de limitação foi superado na nova versão do software (5.0.5), em que o analista pode fornecer as coordenadas de entrada e de saída do fluxo de água, e indicar que no meio destas existe uma estrutura hidráulica que contrai o fluxo.

A análise visual do espalhamento da superfície, principalmente nas proximidades do rio Carahá, apresenta indícios de que a contribuição maior para a inundação nesta área não seja totalmente oriunda do rio Caveiras, mas da própria contribuição do escoamento superficial desta sub-bacia. No entanto, esta contribuição foi desconsiderada durante as simulações.

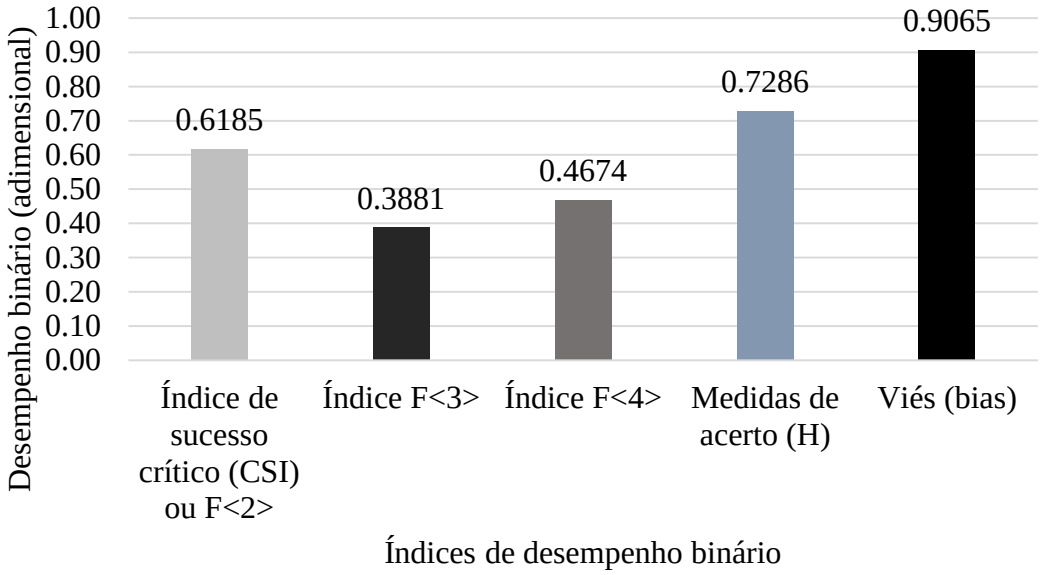
Este comportamento é recorrente em modelos hidrodinâmicos, principalmente nos unidimensionais, que não permitiam contribuições laterais provenientes de canais afluentes aos rios principais (COSTABILE; MACCHIONE, 2015).

Os índices de avaliação binários são apresentados na Figura 43. O valor do índice $F^{<2>,}$ aponta uma qualidade mediana nos acertos de pixels observados e simulados. O valor de $F^{<3>}$ é o mais baixo de todos, evidenciando que existe uma evidente subpredição de áreas inundadas, quando comparado ao observado. O valor de $F^{<4>}$ também é baixo, o que denota alguns locais de superpredição.

O Índice de Sucesso Crítico é mediano (0,6185) e o viés da simulação com valor de 0,9065, próximo ao valor de 1, indica pouco desbalanço entre o número de pixels das categorias B e C da simulação, conforme verifica-se na Tabela 21. Uma simulação com viés próximo de 1, demonstra que os pixels de B e C se compensam em certa medida.

Por fim, o parâmetro de medida de acerto (H), com porcentagem de 72% pode ser considerado bom nesta simulação, ponderando-se que a própria calibração dos hidrogramas pelo modelo hidrológico no HEC-HMS também obteve resultados medianos.

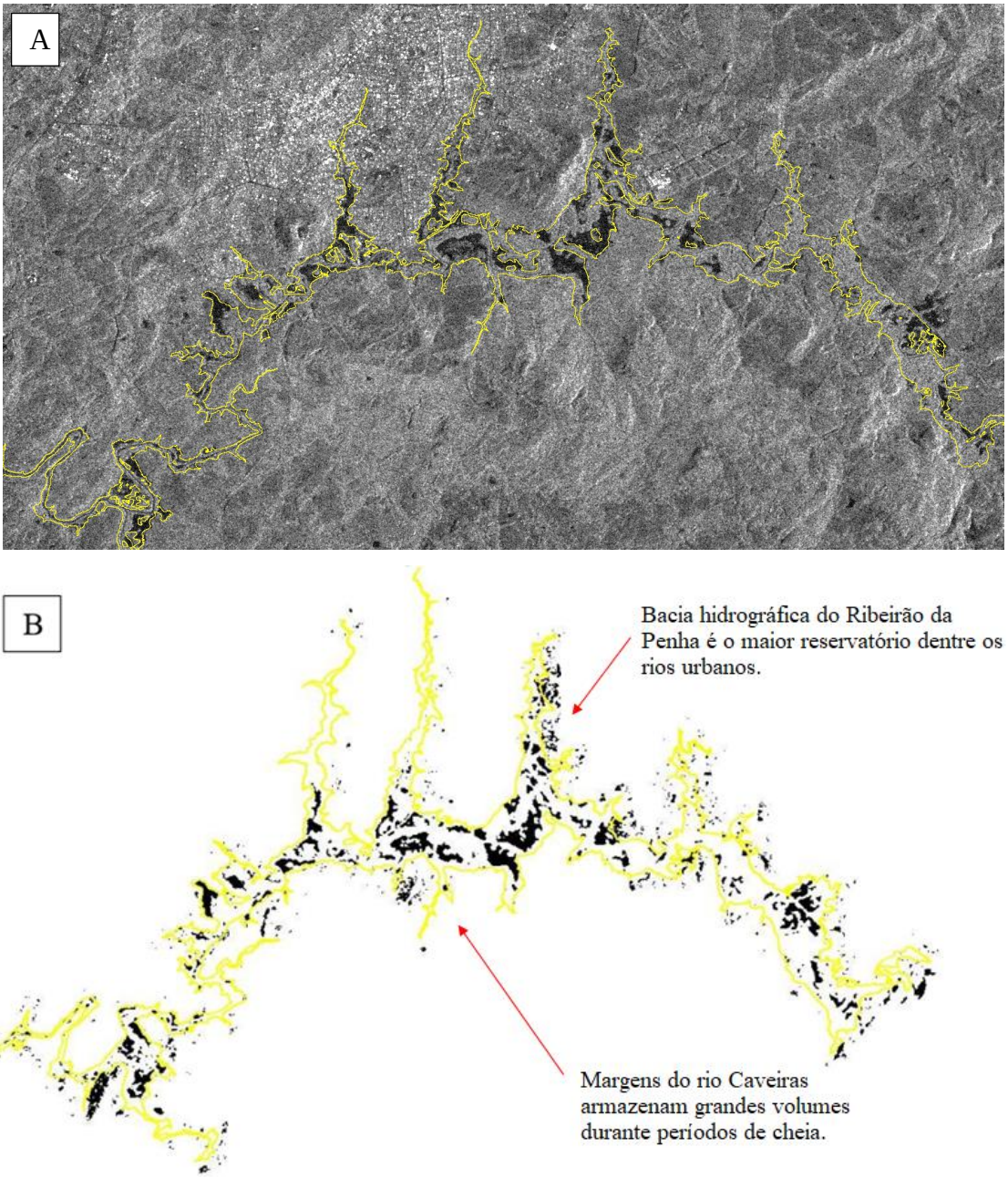
Figura 43 – Índices de desempenho $F^{<2>}$, $F^{<3>}$, $F^{<4>}$, medidas de acerto e viés para a área inundada durante o evento de 2011.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

Para a avaliação do evento de 2017, cogitou-se utilizar uma imagem de radar do evento, que contivesse as superfícies de inundação bem delineadas. No entanto, a única imagem disponível para este evento é de 06 de junho de 2017, ou seja, um dia após o pico da vazão do hidrograma, e a qualidade dos resultados obtidos após o processamento desta imagem pode ser utilizada para algumas análises sobre o evento ocorrido, porém não pode ser utilizada para a obtenção dos índices de desempenho binários. A Figura 44 apresenta a imagem do evento e as manchas de água extraídas.

Figura 44 – Imagem do sensor Sentinel-1 com os limites da superfície de inundação obtida após a simulação do evento de 2017 (A), e as manchas de água extraídas após processamento (B) comparadas à superfície sintética construída.



Fonte: elaborado pela autora a partir de dados de sensoriamento remoto da ESA, 2018.

A imagem do sensor Sentinel-1 permite inferir que a planície de inundação do Sistema Ponte Velha funciona como um grande reservatório de armazenamento de água após as inundações. Existem três grandes afluentes do rio Caveiras: os rios Carahá, Ponte Grande e Ribeirão da Penha largamente afetados pela inundação, principalmente este último canal, de menor porte.

A bacia do Ribeirão da Penha, funciona como o maior reservatório de água dentre as três sub-bacias ao norte do Sistema. Este armazenamento pode ser causado pela composição da superfície da área, onde predominam classes de floresta nativa, floresta plantada e campo nativo. A manutenção da vegetação nesta sub-bacia torna esta área de relevante interesse para a preservação, pois sua existência à montante das regiões urbanizadas produz o amortecimento das inundações.

Assim como o Ribeirão da Penha, as sub-bacias dos rios Carahá e Ponte Grande também são locais de armazenamento natural, que foram transformados pelo homem em processos de modificação do uso da terra, impermeabilização do solo, aterramento de áreas inundáveis, construção de estruturas transversais ao fluxo da água, entre outros. Nos trechos em que a onda de inundação oriunda do rio Caveiras adentra os canais urbanos, uma alternativa disponível é a construção de barreiras físicas. Estas barreiras podem ser diques de contenção, ou barragens de controle de entrada de água nos afluentes, semelhante ao que é feito nos canais do Old River, no rio Mississipi, Estados Unidos (WEEKS, 2016).

A extensão da superfície sintética construída após a coleta de dados a campo é confirmada nesta imagem (Figura 44B), o que evidencia grande espalhamento da inundação na margem esquerda do rio Caveiras. Nestes locais não há acesso terrestre, assim, a imagem auxilia a confirmar as suposições iniciais da extensão da inundação em 2017.

Neste evento, o entorno do rio Caveiras também atua como uma área de armazenamento dos volumes escoados. Ou seja, a planície de inundação possui inúmeros locais de armazenamento de água, que ainda não estão ocupados. A identificação destes locais é de suma importância, evitando a ocupação humana, que se submete aos perigos de residir em áreas de armazenamento naturais. Além disto, sua identificação promove a consciência de sua existência, e da importância da preservação.

A idealização de medidas estruturais de combate às inundações que acometem a região urbana de Lages, deve considerar que estes reservatórios naturais existem e cumprem seu papel durante os eventos críticos. Para tanto, o uso de imagens SAR é uma importante fonte de informações sobre o comportamento dos volumes de água que são armazenados na planície de inundações.

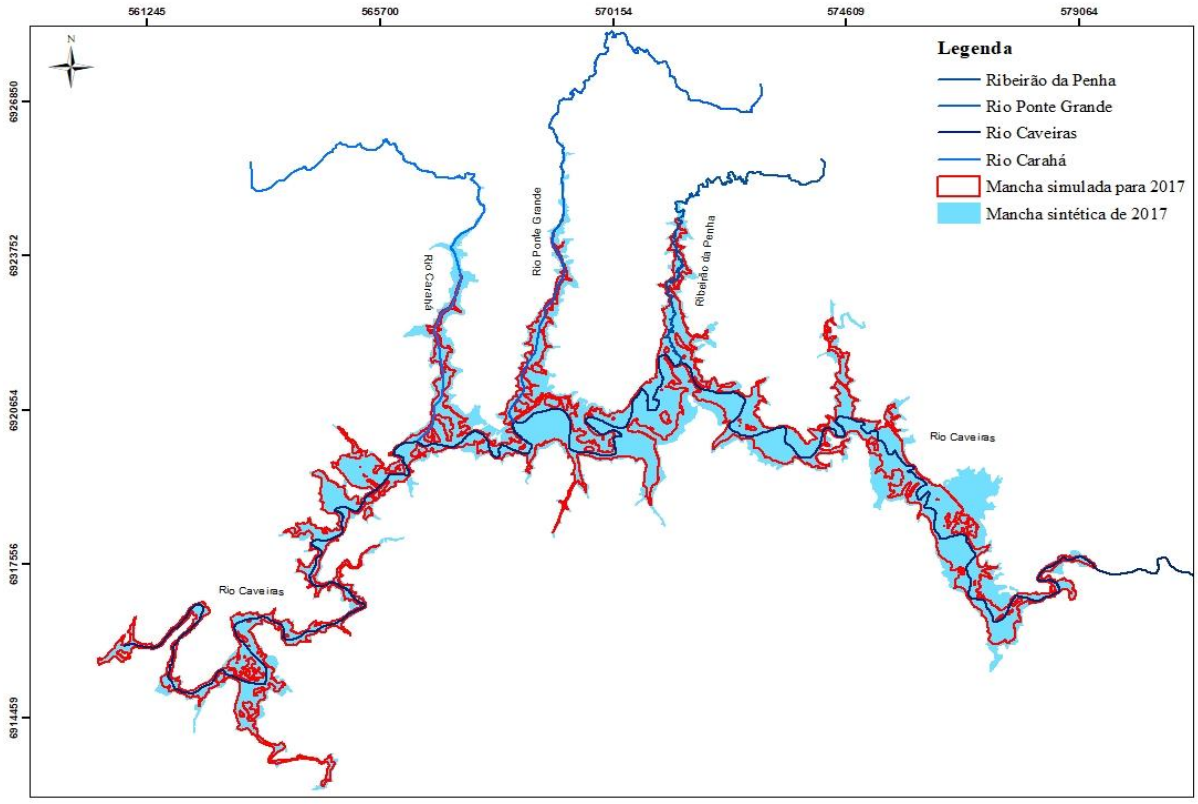
Ainda hoje, o mapeamento de manchas de inundações através do uso de imagens SAR é um processo que apresenta elevada dificuldade. O processamento deste tipo de imagem ainda é um campo novo da geomática, requerendo maiores estudos sobre a aplicação de filtros e remoção de ruídos de imageamento (GARRAFIEL, 2018).

Apesar de não ser o foco deste estudo, a busca por métodos alternativos de avaliação de áreas inundadas é um tema bastante recente, e recomenda-se futuramente a melhoria nas técnicas de processamento ou a utilização de imagens de outros sensores SAR, a fim de utilizar dados relacionados ao evento de 2017.

A avaliação da inundação deste evento pelo primeiro método alternativo é apresentada na Figura 45. Associado ao parâmetro B da avaliação de 2017(1) – que é indicado como zero na Tabela 21 –, deve-se evidenciar que a extensão máxima da inundação neste evento nunca ultrapassou as bordas da superfície sintética.

Tal constatação impediu que os resultados dos índices de desempenho do modelo fossem considerados satisfatórios, pois um dos parâmetros de cálculo das equações era nulo. Portanto, a segunda alternativa de avaliação foi utilizada, conduzindo a melhores resultados.

