



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS E ESCOLA DE ENGENHARIA
CURSO DE ENGENHARIA AMBIENTAL**

MARCELE NONNENMACHER COLFERAI

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA TOPOBATIMETRIA DE JUSANTE EM ESTUDO
DE ROMPIMENTO DE BARRAGEM**

Porto Alegre

2018

MARCELE NONNENMACHER COLFERAI

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA TOPOBATIMETRIA DE JUSANTE EM ESTUDO
DE ROMPIMENTO DE BARRAGEM**

Trabalho de conclusão de curso de graduação
apresentado ao Instituto de Pesquisas Hidráulicas
da Universidade Federal do Rio Grande do Sul
como requisito parcial para a obtenção do título
de Engenheira Ambiental.

Orientador: Rodrigo Cauduro Dias de Paiva (Prof. Dr.)
Coorientador: Arthur da Fontoura Tschiedel (Eng. Msc.)

Porto Alegre
2018

MARCELE NONNENMACHER COLFERAI

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA TOPOBATIMETRIA DE JUSANTE EM ESTUDO
DE ROMPIMENTO DE BARRAGEM**

Trabalho de conclusão de curso em Engenharia Ambiental apresentado ao Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul defendido e aprovado em 11 de janeiro de 2018 pela comissão avaliadora constituída pelos professores:

BANCA EXAMINADORA

Fernando Mainardi Fan - UFRGS

Lucas Camargo da Silva Tassinari - Unisinos

Rodrigo Cauduro Dias de Paiva- UFRGS (orientador)

Conceito:

AGRADECIMENTOS

Aos meus orientadores, Rodrigo e Arthur, por todas as horas dedicadas a este trabalho e pelos ensinamentos, incentivos e orientações. Agradeço também ao Professor Walter Collischonn, pelas sugestões e ideias sempre pertinentes e valiosas.

Aos professores que souberam transmitir, para além do conhecimento técnico, os valores e competências necessários para o exercício da profissão e o entendimento da responsabilidade profissional do engenheiro com a sociedade e o meio ambiente.

Ao CNPQ, pela execução do programa Ciências sem Fronteiras que viabilizou a Graduação Sanduíche no Reino Unido, cuja experiência mostrou-se importante para o aprimoramento acadêmico e o desenvolvimento pessoal.

Aos meus colegas da Magna Engenharia, pelos conhecimentos transmitidos durante o período de estágio e por terem colaborado significativamente para o meu crescimento profissional.

Aos meus colegas da Engenharia Ambiental, em especial à turma de 2011, por terem transformado até os períodos mais maçantes da graduação em momentos agradáveis e terem se tornado grandes amigos que levarei para vida toda.

Aos meus amigos, alguns de uma vida inteira, pelos momentos compartilhados. Agradeço por ter encontrado tantas pessoas especiais pela vida.

À minha família, cujo amor, apoio e incentivo foram essenciais para a realização deste trabalho e para a conquista de diversos outros objetivos pessoais e profissionais. Sou extremamente grata pela dedicação e o cuidado de vocês na minha criação.

Por último, não menos importante, agradeço à minha namorada, Kétyma, pelo amor e companheirismo em todos os momentos que vivemos, por todos os sentidos bons que despertou em mim desde que nos conhecemos. Agradeço, em especial, pela compreensão e o apoio nos momentos difíceis e pela parceria e amizade nos momentos alegres.

“A utopia está lá no horizonte. Me aproximo dois passos, ela se afasta dois passos. Caminho dez passos e o horizonte corre dez passos. Por mais que eu caminhe, jamais alcançarei. Para que serve a utopia? Serve para isso: para que eu não deixe de caminhar.”

(Eduardo Galeano)