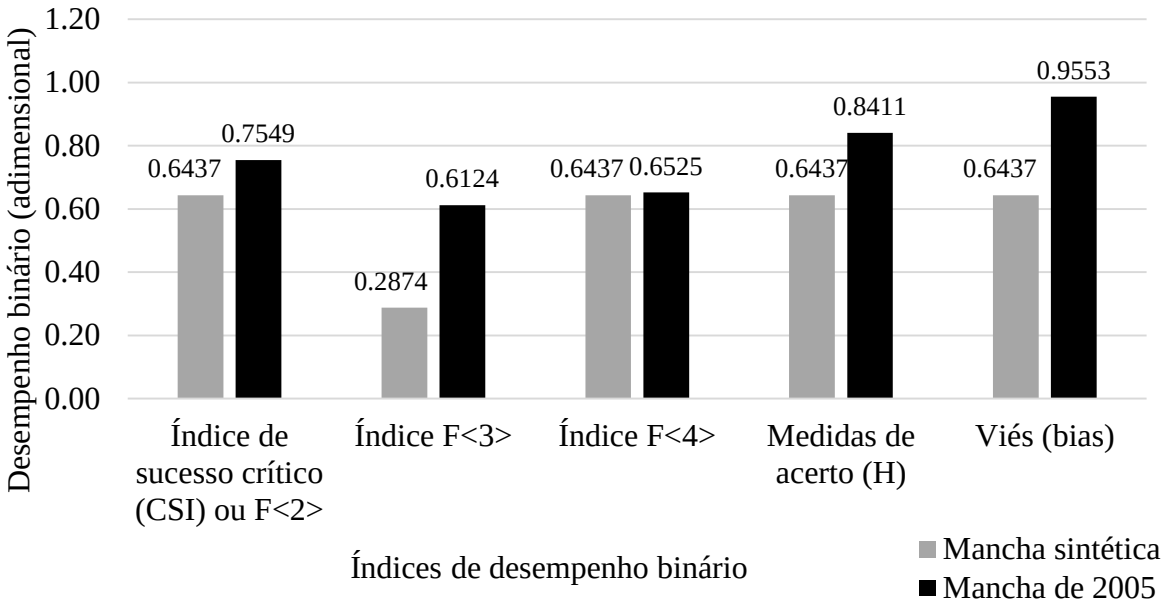
Figura 45 – Superfícies de inundação simulada e sintética para o evento de 2017.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

Os índices de desempenho binários de ambos os testes de avaliação do evento de 2017 são apresentados na Figura 46.

Figura 46 – Índices de desempenho para o evento de 2017 utilizando-se de dois métodos de avaliação da simulação.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

A utilização de uma superfície sintética com dimensões maiores do que a própria inundação atingiu, demonstrou não ser adequada. Todos os parâmetros de desempenho são afetados pela ausência do valor B, impactando principalmente o índice $F^{<3>}$. O seu valor de 0,2874 indica uma elevada subpredição de pixels associada à uma mancha sintética muito grande para o evento.

A avaliação da simulação de 2017, utilizando-se da superfície observada em 2005, obteve um conjunto de índices melhores. O índice de sucesso crítico de 0,7549 é bastante relevante, pois um valor acima de 0,7 não fora obtido na avaliação dos eventos anteriores.

Os índices $F^{<3>}$ e $F^{<4>}$ possuem valores muito próximos, e ao mesmo tempo longe de 1, o que índica a existência de superpredição e de subpredição em certos locais, porém em níveis baixos. As medidas de acerto (H) indicam que a mancha de 2017 pode ser validada com 84% de correspondência de pixels. Por fim, o viés da simulação é pequeno, pois o valor de 0,9553 representa um ótimo balanço de pixels B e C na simulação, com pouca subpredição de áreas.

Estes resultados de avaliação do evento de 2017, utilizando a superfície observada do evento de 2005, apontam que ambos os eventos possuem semelhanças em termos de comportamento da onda de inundação. Isto pode ser causado pelo comportamento dos

hidrogramas simulados para estes dois eventos, que possuem picos de vazão bem definidos, e recessões com queda acentuada.

Existe tendência de que ao aumentarem-se as vazões dos hidrogramas simulados, e as suas alturas associadas, os modelos hidrodinâmicos tenham maiores acertos (MOMO, 2016). O rendimento dos modelos é diretamente proporcional ao tamanho dos eventos simulados, sendo, portanto, mais difícil simular com precisão os eventos de menor porte.

Considerando-se ainda que o conjunto de parâmetros do modelo hidrodinâmico, calibrado para 2005 após a análise de sensibilidade, representa bem o comportamento dos eventos de 2011 e 2017, é possível deduzir que novos eventos de precipitação com comportamento de distribuição espacial semelhante podem ser simulados com bons resultados gerais por este mesmo conjunto de parâmetros. Nesta abordagem de influência do rio Caveiras sobre os canais urbanos, a malha regular de 50 m e o valor de coeficiente de rugosidade de 0,07 são ideais. Em simulações que considerem outros aportes de água na planície, pode ser necessário novo ajuste destes valores.

Algumas análises sobre o comportamento dos eventos de inundação são descritas nas seções a seguir. Elas apresentam breves discussões sobre alguns valores máximos atingidos pelas ondas de inundação, o que pode evidenciar a periculosidade destes fenômenos sob certos aspectos. A predição do comportamento de ondas de inundação a partir de eventos passados é imprescindível, pois permite verificar semelhanças, diferenças e padrões de repetição.

4.4.2 Superfície de elevação da lâmina d’água (WSE) e profundidades máximas

A superfície de elevação da lâmina d’água é também denominada de WSE. Esta medida pode ser associada às profundidades de escoamento máximas atingidas durantes os eventos simulados. A profundidade é representada em termos de altura de inundação, considerando-se como referência a cota de fundo do canal com metragem igual a zero, enquanto a elevação da superfície da água é representada em termos de cota de inundação associadas ao terreno.

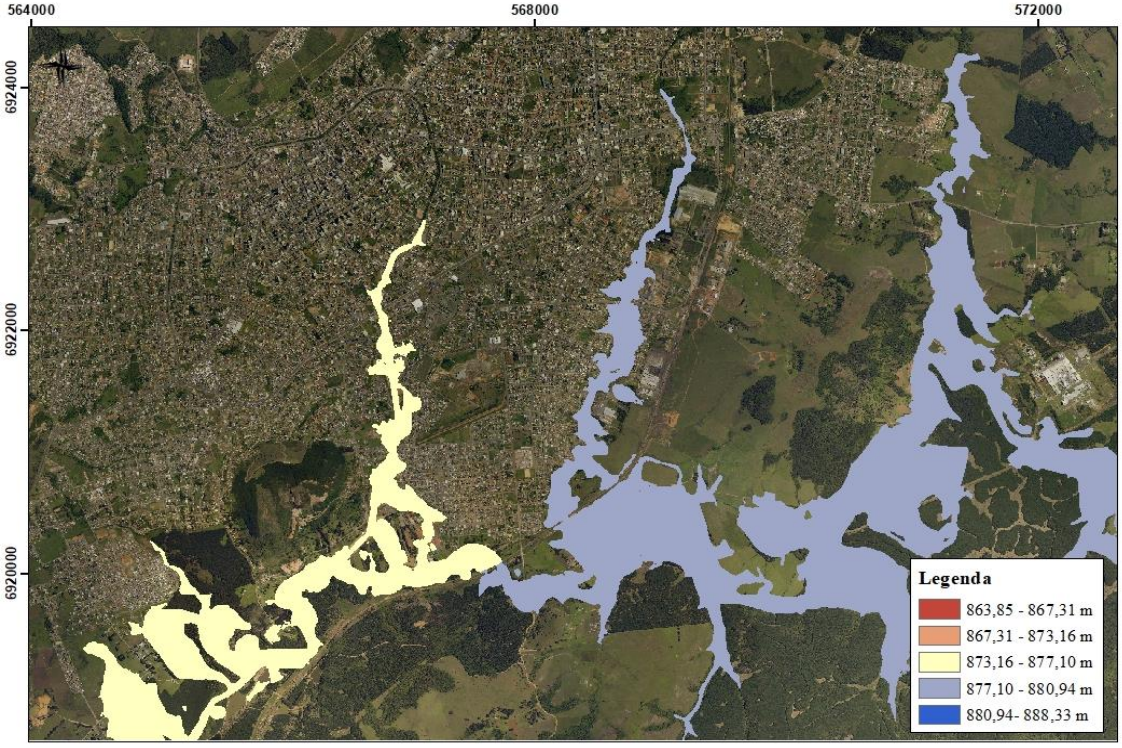
Existem diferenças conceituais importantes entre os termos cota e altitude, portanto, optou-se por utilizar a nomenclatura altitude ao referir-se aos valores de WSE, em virtude de os valores estarem atrelados ao MDT projetado no sistema SIRGAS 2000. Os valores apresentados não estão associados às alturas ortométricas referidas ao marégrafo de Imbituba (SC).

Os resultados das simulações realizadas apresentam profundidades calculadas a partir do MDT e que não possui batimetria nos canais. Isto pode influenciar sobremaneira os dados discutidos nesta pesquisa, pois sabe-se que o MDT utilizado contabiliza como fundo de canal a altura da lâmina d'água existente no rio. Os modelos hidrodinâmicos compostos pelo conjunto MDT+batimetria+diques são aqueles que melhor representam as superfícies topográficas onde a simulação ocorre, e que para testes com o HEC-RAS, a altura e a forma da superfície de inundação podem ser controlados pela presença ou ausência de batimetria nos canais (AFSHARI et al., 2018).

Desta maneira, os resultados apresentados para os eventos podem ser comparados em termos relativos e não absolutos, pois existem erros verticais no MDT utilizado para as simulações. A superfície geoidal não varia significativamente no local de estudo, portanto, as diferenças entre alturas da superfície de elevação da lâmina d'água são provocadas pela diferença topográfica natural.

O evento de inundação de 2005 apresentou valores de superfície de elevação da lâmina d'água diferenciadas para os rios Carahá e Ponte Grande. O primeiro deles atinge o máximo de 877,10 m, enquanto o segundo chega a 880,94 m (Figura 47).

Figura 47 – Elevação da superfície da água para o evento de 2005.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

O rio Ponte Grande é caracterizado por possuir um estrangulamento em sua área de foz, o que produz aumento temporário na altura da lâmina d'água, até que toda o volume acumulado durante o evento de inundação seja expelido pelo local de saída. Este ponto de estrangulamento é caracterizado pela presença de uma galeria de concreto, construída para o direcionamento das vazões sob uma ferrovia que cruza o exutório da sub-bacia.

A profundidade máxima atingida pela inundação durante o evento de 2005 é de 8,57 m, principalmente no rio Caveiras nos trechos de jusante (Figura 48). Os rios urbanos atingem profundidades menores. O rio Carahá apresenta profundidades maiores no canal (7,8 m), principalmente na confluência com o rio Caveiras, e menores nas planícies (zero a 2,25 m) próximo às residências atingidas.

Uma tabela de avaliação das profundidades foi utilizada, a fim de atribuir a classificação dos resultados. Esta classificação é apresentada na Tabela 24 (MOYA QUIROGA et al., 2016). No evento de 2005, pode-se classificar a inundação como extremamente perigosa nas proximidades do exutório do Carahá, e medianamente perigosa em trechos de espalhamento próximo às áreas residenciais.

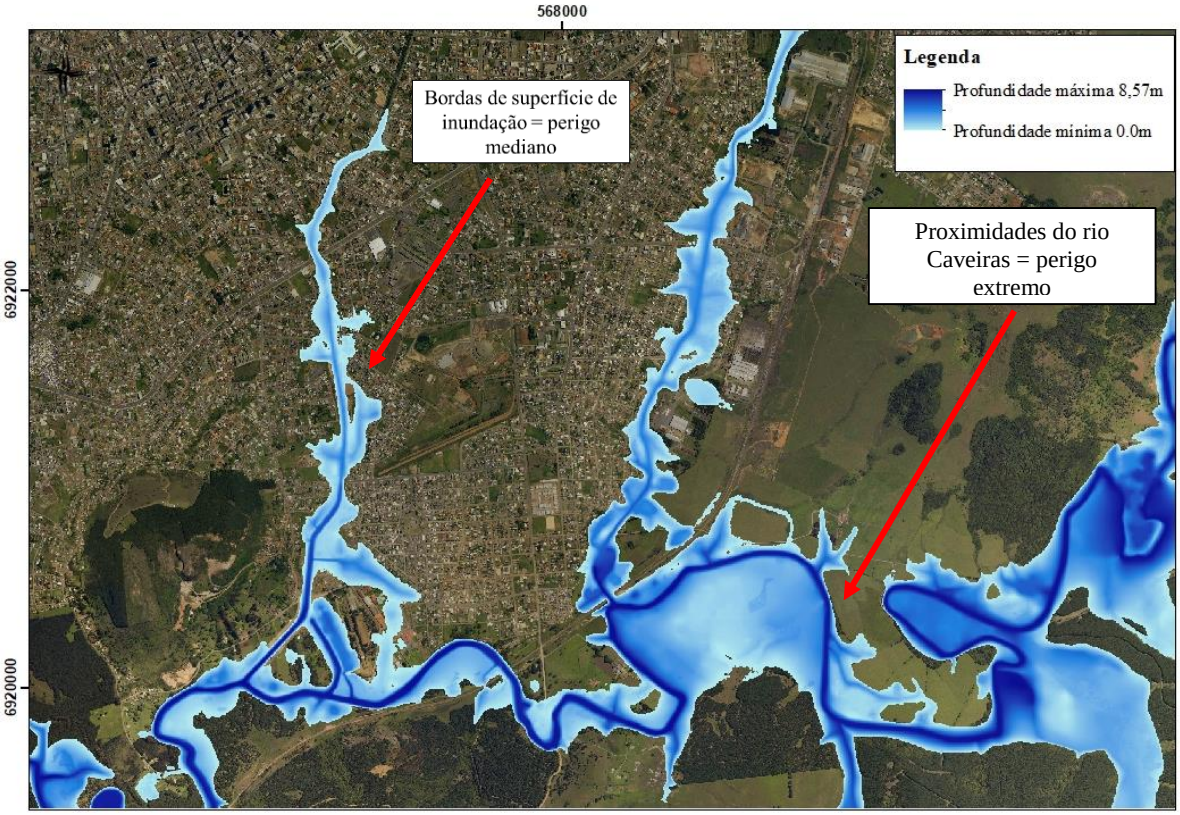
Tabela 24 – Classificação do perigo associado à inundação conforme a profundidade de ocorrência.

Classe de identificação	**Profundidade (m)**	**Perigo associado**
H1	<0,5	Muito baixo
H2	0,50 – 1,0	Baixo
H3	1,0 – 2,0	Médio
H4	2,0 – 5,0	Alto
H5	> 5,0	Extremo

Fonte: Moya Quiroga et al. (2016, p.29).

O rio Ponte Grande apresenta uma mancha de inundação mais longa que aquela exibida pelo rio Carahá. Durante as simulações, percebe-se que existe um comportamento hidrostático semelhante ao de vasos comunicantes, pois a entrada da água do rio Caveiras em ambos os rios é bastante semelhante durante o início da simulação. No entanto, após o pico dos eventos, verifica-se que o canal do rio Ponte Grande possui esvaziamento retardado, enquanto o rio Carahá inicia seu esvaziamento. Isto é provocado pelo grande acúmulo de água que é verificado nas proximidades do exutório do rio Ponte Grande, onde encontra-se uma grande área de armazenamento de volumes. No exutório do rio Carahá não se verifica o mesmo tipo de estrangulamento, pois não existe uma galeria de direcionamento do fluxo do rio como ocorre no rio Ponte Grande.

Figura 48 – Profundidades máximas simuladas atingidas durante o evento de inundação de 2005.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

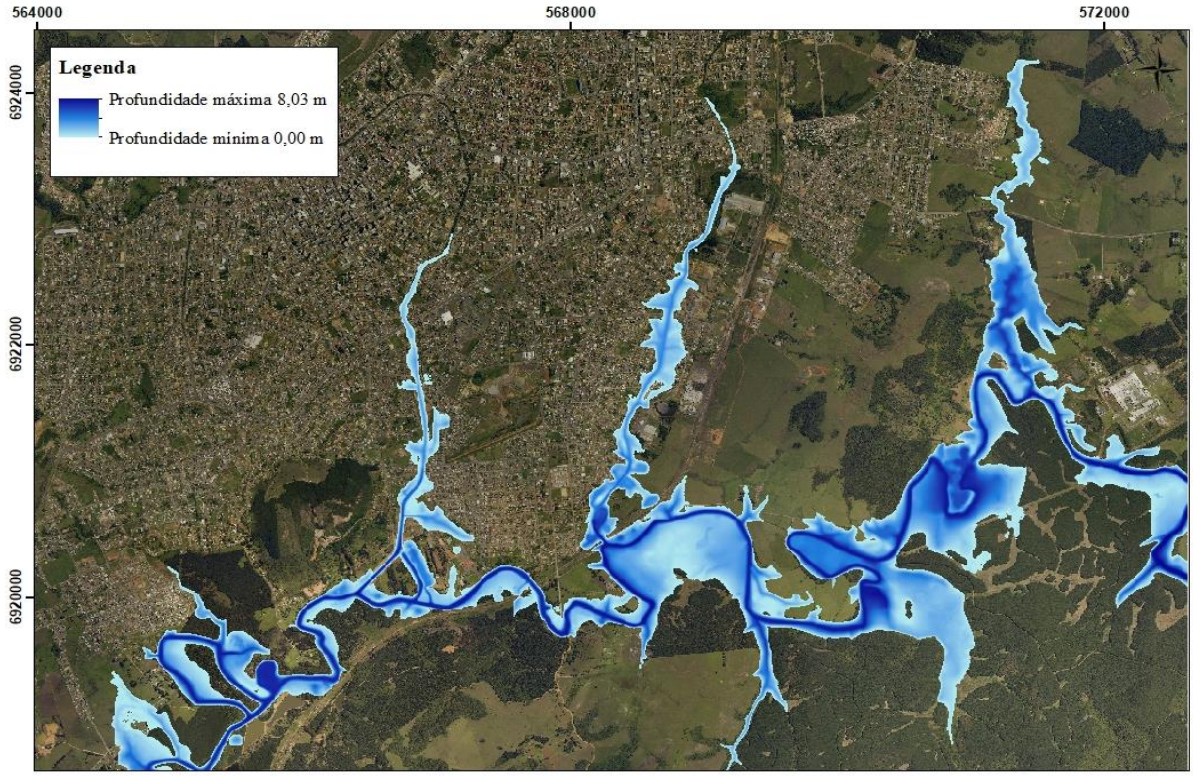
A grande planície de armazenamento existente nas proximidades do rio Ponte Grande realiza o amortecimento das vazões oriundas da sub-bacia Caveiras Lages. Esta região armazena grandes volumes de água, que poderiam vir a ampliar as inundações do rio Carahá. Portanto, deve-se reconhecer a importância da preservação desta grande área de amortecimento existente na bacia hidrográfica, pois a planície vegetada apresenta coeficiente de rugosidade elevado e conduz à frenagem da onda de inundação.

Quando se analisam os mapas de velocidade da onda de inundação conjuntamente aos mapas de profundidade e alturas de elevação, também se evidencia que a grande área de armazenamento existente nas proximidades do rio Ponte Grande é influenciada pela existência de uma espécie de “gargalo” de vazões.

Os meandros característicos da região, fazem com que o rio Caveiras possua nesta região, dois trechos de canais com angulação de 90°, que provocam a completa inversão do trânsito das vazões. Ou seja, após o exutório do rio Ponte Grande, o rio Caveiras segue em sentido noroeste-sudeste, porém depara-se com duas angulações elevadas que fazem com que o fluxo do canal siga em sentido sudeste-noroeste.

A avaliação do evento de 2011, demonstra que se atingiram as menores profundidades dentre todos os eventos mapeados. O mapa apresentado na Figura 49 demonstra que o valor máximo obtido durante as simulações foi de 8,03 metros (H5 = extremamente perigoso), nos trechos de jusante do rio Caveiras, devido à sua calha profunda. Na região do rio Carahá, as profundidades atingiram valores máximos nas proximidades do exutório, em torno de 7,25 metros (na calha do rio = H5 (extremamente perigoso), e valores menores na planície de inundação, chegando a 1,8 metros nas áreas residenciais. Nestas áreas, a inundação pode ser classificada como medianamente perigosa.

Figura 49 – Profundidades máximas simuladas atingidas durante o evento de inundação de 2011.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

A altitude de elevação da superfície da água neste evento, variou entre uma única classe para os dois rios urbanos: de 873,41 e 877,62 m de altitude (Figura 50).

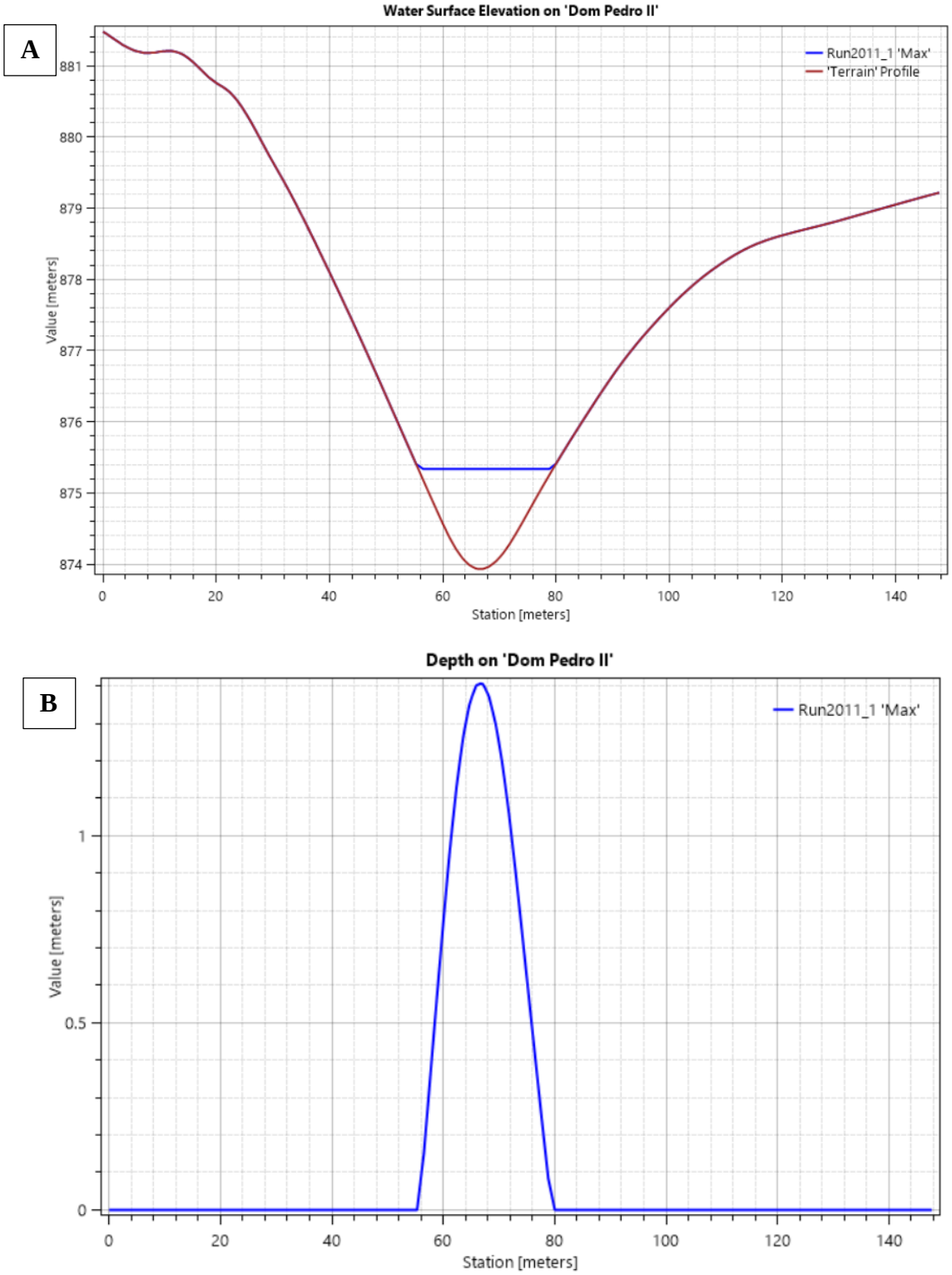
Figura 50 – Elevação da superfície da água para o evento de 2011.

Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

A Figura 51 apresenta a análise conjunta da profundidade associada à elevação da superfície da água para um trecho extraído na localização da ponte existente na Avenida Dom Pedro II. O gráfico de elevação da lâmina d'água demonstra que neste trecho atinge-se uma altitude de 875,34 m e uma profundidade máxima de 1,41 m.

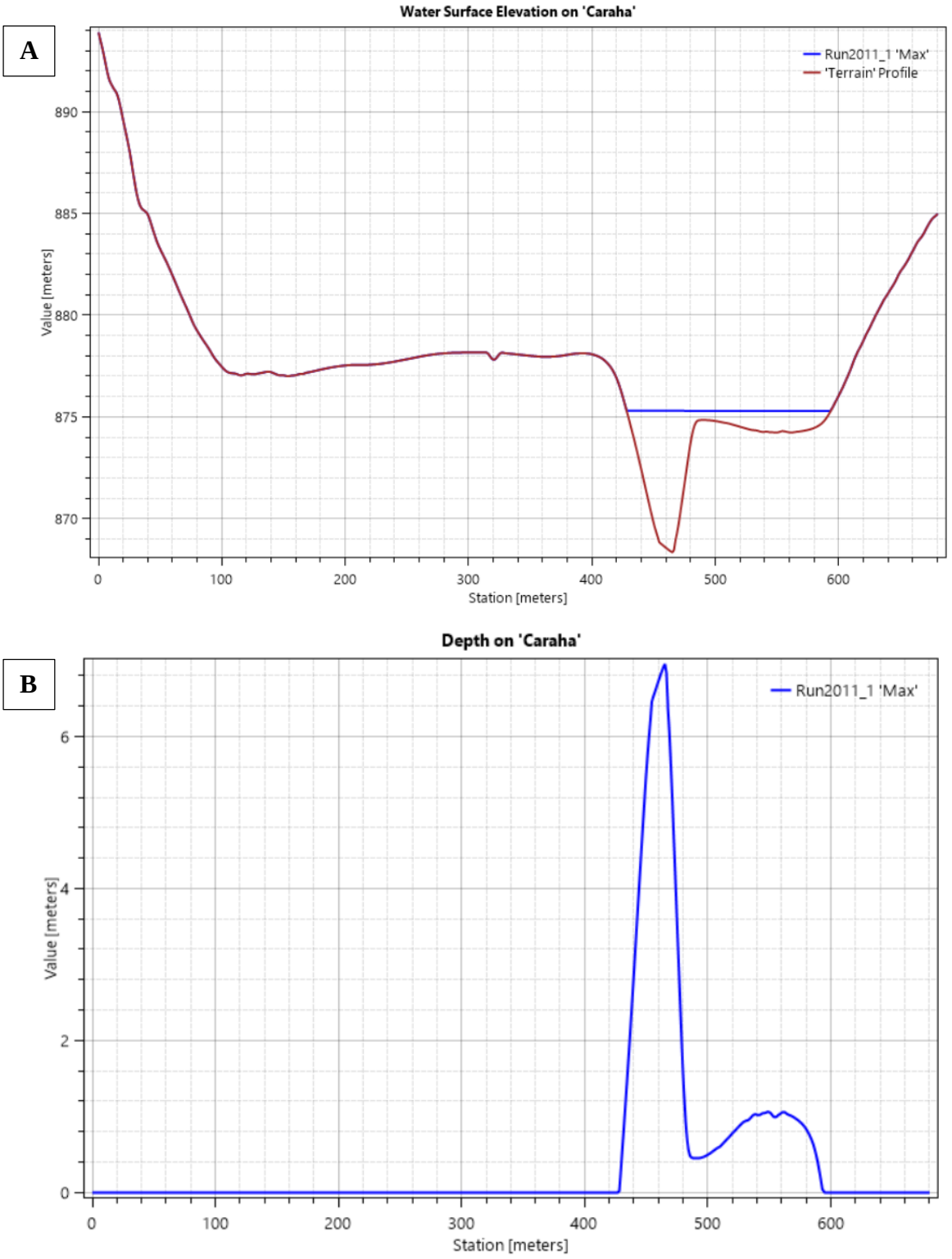
Para uma seção diferente do rio Carahá, nas proximidades do seu exutório, o comportamento das profundidades e da elevação da lâmina d'água são diferentes daquele descrito para a seção urbana. Isto quer dizer que apesar do mapa de WSE apresentar uma única coloração para toda uma ampla faixa de altitude de elevação da água, é necessário analisar individualmente os trechos de interesse. A Figura 52 apresenta estes resultados, ainda para a simulação de 2011. Neste caso, o valor de WSE é de 875,30 m e a profundidade na calha do rio atinge 6,95 m.

Figura 51 – Elevação da lâmina d'água (A) e profundidade máximas (B) para as proximidades da Av. Dom Pedro II para o evento simulado de 2011.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

Figura 52 – Elevação da lâmina d'água e profundidade máximas para as proximidades do ponto CH para o evento simulado de 2011.

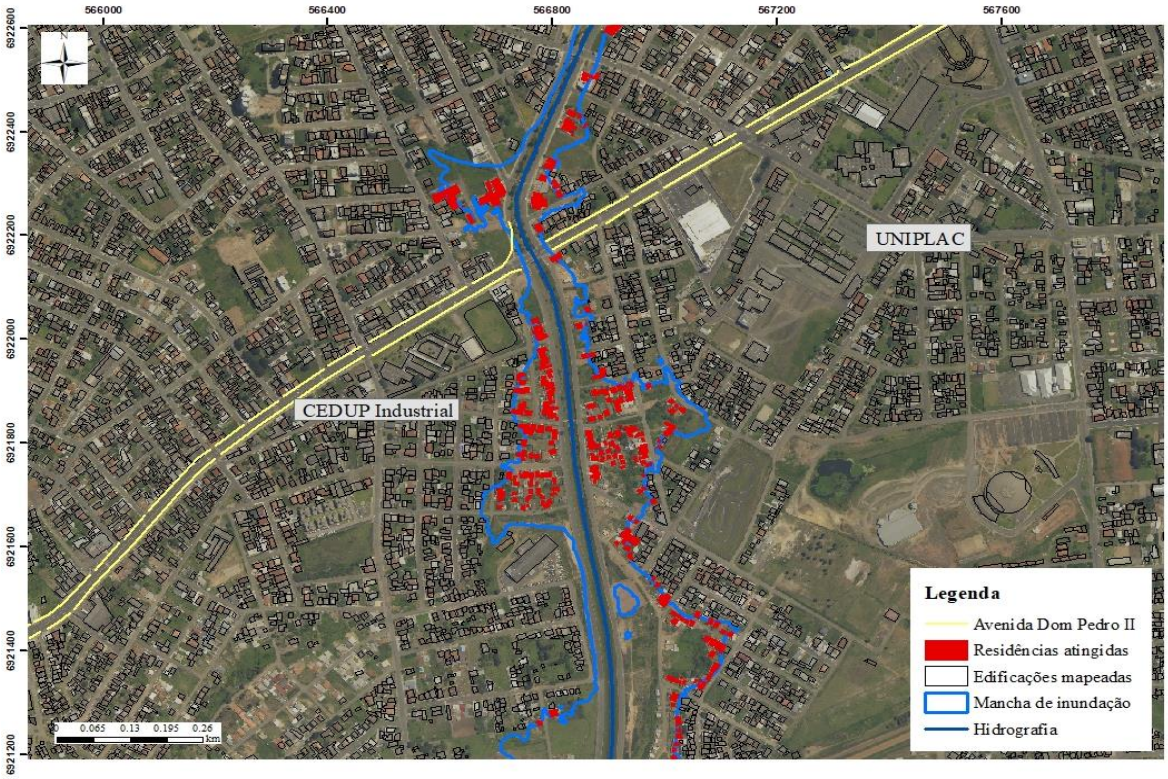


Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

De maneira geral, no entorno dos canais urbanos e, principalmente, no rio Caveiras a inundação é definida como extremamente perigosa. Enquanto, nos locais em que a inundação é menos profunda, a periculosidade varia de baixa a média. Apesar desta classificação, as residências atingidas durante estes eventos são extremamente impactadas. O software HEC-RAS permite a extração de perfis transversais em diversas seções, conforme a necessidade do analista.

O evento de inundação de 2017, que é considerado o maior dentre os três analisados, produziu resultados que levaram em consideração o espalhamento lateral da mancha de inundação. O confronto entre a localização das residências existentes na bacia hidrográfica do rio Carahá – através de mapeamento realizado no ano de 2005 pela Prefeitura Municipal de Lages – indica que aproximadamente 429 residências e/ou outras estruturas construídas no entorno do rio podem sofrer com a inundação. A Figura 53 apresenta em detalhe algumas residências afetadas nas proximidades da Av. Dom Pedro II, segundo a superfície simulada para o evento.

Figura 53 – Detalhe das residências atingidas pela inundação ocorrida em 2017 nas proximidades da Avenida Dom Pedro II.

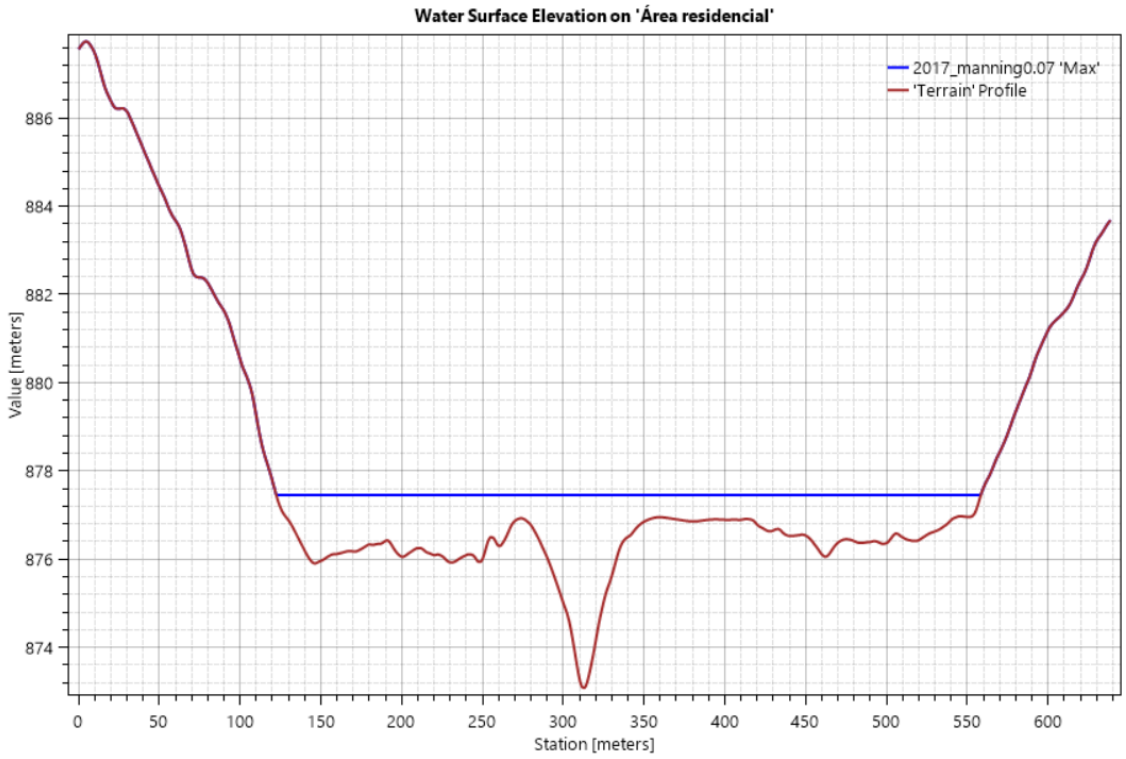


Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

Nestas residências a elevação da superfície da água e a profundidade da inundação atingiram valores de 877,46 m e 4,38 m, respectivamente. Quando associadas as profundidades de inundação e as velocidades de escoamento da onda de inundação, é possível inferir que o evento de 2017 teve potencial extremamente danoso às populações atingidas. Profundidades que ultrapassam 4 ou 5 metros oferecem danos permanentes às estruturas residenciais, e perigo de vida aos moradores.

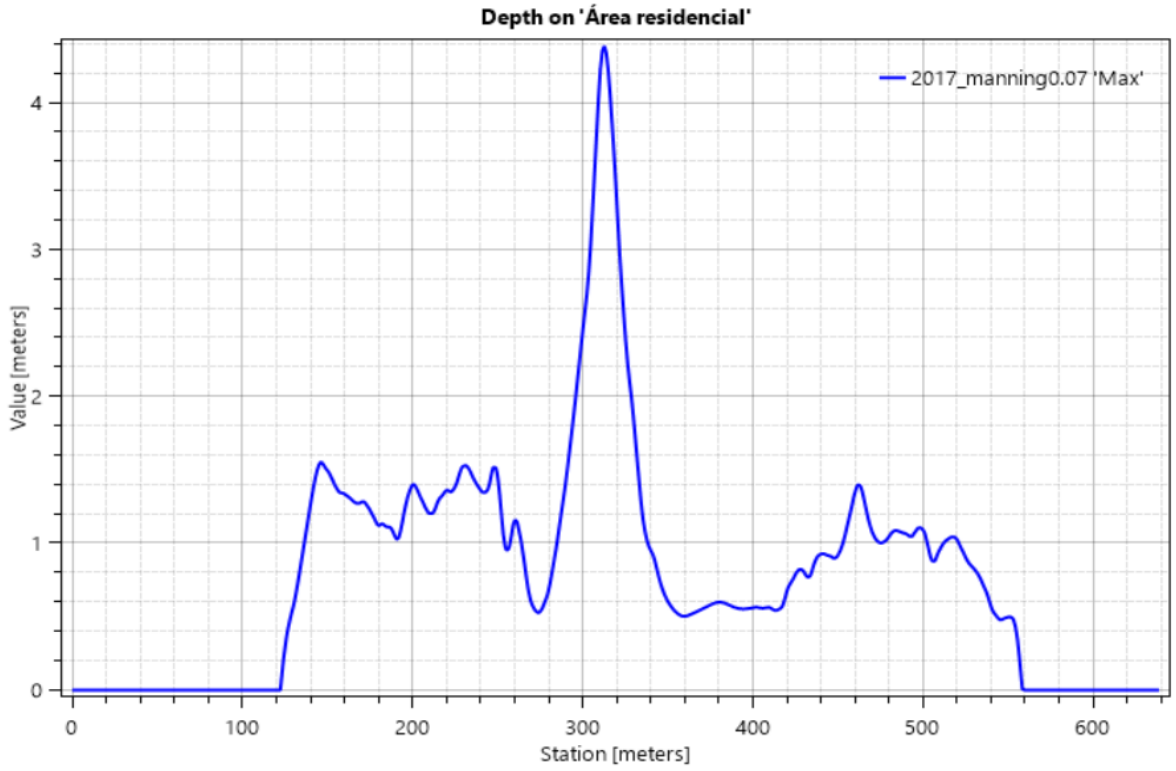
As Figura 54 e 55 apresentam os gráficos do comportamento destes dois dados complementares através de uma seção transversal do rio Carahá.

Figura 54 – Elevação da superfície da água para as proximidades da Av. Dom Pedro II para o evento simulado de 2017.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

Figura 55 – Profundidade máximas para as proximidades da Av. Dom Pedro II para o evento simulado de 2017.

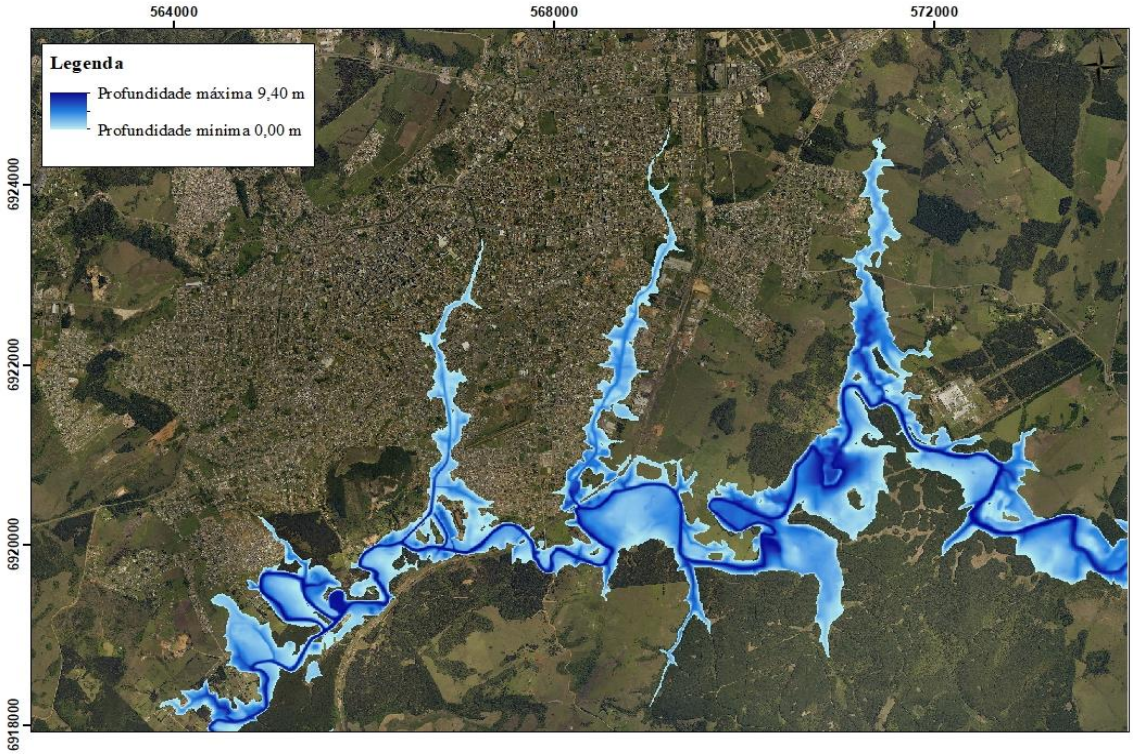


Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

O mapeamento das residências pertencentes à bacia do rio Ponte Grande não foi disponibilizado pelos órgãos municipais, portanto, não se realizou quantificação das residências atingidas nesta sub-bacia. De maneira geral, para este afluente, verificou-se que o valor de WSE variou entre 877,05m e 881,68 m.

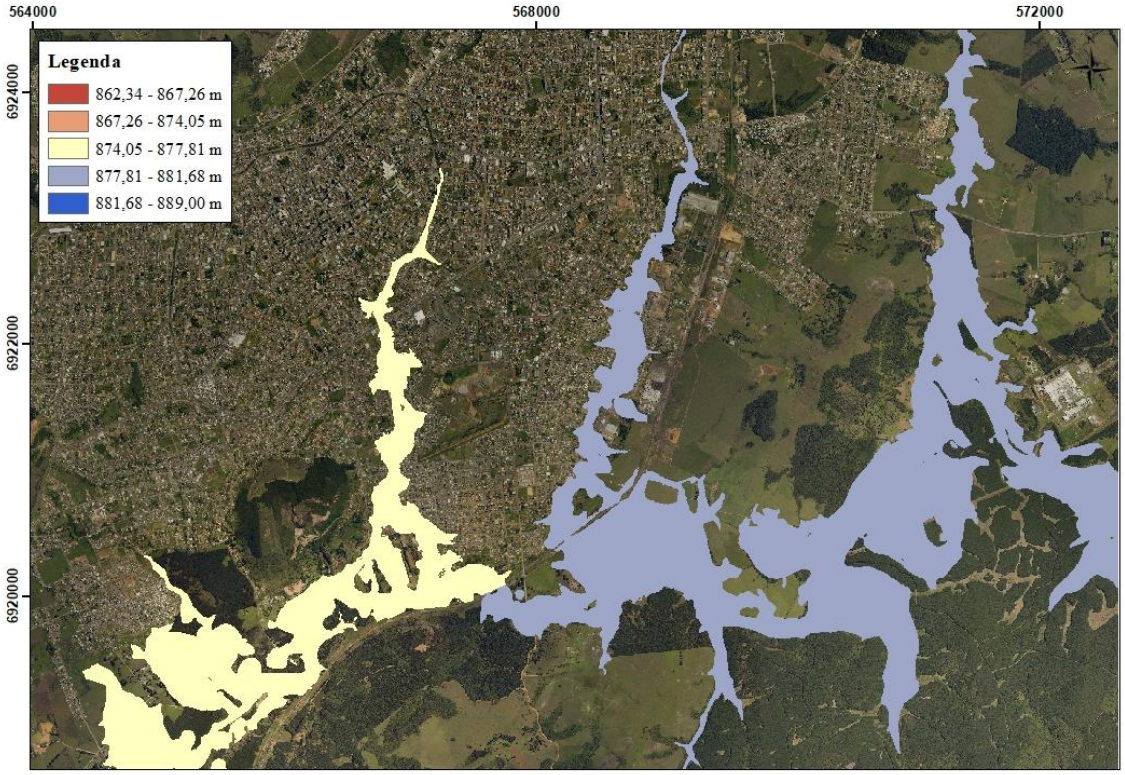
A profundidade máxima mapeada em toda a mancha atinge o valor de 9,40 metros nas proximidades do exutório do Sistema Ponte Velha. Para o rio Ponte Grande, a profundidade máxima permanece em torno de 8,62 metros. O comportamento geral das profundidades atingidas e da elevação da lâmina d'água para o evento de 2017 é apresentado nas figuras 56 e 57.

Figura 56 – Profundidades máximas simuladas atingidas durante o evento de inundação simulado de 2017.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

Figura 57 – Elevação da superfície da água para o evento simulado de 2017.



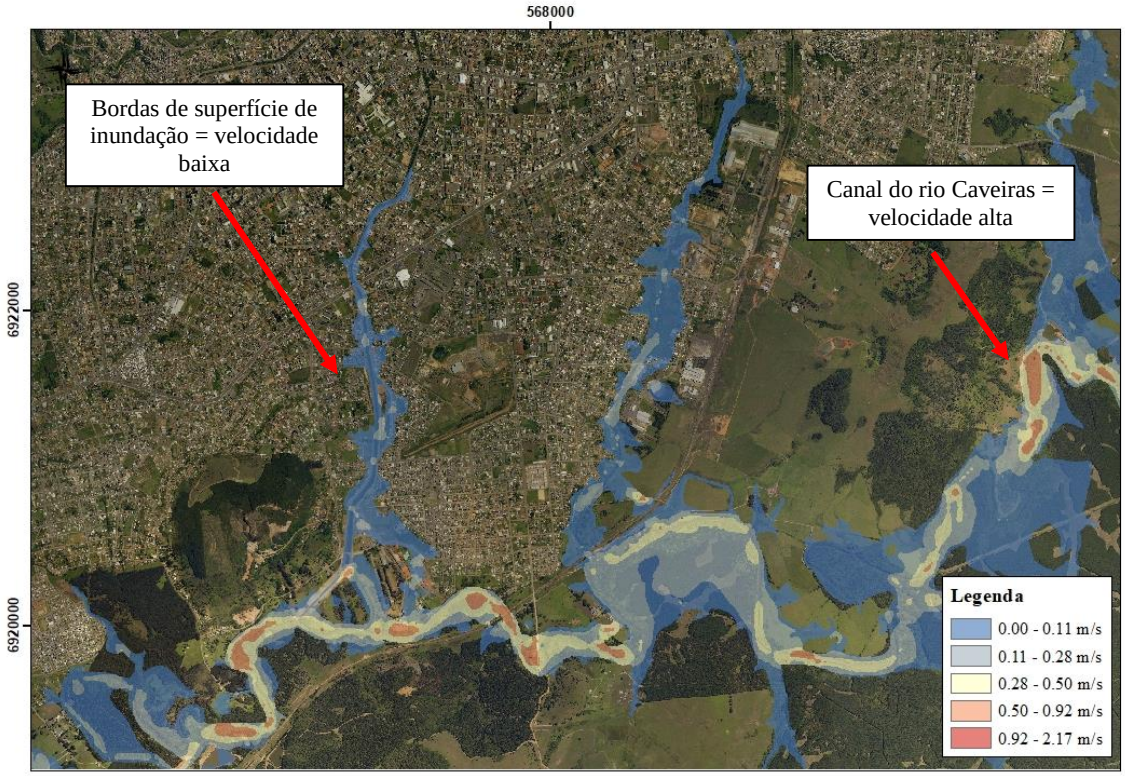
Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

4.4.3 Velocidades de escoamento

As velocidades máximas atingidas pelo escoamento da onda de inundação nos canais e também nas planícies de inundação são apresentadas nas Figuras 58, 59 e 60. Em termos de velocidades, elas são extremamente dependentes da rugosidade e da declividade dos canais. Portanto, a simulação hidrodinâmica dos eventos demonstra as maiores velocidades nos canais, onde o MDT é mais suave. Locais com rugosidade maior, as áreas vegetadas e matas ciliares funcionam como zonas de desaceleração do fluxo, e a velocidade tende a cair.

A sinuosidade dos canais também afeta o fluxo, pois em rios com muitos meandros, as velocidades são mais altas, principalmente nas bordas externas das curvas dos rios. Nestes trechos, é muito provável que ocorram processos erosivos mais acentuados. Em contraponto, as curvas internas dos canais sinuosos são mais propícias à deposição de sedimentos, tendo em vista as velocidades mais baixas.

Figura 58 – Mapa de velocidade máxima de escoamento simulado para o evento de 2005.

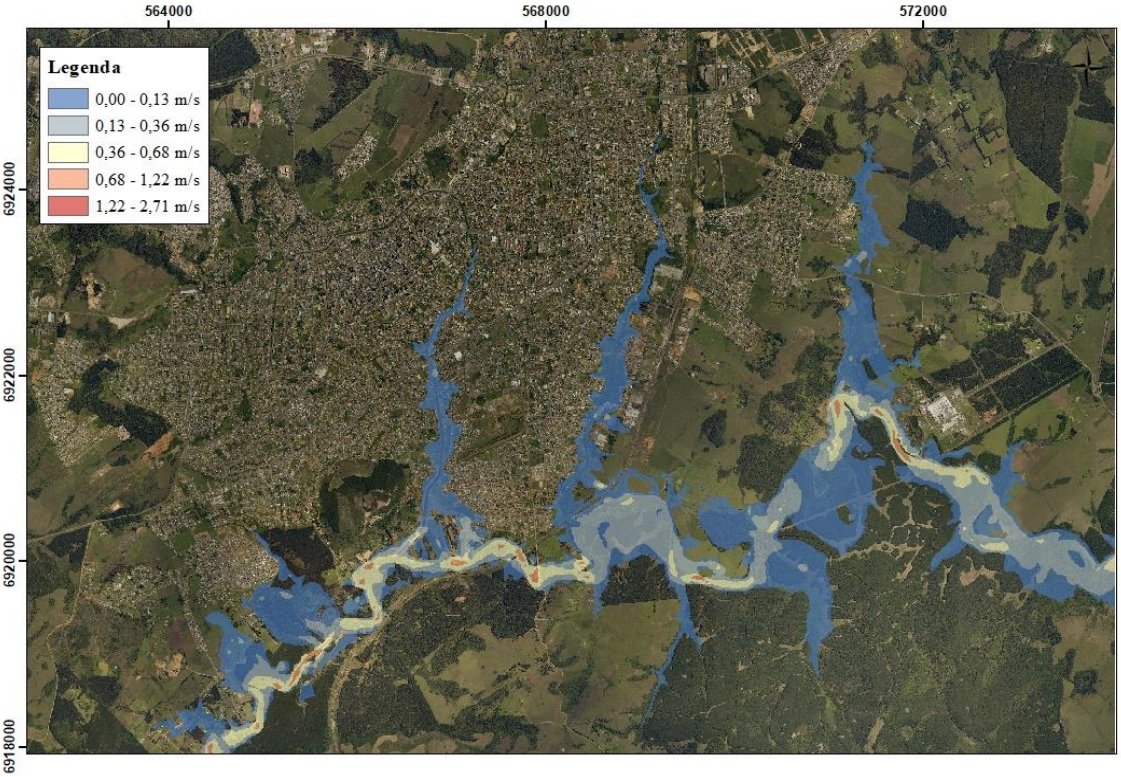


Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

Figura 59 – Mapa de velocidade máxima de escoamento simulado para o evento de 2011.

Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

Figura 60 – Mapa de velocidade máxima de escoamento simulado para o evento de 2017.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

Todos os eventos estudados apresentam velocidades altas em locais mais sinuosos, em valores que são extremamente altos, como em 2017, quando a velocidade do fluxo atingiu 2,71 $m.s^{-1}$ em algumas seções do rio Caveiras. Nos canais que compõem os rios Carahá e Ponte Grande, a velocidade de escoamento, mesmo durante os eventos de inundações é menor, estabilizando-se em torno de 0,13 $m.s^{-1}$. Pequenos aumentos de velocidade são notados em trechos próximos a estruturas hidráulicas, onde a velocidade pode atingir 0,36 $m.s^{-1}$.

O evento de 2017 apresentou trechos com velocidades maiores no rio Caveiras, e menores nos rios Carahá e Ponte Grande. As precipitações ocorridas em diversos dias seguidos podem ter influenciado o comportamento das velocidades nestes canais, pois o aporte constante de fluxo de água nos canais pode conduzir à manutenção de velocidades de saída de água iguais às velocidades de entrada.

Os eventos de 2005 e 2011, apresentaram precipitações de maior intensidade, e esvaziamento da planície de inundações de forma mais rápida. Assim, velocidades de escoamento maiores são verificadas tanto no rio Caveiras quanto nos rios urbanos.

Locais com velocidade em torno de 3,0 $m.s^{-1}$ associados a 1 m de lâmina d'água, são capazes de produzir uma força de que destrói paredes de residências (McBEAN et al., 1988). Estudos apontam que as velocidades de fluxo máximas suportadas por residências e outras estruturas em núcleos urbanos está no patamar de 2,0 $m.s^{-1}$ (SMITH, 1991; KREIBICH et al., 2009). Velocidades de escoamento acima de 1,2 $m.s^{-1}$ são perigosas para pessoas que podem ser carregadas pelo escoamento (WRIGHT, 2008).

Existem classificações que podem ser aplicadas pela associação de parâmetros encontrados no mapeamento de inundações, como a profundidade, a velocidade e a intensidade do fluxo. Esta classificação é apresentada na Tabela 25.

Tabela 25 – Limiares de classificação para alguns indicadores de eventos de inundação.

Indicador	Baixo	Médio	Alto
Profundidade da água (m)	0 – 0,6	0,6 – 1,2	> 1,2
Velocidade do fluxo ($m.s^{-1}$)	0 – 0,6	0,6 – 1,2	> 1,2
Intensidade ($m^2.s^{-1}$)	0 – 0,36	0,36 – 1,5	> 1,5

Fonte: Adaptado de Ribeiro Neto et al. (2016).

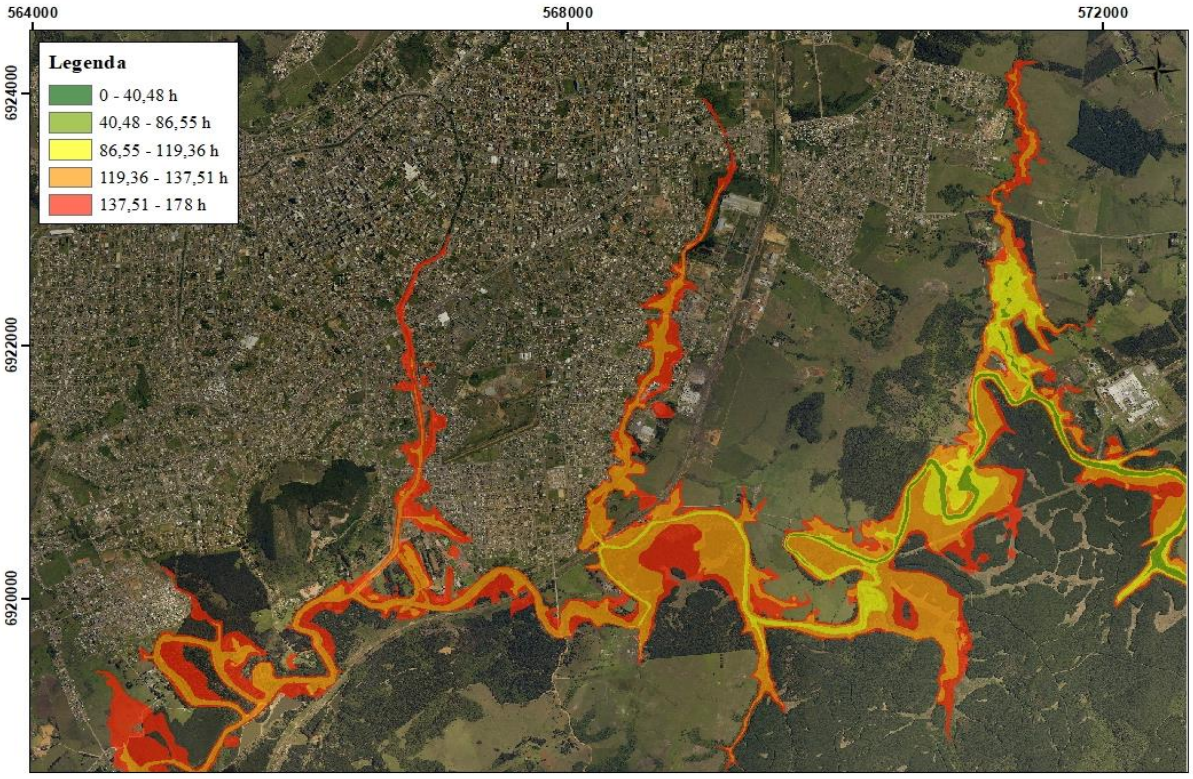
Segundo a Tabela 25, apenas o evento de 2011 pode ser classificado com velocidades médias de escoamento, todos os outros estão encaixados na categoria de velocidade alta, o que pode provocar problemas nos locais onde a inundação atinge residências.

4.4.4 Tempo de chegada e duração da onda de inundação

Um item importante, verificado durante as simulações, foi o tempo que a onda de inundação leva para atingir a altura de 0,6 m. Este valor é considerado essencial na determinação da segurança da população. Estudos apontam que locais seguros são aqueles em que a altura da lâmina d'água permanece abaixo deste limiar (HOMELAND SECURITY, 2011).

A Figura 61 apresenta os resultados para esta simulação, levando em consideração o evento de inundação de 2005 nas proximidades dos rios Carahá e Ponte Grande. Neste caso, existe uma variação entre 119h a 178 h para que esta altura seja atingida, considerando-se desde o primeiro dia da simulação. Isto representa um valor que varia entre 4,97 até 7,41 dias. Levando em consideração a janela de tempo considerada nesta simulação, é possível definir que a profundidade da lâmina d'água atinge 0,6 metros, dentro dos canais urbanos aproximadamente dois dias antes do pico da inundação, identificado na simulação como 20 de maio às 20:00h.

Figura 61 – Tempo de chegada da onda de inundação na altura de 0,6 metros para o evento simulado de 2005.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

O hidrograma de entrada utilizado para a simulação deste evento é datado em 19 de maio, às 00:00h devido ao fato de serem utilizados dados observado diários. No entanto, o software calcula o deslocamento da onda de inundação a cada hora do dia, demonstrando que o horário em que se verifica o maior espalhamento da inundação ocorre 20 horas mais tarde.

O valor máximo de tempo de chegada encontra-se nos canais urbanos, nas áreas de borda da mancha de inundação, pois o fluxo de entrada de água leva um tempo maior para atingir locais mais distantes da calha principal. Este comportamento da onda de inundação pode ser causado porque a entrada de água em sentido reverso ao fluxo natural dos rios afluentes encontra maior resistência.

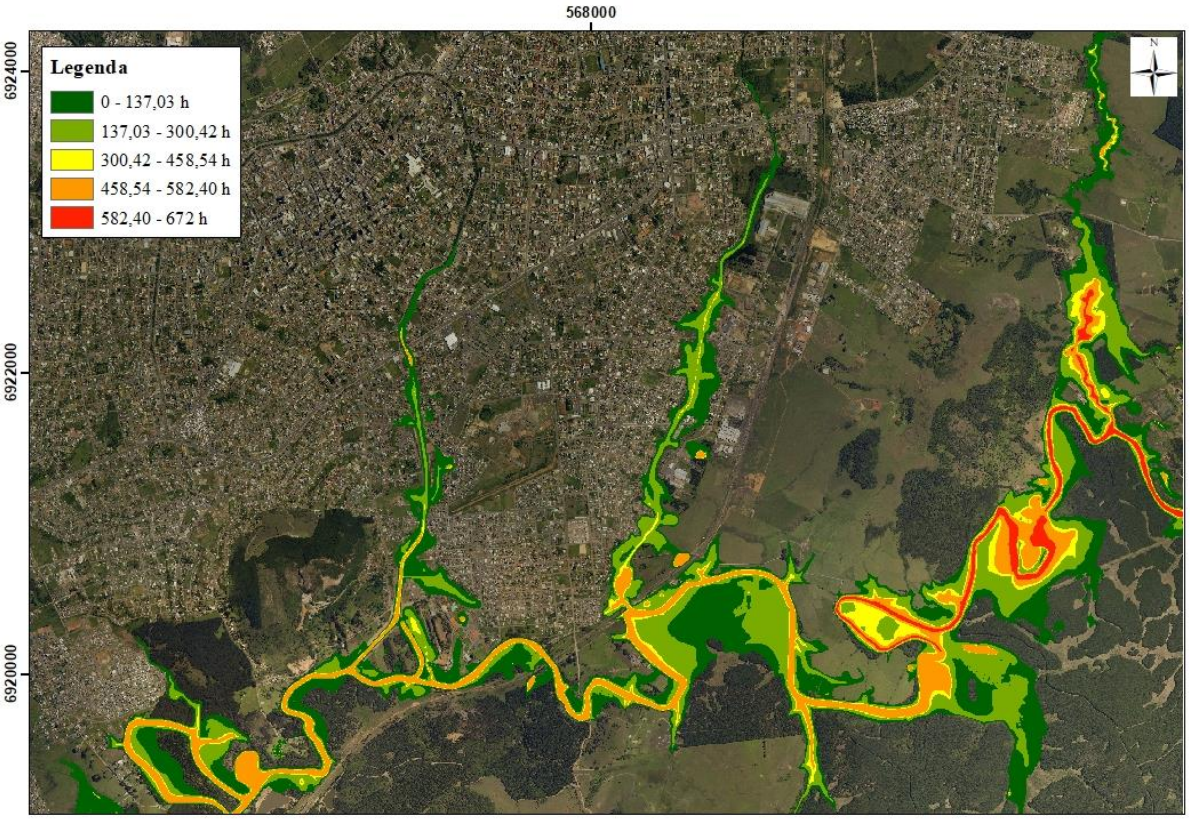
Os mapas de tempo de chegada da onda de inundação em 0,6 metros possuem dimensões de espalhamento menores do que aqueles apresentados nas figuras de elevação da superfície da água. Neste caso, existem alturas menores do que este limiar de inundação (0 a 0,6 m), porém elas não são apresentadas no mapa.

Complementarmente ao tempo em que a onda de inundação atinge a altura de 0,6 metros, é possível calcular quanto tempo ela permanece acima deste mesmo limiar. Ou seja, é possível verificar a duração da inundação, ou a forma como ocorre o enchimento do reservatório da planície. A Figura 62 apresenta o mapa de duração da inundação de 2005, a partir do início da simulação em horas. O canal principal (rio Caveiras) é aquele que apresenta maior duração da inundação, pois é através dele que todos os volumes são escoados desde o início até o final da simulação.

Os rios Carahá e Ponte Grande, apresentam comportamento típico dos afluentes, com esvaziamento mais rápido. O rio Carahá possui duração da inundação menor que aquela apresentada pelo rio Ponte Grande, corroborando o resultado discutido anteriormente, sobre a dificuldade de esvaziamento deste canal urbano frente ao grande reservatório natural existente nas proximidades de seu exutório.

A duração da inundação em 2005 é variável. Estima-se que o período de enchimento e esvaziamento do reservatório dure em média 203 h ou 8,45 dias, para a região do entorno do rio Carahá. Para o rio Ponte Grande, o tempo de duração da onda de inundação é maior, chegando a permanecer por até 240 horas ou 10 dias em processo de enchimento e decaimento até a altura 0,6 metros.

Figura 62 – Duração da inundação para o evento simulado de 2005.

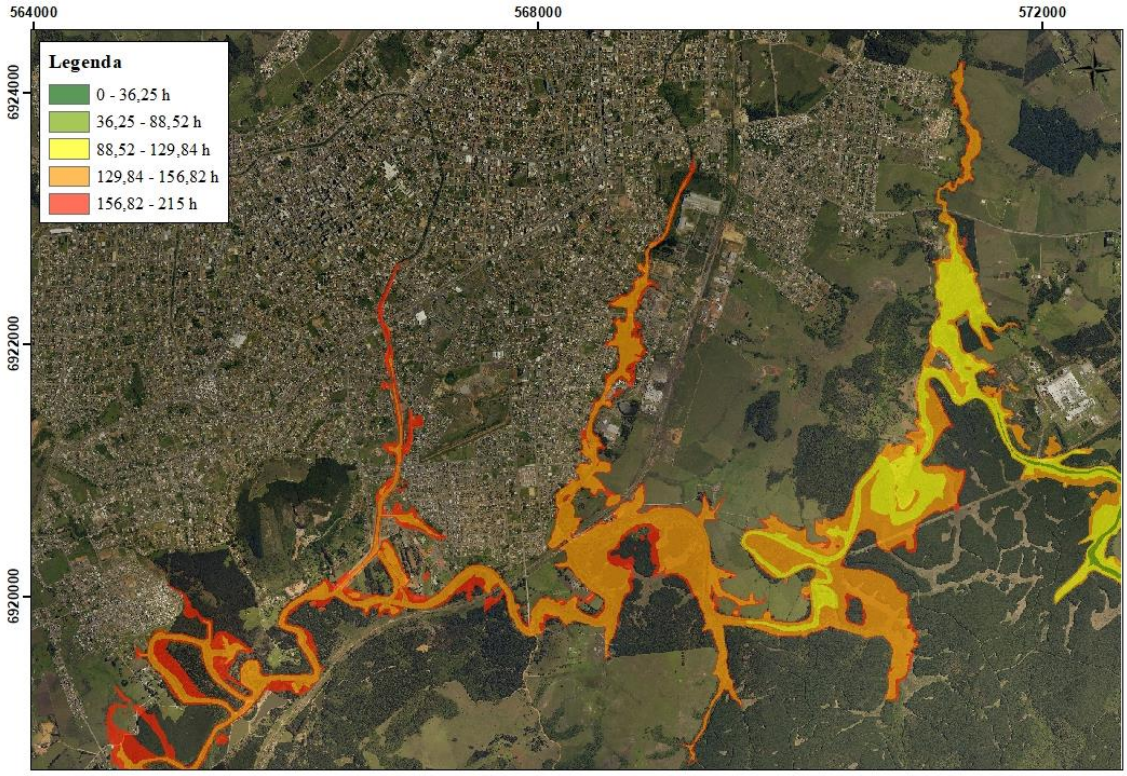


Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

Percebe-se que os resultados são fornecidos em termos de horas desde o início da simulação, que leva em conta o período de enchimento e esvaziamento da planície de inundação. Através da diferença entre o momento em que ocorre o pico de espalhamento da mancha de inundação até o decaimento da lâmina d'água a uma altura de 0,6 metros, são necessários apenas 1,12 dia para o esvaziamento do rio Carahá durante o evento de 2005, e 2,66 dias para o esvaziamento do rio Ponte Grande.

Os eventos de 2011 e 2017 possuem comportamento semelhante ao descrito para o evento de 2005. Verifica-se que os valores mais altos de tempo de chegada são encontrados nos canais afluentes do rio Caveiras, pois a onda de inundação demora a atingir estes pontos. A Figura 63 ilustra o tempo que a onda de inundação leva para atingir a altura de 0,6 m.

Figura 63 – Tempo de chegada da onda de inundação na altura de 0,6 m para o evento simulado de 2011.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

Estima-se nas simulações, o momento em que o espalhamento da inundação é maior, ocorre no dia 11 de agosto de 2011 às 1:00h da manhã. Este valor indica dois dias de atraso em relação ao pico do hidrograma de vazões na estação de monitoramento Ponte Velha. Considerando-se o cálculo entre a diferença do pico do espalhamento da mancha de inundação e a depleção até a profundidade de 0,6 m os resultados indicam que são necessários 1,5 e 1,79 dias para o esvaziamento do reservatório de inundação dos rios Carahá e Ponte Grande, respectivamente.

O evento de 2017 apresenta o tempo de chegada da onda de inundação em 0,6 metros na Figura 64. Estima-se que o momento em que o maior espalhamento da inundação ocorre é às 19:00h do dia 05 de junho, em contraponto ao pico do hidrograma que é registrado 19 horas antes. A partir disto, o tempo necessário para que ocorra o esvaziamento da planície de inundação após o momento de maior espalhamento é de aproximadamente 1,7 dias para o rio Carahá e de 2,12 dias para o rio Ponte Grande (Tabela 26).

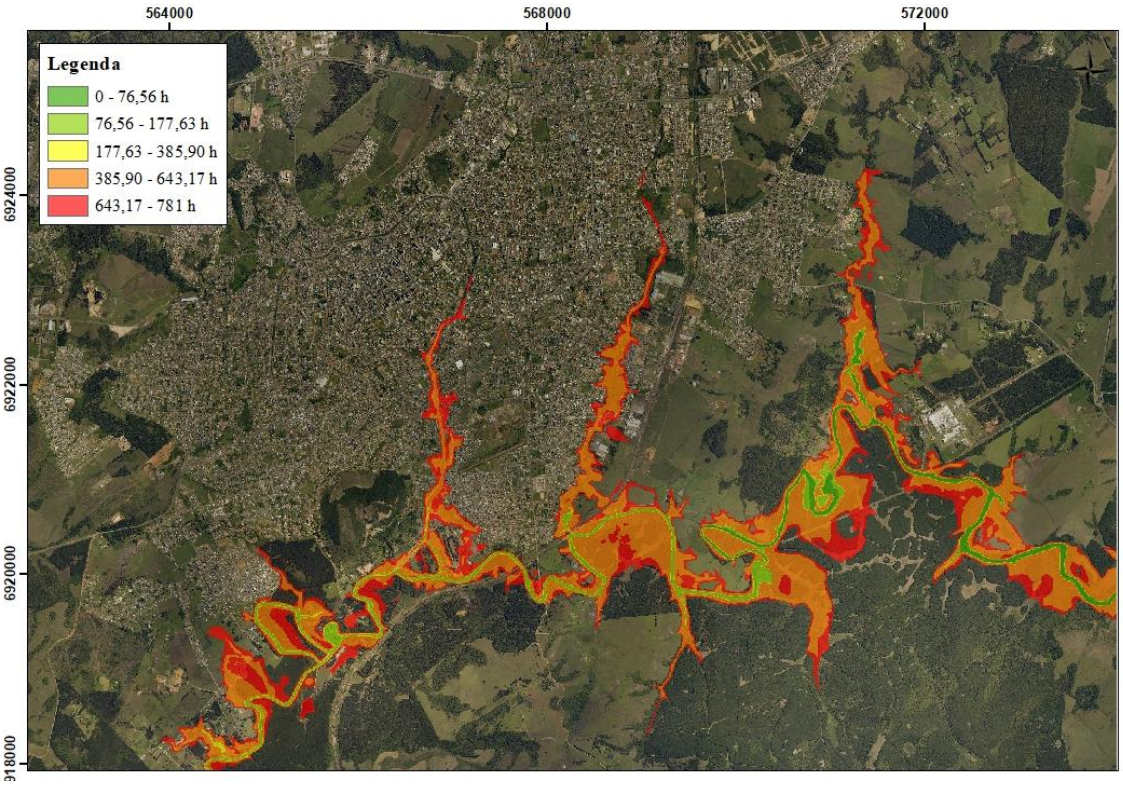
Tabela 26 – Resumo da duração da cheia em dias para os rios Carahá e Ponte Grande.

Evento	Duração da cheia (dias)	
	Carahá	Ponte Grande
2005	1,12	2,66
2011	1,50	1,79
2017	1,70	2,12

Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

Todos os mapas de tempo de chegada apresentam valores muito baixos para os trechos de montante do Sistema Ponte Velha. Isto significa que nestes locais a inundação atinge a profundidade de 0,6 m rapidamente e a ultrapassa em poucas horas após o início das simulações.

Figura 64 – Tempo de chegada da onda de inundação na altura de 0,6 m para o evento simulado de 2017.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

4.4.5 Perigo hidrodinâmico

O perigo hidrodinâmico (PH) também foi avaliado para os três eventos simulados. O perigo hidrodinâmico pode ser entendido como o produto da velocidade pela profundidade do escoamento. Ele é utilizado na quantificação do perigo de perda de vidas humanas e danos materiais nas estruturas atingidas pela inundação. O zoneamento de áreas de inundação é efetuado em muitos locais através do uso deste índice, associado a outros, tais como altitudes

de inundação e velocidade de escoamento (CESTARI JUNIOR, 2013), sendo imprescindível para a construção de mapas que ordenam o zoneamento dos municípios.

Syvanen et al. (2000) propuseram uma classificação específica a ser utilizada nos mapas de classificação de perigo. Ribeiro Neto et al. (2016) denominam este mesmo parâmetro de Intensidade, apresentando uma escala de classificação dos valores diferenciada. A compilação destas classificações é descrita na Tabela 27.

Tabela 27 – Classificação do perigo hidrodinâmico de eventos de inundações.

PH ($m^2.s^{-1}$)	**Consequências**	**Limiar de perigo**
< 0,5	Crianças e deficientes são arrastados	Baixo
0,5 – 1,0	Adultos são arrastados	Médio
1,0 – 3,0	Danos de submersão em edifícios, estruturais em casas fracas	Médio a alto
3,0 – 7,0	Danos estruturais em edifícios e possíveis colapsos	Alto
>7,0	Colapso em certos edifícios	Alto

Fonte: Adaptado de Syvanen et al. (2000); Ribeiro Neto et al. (2016).

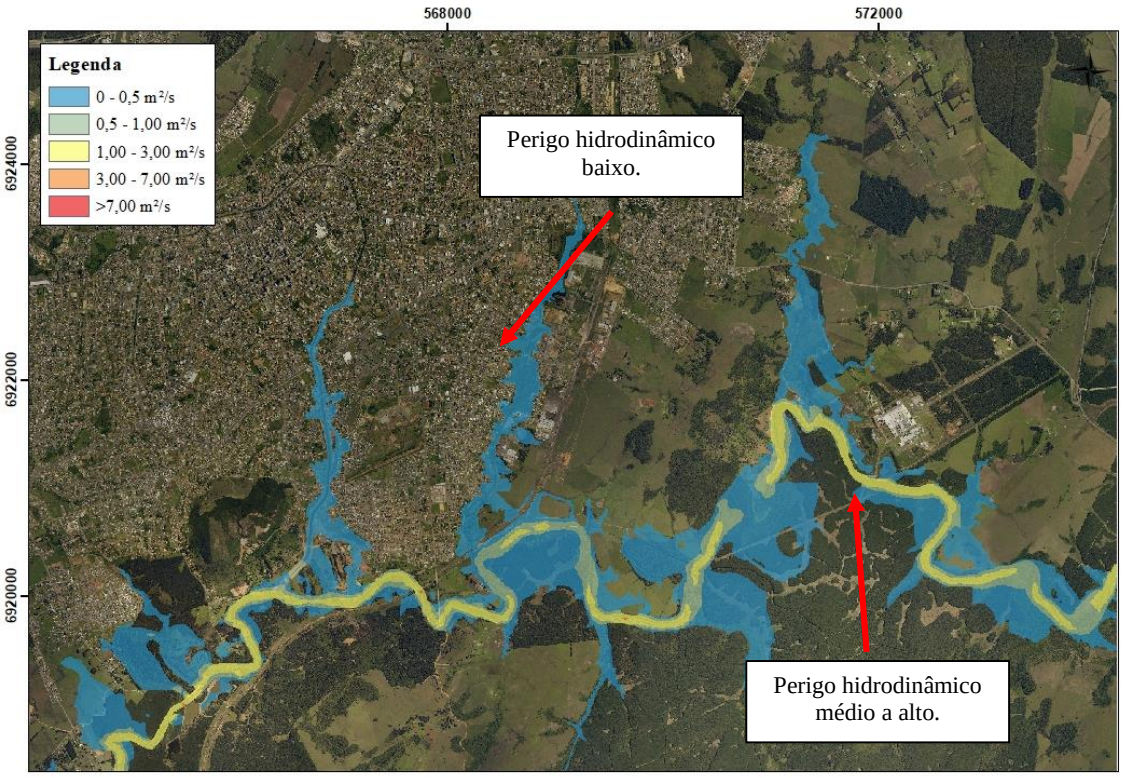
O limite para definição de uma zona de perigo é de $1m^2.s^{-1}$. Valores acima destes significam baixa possibilidade de sobrevivência das populações atingidas (VISEU, 1999; VISEU et al., 2006). Os eventos de 2005, 2011 e 2017 possuem comportamentos semelhantes quanto ao perigo hidrodinâmico verificado nos fenômenos de inundação que ocorrem no Sistema Ponte Velha. Observa-se que nos rios Carahá e Ponte Grande, o valor máximo do PH é de 0,5 $m^2.s^{-1}$, indicando limiar de perigo baixo.

O rio Caveiras apresenta valores bastante altos em termos de perigo hidrodinâmico. Nos eventos de 2005 e 2017 há maior perigo potencial, pois as simulações indicam variação entre 1,0 $m^2.s^{-1}$ e 3,0 $m^2.s^{-1}$. Há pequenos pontos onde o PH varia entre 3,0 a 7,0 $m^2.s^{-1}$, o que admite classificação de perigo médio a alto e desaconselha que a população mantenha construções no entorno do rio Caveiras.

Na construção de mapas oficiais de perigo hidrodinâmico, há necessidade de manter os contornos da mancha de inundação associada aos locais onde o perigo se mostra elevado. Isto demonstra que as áreas mapeadas podem ser inundadas, porém nem sempre simbolizam locais de perigo à vida humana. Ao mesmo tempo, estas áreas devem ser consideradas quando da elaboração de mapas de fuga a pé, onde devem ser evitadas rotas que cruzem trechos com perigo hidrodinâmico médio a alto (CESTARI JUNIOR, 2013; BALBI, 2008).

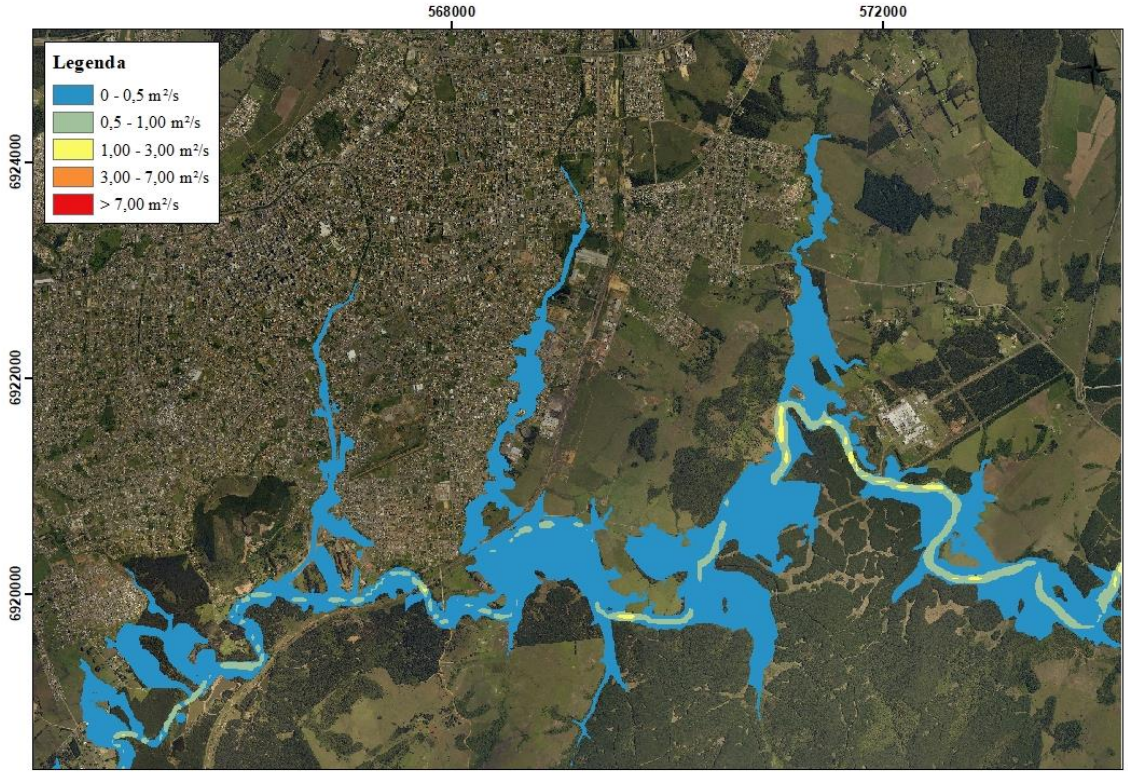
Os mapas de perigo hidrodinâmico obtidos para as simulações dos eventos de 2005, 2011 e 2017 são apresentados nas Figuras 65, 66 e 67, respectivamente.

Figura 65 – Perigo hidrodinâmico associado ao evento simulado de 2005.



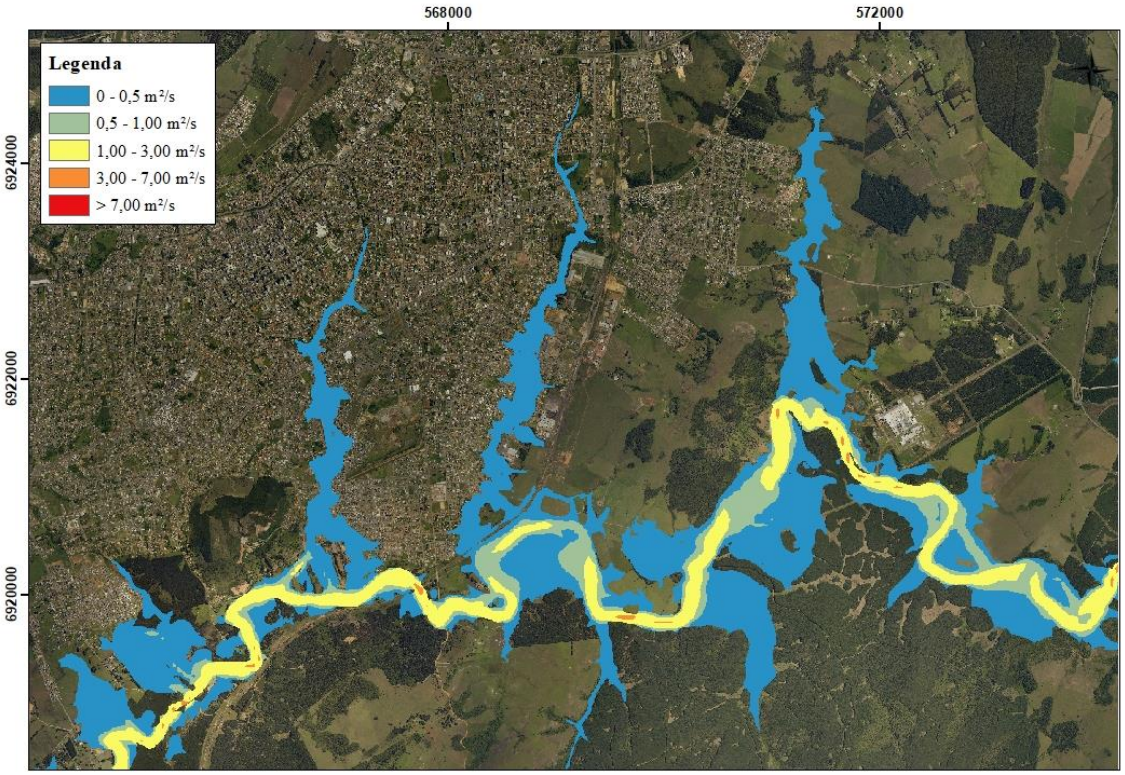
Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

Figura 66 – Perigo hidrodinâmico associado ao evento simulado de 2011.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

Figura 67 – Perigo hidrodinâmico associado ao evento simulado de 2017.



Fonte: Elaborado pela autora, 2018.

O perigo hidrodinâmico pode ser denominado Índice de Perigo (IP) em outros estudos, porém sua formulação é a mesma. Estudos semelhantes realizados em Santa Catarina, verifica-se a tendência de que 95% das áreas mapeadas como inundáveis estão submetidas à processos de perigo hidrodinâmico baixo ou nulo (MONTEIRO; KOBIYAMA, 2013).

Estudos hidrodinâmicos atuais têm demonstrado que a construção de mapas de perigo e delimitação de áreas restritas à ocupação humana, devem estar alicerçados em dados de qualidade e em representações precisas da realidade.

> A propagação da onda de inundação, as profundidades da água, e as velocidades de escoamento da inundação associadas às taxas de enchimento das planícies de inundação, são extremamente importantes para que os gestores possam planejar evacuações e estimar de forma correta a potencial perda de vidas ou os danos ao patrimônio (COSTABILE; MACCHIONE, 2015, p. 90).

Desta forma, o foco das pesquisas futuras nesta mesma área de estudos deve ser fornecido quanto ao acréscimo de informações produzidas com qualidade elevada. Recomenda-se que sejam utilizados modelos digitais de terreno obtidos através de sensoriamento com

LiDAR, por exemplo. A adaptação das malhas ou dos MDTs aos contornos e barreiras representados por edificações demonstram ser necessárias futuramente.

O lançamento da versão 5.0.5 do software HEC-RAS deve influenciar a simulação de malhas contendo estruturas hidráulicas complexas, como pontes, galerias, e outras intervenções que anteriormente possuíam representação limitada dentro dos próprios softwares de simulação (COSTABILE; MACCHIONE, 2015).

A inserção de pontes e outras estruturas construídas pelo homem pode não ser relevante nos resultados desta pesquisa, tendo em vista o enfoque que avaliou a influência do rio Caveiras sobre as inundações dos rios urbanos. No entanto, estudos em menor escala devem levar em consideração a necessidade de inserção deste tipo de estrutura nos modelos hidrodinâmicos.

A atualização constante das geometrias e dos MDT utilizados também é fundamental para que as simulações futuras possam aproximar-se da realidade. Um exemplo disto, é o fato de que o MDT utilizado nesta pesquisa foi adquirido em 2012 e vem sendo utilizado em diversas análises desde então. Contudo, após análise detalhada do núcleo urbano de Lages, muitos locais passaram por aterramentos e elevação de cotas, novas pontes foram construídas, e a dinâmica da paisagem foi se modificando ao longo do tempo. Durante as simulações, a grande escala do modelo permitiu que estes detalhes não tivessem influência nos resultados finais, contudo, pesquisas futuras com modelos em escalas menores deverão considerar tais aspectos.

5 CONCLUSÕES

Os resultados deste estudo permitiram ampliar as discussões acerca dos aspectos mais influentes na dinâmica de funcionamento das inundações ocorridas no município de Lages, aplicando enfoque no processo de construção de modelos hidrológicos e hidrodinâmicos que pudessem representar de forma apropriada o comportamento das estruturas reais.

A construção de um conjunto de parâmetros hidrológicos únicos e com poder de representação de eventos de inundação, forneceu resultados satisfatórios e conseguiu simular o comportamento dos fenômenos. Os parâmetros que mais influenciaram o resultado do modelo durante o processo de calibração dos modelos hidrológicos foram o CN e a constante de recessão, e sua influência na sensibilidade do modelo pode ser verificada como atuante apenas até certo ponto. A variação destes parâmetros em faixas de amplitude percentuais, demonstrou que após atingirem-se os valores mais altos da função-objetivo NSE e mais baixos para REMQ, PEV e PEPF, a sua alteração somente conduzirá ao deslocamento vertical nos hidrogramas, e em deterioração de resultados finais.

A despeito das limitações encontradas durante a calibração e, principalmente, durante a avaliação dos modelos hidrodinâmicos, houve bom ajuste nos parâmetros de resolução do grid e coeficiente de rugosidade utilizados, providenciando a obtenção de resultados importantes. Enquanto os eventos de 2005 e 2011 possuíam superfícies de inundação observadas – facilitando o processo de avaliação de desempenho – o evento de 2017 foi avaliado sob diversas óticas, até atingir resultados satisfatórios com uma superfície de inundação não atribuída àquele evento. Isto demonstra, que o comportamento dos fenômenos de inundação que acometem o Sistema Ponte Velha, tornam-se cada vez mais semelhantes na medida em que os eventos são mais extremos.

A verificação inicial da distribuição da precipitação sobre o Sistema Ponte Velha fornece indicativos de como a inundação deverá ocorrer: se a precipitação é bem distribuída pelo sistema das sub-bacias, é possível que o comportamento da inundação seja semelhante ao verificado nas simulações desta pesquisa. Se a distribuição espacial da precipitação for concentrada em alguns pontos específicos, a influência das vazões do rio Caveiras se mostram menores. Os próprios rios Carahá e Ponte Grande serão os maiores causadores destas inundações através da contribuição do escoamento superficial. Especulações sobre este último fenômeno induzem à percepção de que a origem das inundações nos trechos de montantes destas bacias, são influenciadas por problemas de microdrenagem urbana e baixa capacidade de escoamento dos próprios canais.

As análises de sensibilidade conduzidas previamente à construção do modelo hidrodinâmico, revelaram-se essenciais na verificação dos parâmetros mais influentes no processo de calibração. A sensibilidade do modelo aos tamanhos de célula das malhas e ao coeficiente de rugosidade de Manning foram corroboradas nesta pesquisa.

Os resultados estatísticos da modelagem hidrodinâmica podem ser considerados adequados. As simulações apresentaram predomínio da subpredição de áreas de inundação, o que fornece indícios de que o rio Caveiras é importante nas inundações urbanas, porém não é o único fator interveniente. As bacias urbanas são altamente impermeabilizadas – o que é verificado pelos valores de CN – e contribuem em parte com as áreas inundadas em regiões mais altas das sub-bacias.

Simulações futuras, que utilizem todas as contribuições verificadas neste sistema, podem informar sobre os locais onde as inundações são causadas por contribuições da bacia hidrográfica, por meio de escoamento superficial ou são provocadas pelas águas que transbordam do canal. Este tipo de teste, pode indicar a necessidade de utilizarem-se novos tamanhos de malhas e rugosidades, pois outras avaliações devem ser executadas com o mesmo modelo.

O enfoque fornecido durante as avaliações – a verificação da entrada de água do canal principal em seus afluentes –não é explorado em muitas pesquisas. Geralmente, os autores abordam os impactos que os tributários possuem sobre o canal principal, ou os desprezam quando as vazões são pequenas. Neste estudo de caso, o fenômeno das inundações que ocorrem em Lages, é influenciado em grande medida pela entrada de águas do rio Caveiras nos rios Carahá e Ponte Grande.

Este comportamento é verificado pelo formato da planície de inundação, que permite o fluxo das águas em sentido inverso, e ainda, os próprios meandros do rio Caveiras atuam como “gargalos” ao escoamento natural. Em tempos de inundações, os rios urbanos sofrem com efeitos de remanso, causados pelo baixo escoamento no canal principal. Este comportamento de baixa velocidade de esvaziamento do reservatório da inundação foi observado nos eventos de 2005 e 2017, indicando que após a evacuação de moradores das residências atingidas, sua permanência em abrigos persistiu por um período relativamente longo.

Apesar da necessidade de aprofundamento na construção matemática e numérica que envolve os modelos utilizados nesta pesquisa, as simulações conduzidas em torno do estudo de caso das inundações em Lages, disponibilizaram informações relevantes acerca da quantificação de detalhes influentes no desenvolvimento das inundações, e também na

quantificação dos perigos vivenciados pela população local durante o período de ocorrência dos eventos estudados.

Percebe-se que o coeficiente de rugosidade de Manning aplicado às células da malha, desempenha papel semelhante ao que a vegetação realiza no mundo real. Desta forma, quanto maior a rugosidade utilizada, maiores as chances de que a superfície de inundação permaneça em seu valor máximo, retardando o esvaziamento da planície.

A preservação da planície de inundação onde o município de Lages se encontra, é fundamental para que o amortecimento da onda de cheia ocorra. Conforme o espalhamento do núcleo urbano tem ocorrido nas proximidades dos rios Ponte Grande e Ribeirão da Penha, maior a necessidade de se proteger estas áreas de infiltração e reservação naturais.

Além disto, as áreas com presença de vegetação possuem tendência de diminuição das velocidades de escoamento, o que faz com que ocorra menor carreamento de sedimentos. Dado que a composição granulométrica do leito do rio Caveiras se feita de areia, a redução na velocidade de escoamento, provocada pela manutenção da vegetação, é bastante favorável.

Associado às velocidades de escoamento, a determinação do perigo hidrodinâmico é importante, pois o zoneamento futuro de áreas de inundações no município de Lages pode levar em consideração estas informações. Mesmo que o mapeamento de zonas de inundação apresente valores baixos para o perigo hidrodinâmico, ainda assim, ele é ferramenta utilizada por muitos gestores para a delimitação de zonas de restrição à ocupação humana.

O uso de modelos hidrodinâmicos permite que, a partir de dados históricos de inundações, sejam construídos cenários de eventos associados a diferentes tempos de retorno, que podem ser utilizados em políticas de planejamento e zoneamento urbano. A retroanálise dos eventos passados é extremamente útil para a determinação do comportamento e evolução da inundação ao longo do tempo, e proporciona a comparação entre estes fenômenos, e a abstração das suas causas.

Parafraseando Teng et al. (2017), não se pode dizer que existem modelos perfeitos e totalmente adaptados à representação de um sistema ou bacia hidrográfica. O objetivo por trás da utilização de modelos numéricos para estudos hidrológicos e hidrodinâmicos, deve ser o entendimento dos parâmetros e causas que tangenciam os fenômenos. Os modelos hidrodinâmicos são considerados extremamente detalhistas e são bons candidatos em estudos de inundações, dependendo apenas de bons dados de entrada.

REFERÊNCIAS

AFSHARI, S. et al. Comparison of new generation low-complexity flood inundation mapping tools with a hydrodynamic model. **Journal of hydrology**, n. 556, p. 539–556, 2018.

ALZAHRANI, A. S. **Application of two-dimensional hydraulic modeling in riverine systems using HEC-RAS.** Thesis (Master of Science in Civil Engineering), University of Dayton, Ohio, 2017.

ARONICA, G.; BATES, P. D.; HORRITT, M. S. Assessing the uncertainty in distributed model predictions using observed binary pattern information within GLUE. **Hydrological Processes**, v. 16, n. 10, p. 2001-2016, 2002.

BABISTER, M; BARTON, C. (Org.). **Two dimensional modeling in urban and rural floodplains.** Australian Rainfall & Runoff, Revision Projects, Stage Report, 2012.

BAGSTEVOLD, L. Ø. **Hydrological Modelling of the Ilabekken Catchment, and Flood Simulations of Ilabekken using HEC-HMS and HEC-RAS.** Thesis (Master Degree in Hydraulic and Environmental Engineering), Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, 2015.

BALBI, D. A. F. **Metodologias para elaboração de planos de ações emergenciais para inundações induzidas por barragens. Estudo de caso: barragem de Peti – MG.** Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos), Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.

BATES, P.D. et al. Simplified two dimensional numerical modelling of coastal flooding and example applications. **Coastal Engineering**, n. 52, p. 793-810, 2005.

BERLANDA, A. **Qualidade ambiental da bacia hidrográfica do rio Desquite em Otacílio Costa/SC**. Dissertação (Mestrado em Ciências Ambientais), Universidade do Estado de Santa Catarina, Centro de Ciências Agroveterinárias, Lages, 2017.

BETSHOLTZ, A.; NORDLÖF, B. **Potentials and limitations of 1D, 2D and coupled 1D-2D flood modelling in HEC-RAS: a case study on Höje river.** Dissertation (Master Thesis of Water Resources Engineering), Lund University, Lund, 2017.

BEVEN, K; KIRKBY, M. A physically based variable contributing area model of basin hydrology. **Hydrological Sciences Bulletin**, Oxford, GB, v. 24, p. 43-69, 1979.

BIFFI, L. J.; RAFAELI NETO, S. L. Aplicação de um modelo linear local na determinação de alturas ortométricas referidas ao Sistema Geodésico Brasileiro. **Boletim Goiano de Geografia**, v. 36, n. 1, p. 157-176, 2016.

BRASIL. Ministério da Integração Nacional. **Sistema Integrado de Informações sobre Desastres (S2ID).** 2015. Disponível em: < https://s2id.mi.gov.br/>. Acesso em: 05 mai. 2018.

BRUNNER, G. W. **Combined 1D and 2D modeling with HEC-RAS**. 2016.

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

CASULLI, V. **A high-resolution wetting and drying algorithm for free-surface hydrodynamics.** p. 391–408, 2008.

CAVIEDES-VOULLIÈME, D.; GARCÍA-NAVARRO, P.; MURILLO, J. Influence of mesh structure on 2D full shallow water equations and SCS Curve Number simulation of rainfall/runoff events. **Journal of Hydrology**, v. 448-449, p. 39-59, 2012.

CESTARI JUNIOR, E. **Estudo de propagação de ondas em planície de inundação para elaboração de plano de ação emergencial de barragens – UHE Três Irmãos estudo de caso.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Ilha Solteira, 2013.

CHOW, V. T. **Open-Channel Hydraulics**, New York, USA, 1959.

COLLISCHONN, W.; DORNELLES, F. **Hidrologia para engenharia e ciências ambientais.** Porto Alegre: 2 ed. rev. amp. Associação Brasileira de Recursos Hídricos (ABRH), 2015.

COLLISCHONN, W.; TUCCI, C. E. M. Ajuste multiobjetivo dos parâmetros de um modelo hidrológico. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 8, n. 3, p. 27-39, 2003.

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

CORDEIRO, M. T. A.; RAFAELI NETO, S. L. Análise do comportamento de sistemas urbanos por meio de componentes de sistemas hidrológicos. **GEOUSP – Espaço e Tempo**, São Paulo, v. 19, n. 1, p. 142-155, 2015.

COSTABILE, P.; MACCHIONE, F. Enhancing river model set-up for 2-D dynamic flood modeling. **Environmental Modeling & Software**, v. 67, p. 89-107, 2015.

COUTINHO, M. M. **Avaliação do desempenho da modelagem hidráulica unidimensional e bidimensional na simulação de eventos de inundação em Colatina/ES.** Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos), Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2015.

CUNDERLIK, J.; SIMONIVIC, S. P. Calibration, verification and sensitivity analysis of the HEC-HMS Hydrologic Model CFCAS Project: assessment of water resources risk and vulnerability to changing climatic condition. The University of Western Ontario. **Water Resources Research Report**, n. 048, 2004.

DI BALDASSARRE, G.; SCHUMANN, G.; BATES, P. D. A technique for the calibration of hydraulic models using uncertain satellite observations of flood extent. **Journal of Hydrology**, v. 367, p. 276-282, 2009.

EMBRAPA. EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA. **Solos do estado de Santa Catarina**. Arquivo em formato .shp original, 2004.

ESA. European Space Agency. **SENTINEL-1 SAR User Guide Introduction.** Disponível em: < https://sentinel.esa.int/web/sentinel/user-guides/sentinel-1-sar> Acesso em: 31 jul. 2018.

FAYAL, M. A. A. **Previsão de vazão por redes neurais artificiais e transformada.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Elétrica), Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

FIGUEIREDO, G. C.; VIEIRA, C. A. O. Estudo do comportamento dos índices de Exatidão Global, Kappa e Tau, comumente usados para avaliar a classificação de imagens do sensoriamento remoto. **Anais**... XII Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto, Florianópolis, Brasil, 2007.

GARRAFIEL, G. F. **Mapeamento de inundações urbanas a partir de imagens de radar de abertura sintética do programa SENTINEL.** Trabalho (Conclusão de curso em Engenharia Ambiental), Universidade do Estado do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2018.

GOODELL, C.; WARREN, C. Flood inundation mapping using HEC-RAS. **Obras y Proyectos**, n. 2, p. 18–23, 2006.

GRAOSQUE, J. Z. **Mapeamento das áreas de inundação utilizando imagens C–SAR e SRTM, nas províncias de Santa Fe e Entre Ríos - Argentina.** Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Geografia), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2018.

GREEN, I.; STEPHENSON, D. Criteria for comparison of single event models. **Hydrological Sciences Journal**, v. 31, n. 3, p. 395-411, 1986.

HERRMANN, M. L. P. (Org.). **Atlas de Desastres Naturais do Estado de Santa Catarina: período de 1980 a 2010.** 2. ed. atual. rev. Florianópolis: IHGSC/ Cadernos Geográficos, 2014. 219 p.

HERRMANN, M. L. P.; KOBIYAMA, M.; MARCELINO, E. V. Inundação gradual. **In**: Atlas de Desastres Naturais do Estado de Santa Catarina: período de 1980 a 2010. Maria Lúcia de Paula Herrmann (Org.). 2. ed. atual. rev. Florianópolis: IHGSC/ Cadernos Geográficos, 2014. 219 p.

HICKS, F. E.; PEACOCK, T. Suitability of HEC-RAS for flood forecasting. **Canadian Water Resources Journal,** v. 30, n. 2, p. 159-174, 2005.

HOMELAND Security. **Estimating Loss of Life for Dam Failure Scenarios**. Estados Unidos da América, 2011.

HORRITT, M. S.; BATES, P. D. Effects of spatial resolution on a raster based model of flood flow. **Journal of Hydrology**, v. 253, n. 1, p. 239-249, 2001.

HUNTER, N. M. **Development and assessment of dynamic storage cell codes for flood inundation modelling.** Thesis (Doctor of Philosophy in Geographical Sciences), University of Bristol, Bristol, 2005.

IBGE. Instituto Brasileiro de Pesquisa e Estatística. **Manual técnico de uso da terra.** Manuais técnicos em geociências. 3. ed. Rio de Janeiro: IBGE, 2013.

JUNG, Y.; MERWADE, V. Uncertainty quantification in flood inundation mapping using generalized likelihood uncertainty estimate and sensitivity analysis. **Journal of Hydrologic Engineering,** v. 17, n. 4, p. 507-520, 2012.

KNEBL, M. R. et al. Regional scale flood modeling using NEXRAD rainfall, GIS, and HEC-HMS/RAS: a case study for the San Antonio River Basin Summer 2002 storm event. **Journal of Environmental Management**, v. 75, p. 325–336, 2005.

KREIBICH, H. et al. Is flow velocity a significant parameter in flood damage modelling? **Natural Hazards and Earth System Sciences**, v. 9, p. 1679-1692, 2009.

KÜSTER, S. **Ribeirinhos do Carahá**: inundações fazem parte da vida do lageano. Correio Lageano (online), Lages, 04 mar. 2018. Disponível em: < https://clmais.com.br/ribeirinhos-do-caraha-inundacoes-fazem-parte-da-vida-do-lageano/> Acesso em: 01 mai. 2018.

LIMA, L. S. **Implementação de um modelo hidrológico distribuído na plataforma de modelagem dinâmica**. Dissertação (Mestrado em Análise e Modelagem de Sistemas Ambientais) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2011.

LINTOTT, C. M. HEC-RAS 2D: an accessible and capable modelling tool. **Proceedings...** Water New Zealand's Stormwater Conference, 2017.

MACEDO, R. L. **Estudo hidrológico da bacia do rio Negrinho – SC utilizando o HEC-HMS.** Trabalho (Conclusão de Curso em Engenharia Sanitária e Ambiental), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2010.

MACHADO, N. C. **Retroanálise da propagação decorrente da ruptura da barragem do Fundão com diferentes modelos numéricos e hipóteses de simulação.** Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos), Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2017.

MAJIDI, A.; SHAHEDI, K. Simulation of rainfall-runoff process using Green-Ampt method and HEC-HMS model (Case Study: Abnama Watershed, Iran). **International Journal of Hydraulic Engineering**, v. 1, n. 1, p. 5-9, 2012.

MAKRAKIS, M. C. **Mapeamento e análise das áreas suscetíveis a inundações do município de Lages – SC.** Dissertação (Mestrado em Sensoriamento Remoto), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017.

McBEAN, E. A. et al. Adjustment Factors for flood damage curves. **Journal of Water Resources Planning** - ASCE, v. 114, n. 6, p. 635–646, 1988.

MILDE, L. C. E. et al. Modelo espaço-temporal HEC-HMS: avaliação na bacia de drenagem de Analândia. **Revista de Ciência & Tecnologia**, v. 10, n. 19, p. 61-69, 2002.

MING, L. **Sistema computacional para previsão de inundações:** aplicação à bacia hidrográfica do Rio São Bento – SC. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2007.

MOKHTARI, E. H.; REMINI, B; HAMOUDI, S. A. Modelling of the rain–flow by hydrological modelling software system HEC-HMS: watershed's case of wadi Cheliff-Ghrib, Algeria. **Journal of Water and Land Development**, n. 30 (VII-IX), p. 87-100, 2016.

MOMO, M. R. et al. Desempenho do modelo HAND no mapeamento de áreas suscetíveis à inundação usando dados de alta resolução espacial. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 21, n,1, p. 200-208, 2016.

MONTE, B. E. O. et al. Hydrolgical and hydraulic modelling applied to the mapping of flood-prone areas. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos.** v. 21, n 1, p. 152 – 167, 2016.

MONTEIRO, L. R.; KOBIYAMA, M. Proposta de metodologia de mapeamento de perigo de inundação. **Revista REGA – Revista de Gestão de Água da América Latina**, v. 10, n. 2, p. 13-25, 2013.

MOYA QUIROGA, V. et al. Application of 2D numerical simulation for the analysis of the February 2014 Bolivian Amazonia flood: application of the new HEC-RAS version 5. **Revista Iberoamericana del Agua**. v. 3, p. 25-33, 2016.

NASH, J.; SUTCLIFFE, J. River flow forecasting through conceptual models. Part I – a discussion of principles. **Journal of Hydrology**, v. 10, n. 3, p. 282-290, 1970.

NÉELZ, S.; PENDER, G. **Benchmarking the latest generation of. 2D hydraulic modelling packages**. Environment Agency, Horison House, Deanery Road, Bristol. Report – SC120002, 2013.

OLEYIBLO, J. O.; LI, Z. Application of HEC-HMS for flood forecasting in Misai and Wan'na catchment in China. **Water Science and Engineering**, v. 3, p. 14-22, 2010.

PADILHA, V. L. **Modelagem hidrológica orientada por eventos de inundação em Lages/SC.** Dissertação (mestrado em Engenharia Ambiental), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2017.

PAPPENBERGER, F. et al. Grasping the unavoidable subjectivity in calibration of flood inundation models: a vulnerability weighted approach. **Journal of Hydrology**, v. 333, n. 2, p. 275-287, 2007.

PILGRIM, D. H.; CORDERY, I. Flood runoff. In: MAIDMENT, D. (Org.) **Handbook of hydrology**. New York: McGraw-Hill, 1992.

RAFAELI NETO, S. L. et al. Modelagem hidráulica dos eventos de inundações em Lages (SC). **Anais...** VI Congresso Brasileiro de Gestão Ambiental. IBEAS – Instituto Brasileiro de Estudos Ambientais. Porto Alegre, RS, 2015.

RAUF, A.; GHUMMAN, A. R. Impact assessment of rainfall-runoff simulations on the flow duration curve of the Upper Indus River: a comparison of data-driven and hydrologic models, **Water,** v. 10, n. 7, p. 1-23, 2018.

RENNÓ, C. D.; SOARES, J. V. **Modelos hidrológicos para gestão ambiental.** Relatório técnico parcial. INPE: 2000.

RIBEIRO NETO, A.; BATISTA, L. F. R.; COUTINHO, R. Q. Methodologies for generation of hazard maps and flood prone areas: municipality of Ipojuca/PE. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 21, n. 2, p. 377-390, 2016.

ROCHA, F. F. **Retroanálise da Ruptura da Barragem São Francisco – Miraí, Minas Gerais, Brasil**. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos), Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2015.

SARTORI, A.; LOMBARDI NETO, F.; 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.

SAVAGE, J. T. S. et al. Quantifying the importance of spatial resolution and other factors through global sensitivity analysis of a flood inundation model. **Water Resources Research**, v. 52, p. 9146–9163, 2016.

SCHEIBE, L. F. A geologia de Santa Catarina - sinopse provisória. **GEOSUL**, n. 1, 1986.

SCHUMANN, G. et al. Progress in integration of remote sensing–derived flood extent and stage data and hydraulic models. **Reviews of Geophysics**, v. 47, n. 4, 2009.

SDS. Secretaria de Desenvolvimento Econômico Sustentável do Estado de Santa Catarina. **Levantamento Aerofotogramétrico do Estado de Santa Catarina.** Florianópolis: ENGEMAP, 2013. Documento Digital.

SENTINEL-1. **Sentinels Scientific Data Hub:** Copernicus Open Access Hub. ESA – European Space Agency. Imagem de satélite. Data de aquisição 06 de junho de 2017. Disponível em: < https://scihub.copernicus.eu/> Acesso em: 31 jul. 2018.

SMITH, D. I. Extreme floods and dam failure inundation implications for loss assessment. **Proceedings**… Seminar "Natural and Technological Hazards: Implications for the Insurance Industry", p.149–165, 1991.

STEPHENS, E. M. et al. The impact of uncertainty in satellite data on the assessment of flood inundation models. **Journal of Hydrology**, v. 414, p. 162-173, 2012.

STEPHENS, E.; SCHUMANN, G.; BATES. Problems with binary pattern measures for flood model evaluation. **Hydrolgical Processes**, v. 28, p. 4928–4937, 2014.

SYVANEN, K., REITER, P.; HUOKUNA, M. The pilot Project Kyrkosjarvi dam and reservoir, Seinajovi, Filand. **Proceedings…** International Seminar and Workshop "Risk Assessment, Dam-Break flood abalysis and Emergency Action Planning", Finnish Environment Institute, Seinajovi, Filand, 2000.

TENG, J. et al. Flood inundation modelling: a review of methods, recent advances and uncertainty analysis. **Environmental Modelling & Software**. v. 90, p. 201-206, 2017.

TUCCI, C. E. M. **Inundações Urbanas.** Porto Alegre, RS: ABRH/ RHAMA, 2007. 389 p.

TUCCI, C. E. M. **Modelos hidrológicos**. Porto Alegre, Ed. Universidade UFRGS, 1998.

UFSC. UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA. Centro Universitário de Estudos e Pesquisas sobre Desastres. **Curso de capacitação para usuários do Sistema Integrado de Informações sobre Desastres – S2ID:** Módulos de registro e de reconhecimento. FERREIRA, F. L. F.; ERNESTO, J.; KRÜGER, B.; MAGALHÃES, T. G. [Texto]. 3. ed. Florianopolis: CEPEDUFSC, 2014.

USACE. U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. HEC-RAS. **River Analysis System: 2D Modeling User's Manual.** Version 5.0. US Army Corps. Institute for Water Resources, Hydrologic Engineering Center (HEC), 2016.

USACE. U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Hydrologic Modeling System. HEC-HMS**: user's manual. Davis: Hydrologic Engineering Center (HEC), 2000.

USACE. U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. **HEC-RAS. River Analysis System:** Hydraulic Reference Manual. Davis: Hydrologic Engineering Center (HEC), 2010.

USACE. U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Hydrologic Modeling System HEC-HMS:** Technical Reference Manual. Davis: US Army Corps of Engineers - Hydrologic Engineering Center, 2002.

USACE. U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Hydrologic Modeling System HEC-HMS:** Applications Guide. Davis: US Army Corps of Engineers - Hydrologic Engineering Center, 2015.

USACE. U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. **HEC-RAS. River Analysis System:** Release Notes, 2018.

VIANINI NETO, L. **Estudo de ruptura da barragem da Pampulha, em Belo Horizonte: retroanálise da brecha do acidente de 1954 e ruptura hipotética nas condições atuais.** Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos), Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2016.

VISEU, T. et al. Modelos uni e bidimensionais na simulação de inundações induzidas por rotura de barragens – a experiência do vale do Arade. **Anais...** IV Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa, 1999.

VISEU, T. **Segurança dos vales a jusante de barragens** – metodologias de apoio à gestão dos perigos. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2006.

VU, T. T.; RANZI, R. Flood risk assessment and coping capacity of floods in central Vietnam. **Journal of Hydro-environment Research**, v. 14, p. 44-60, 2017.

WEEKS, J. A. **Old river control structure**: Mississippi river control structure at Point Breeze, Louisiana. Disponível em: <https://www.johnweeks.com/river_mississippi/pages/lmiss23.html> Acesso em: 05 set. 2018.

WERNER, M. G. F.; HUNTER, N. M.; BATES, P. D. Identifiability of distributed floodplain roughness values in flood extent estimation. **Journal of Hydrology**, v. 314, n. 1, p. 139-157, 2005.

WREGE, M. S. et al. **Atlas climático da região Sul do Brasil:** Estados do Paraná, Santa Catarina e Rio Grande do Sul. EMBRAPA, 2 ed., Brasília, 2012.

WRIGHT, J. M. **Floodplain Management:** Principles and Current Practices. Knoxville: The University of Tennessee, 2008.