RESUMO

A eventual ruptura de uma barragem tem potencial para gerar uma onda de cheia jamais observada no local e, portanto, impactar significativamente no vale a jusante da barragem. Nesse sentido, faz-se importante a execução de estudos de rompimento através da modelagem hidrodinâmica, para avaliar as consequências de um acidente desta magnitude. A topobatimetria de jusante consiste em um dos principais dados de entrada do modelo e questiona-se quanto a necessidade da representação detalhada da calha do rio, considerando a magnitude das vazões geradas pela ruptura de uma barragem. Nesta conjuntura, este estudo buscou avaliar a influência dos dados topobatimétricos de jusante nas principais variáveis analisadas em estudos de rompimento de barragens, através da simulação da propagação de onda de ruptura fictícia oriunda da Barragem Sul, localizada no município de Ituporanga, em Santa Catarina. Para tal, foi utilizado um Modelo Digital de Terreno (MDT) de alta precisão, com resolução de 2 m, que foi modificado para representar profundidades fictícias dos rios, definidas através da análise de perfis transversais de estações fluviométricas na área de estudo. Assim, foram estabelecidos quatro cenários, três com MDT modificados e um com MDT inalterado. Os demais dados de entrada do modelo foram fixados. As simulações foram conduzidas utilizando a abordagem bidimensional do modelo hidrodinâmico HEC-RAS versão 5.0.3. Primeiramente, foi conduzida uma simulação preliminar para definição do domínio de simulação, onde observou-se que a onda de cheia potencialmente iria impactar significativamente os rios Itajaí do Oeste e Trombudo, localizados à montante do trecho. Com o domínio definido, foram realizadas simulações de condições iniciais, para os quatro cenários propostos, visando o estabelecimento de uma vazão frequente (Q_{50}) nos cursos hídricos do modelo no início das simulações de propagação de onda de ruptura. Nos resultados foi analisada a influência da calha através da extração das variáveis de interesse em seções, ao longo de 72 km do modelo, sendo essas os hidrogramas para análise das vazões de pico e tempos de pico e a elevação máxima do nível d'água. Também foram analisadas as manchas de inundação nos trechos estudados. De forma geral, as simulações de propagação de onda de ruptura mostraram que a influência do detalhamento da calha do rio é sensível às características geomorfológicas e a magnitude da vazão de pico. No trecho caracterizado como um vale relativamente mais encaixado e onde as vazões de pico apresentaram tempos de retorno superiores a 10 mil anos, não foram constatadas diferenças significativas nas variáveis de interesse e nas manchas de inundação, entre os cenários considerados. Quando o trecho adquire características de planície de inundação e a magnitude das vazões de pico se aproxima a vazões com tempo de retorno menores, observou-se que a extensão da inundação varia consideravelmente. Conclui-se que o detalhamento da calha influencia significativamente nos resultados, principalmente relativos a manchas de inundação e elevação máxima de nível d'água, quando se trata de local caracterizado como planície de inundação e quando as vazões máximas são próximas a vazões de calha cheia.

Palavras-chave: modelagem hidrodinâmica, rompimento de barragem, dados topobatimétricos.

ABSTRACT

The possible fail of a dam has potential to generate a flood wave that has never been observed locally, as a result, it can significantly impact the downstream valley of the dam. Therefore, is important to conduct dam break studies through hydrodynamic models in order to evaluate the consequences of an accident of this magnitude. The downstream topobatismetry consists of one of the main input data of the model and it is questioned the necessity of the detailed representation of the river channel, considering the magnitude of the flows generated by the rupture of a dam. This study aims to evaluate the influence of downstream topobatismetric data on the main variables analyzed by dam break studies, through the simulation of the fictitious rupture wave of Barragem Sul, located in the city of Ituporanga, Santa Catarina. For that, a precise Digital Terrain Model (TDM) was used, which was modified to represent fictitious depths of the rivers, defined through the analysis of fluviometric stations' transversal profiles in the study area. Thus, four scenarios were established, three with modified MDT and one with unchanged MDT. The other input data of the model were fixed. The simulations were conducted using the two-dimensional approach of the hydrodynamic model HEC-RAS version 5.0.3. Firstly, a preliminary simulation was conducted to define the simulation domain, where it was observed that the flood wave would potentially significantly impact the rivers Itajaí do Oeste and Trombudo, located upstream of the stretch. With the domain defined, initial condition simulations were performed for the four proposed scenarios, aiming to establish a frequent flow (Q50) in the model water courses at the beginning of the wave propagation simulations. In the results, the influence of the river channel was analyzed by extracting the variables of interest in sections along 72 km of the model, being these the hydrographs for analysis of the peak flows and peak times and maximum water surface elevation. It was also analyzed the flood spots in the studied sections. In general, the propagation of rupture wave simulations showed that the influence of the river channel detail is sensitive to the geomorphological characteristics and the magnitude of the peak flow. In the section characterized as a relatively more enclosed valley and where peak flows had a return period greater than 10 thousand years, no significant differences were observed in the variables of interest and in flood spots, among the scenarios considered. When the stretch acquires features of flood plain and the magnitude of the peak flows approaches flow with smaller return periods, it was observed that the extension of the flood varied considerably. This study concludes that river channel details influences significantly the results, mainly concerning flood extent and maximum water surface elevation, when it is a place characterized as flood plain and when the maximum flows are close to flows of full river channel.

Keywords: Hydrodinamic modeling, dam break, topobatismetry data

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Descrição dos parâmetros geométricos da brecha (USACE, 2014).	27
Figura 2 – Hidrograma Triangular Simplificado (MASCARENHAS, 1990) (Adaptado de Lauriano (2009)).	27
Figura 3 – Esquema geral sobre obtenção de fotografias aéreas.	29
Figura 4 – Localização da Barragem Sul e área de contribuição ao barramento.	33
Figura 5 – Imagem aérea da Barragem Sul (Adaptada de DIÁRIO CATARINENSE (2017)).	34
Figura 6 – Localização das estações fluviométricas selecionadas na região de estudo.	35
Figura 7 – Mapa do Modelo Digital de Terreno da região de estudo.	37
Figura 8 – Mapa do uso e ocupação do solo na região de estudo.	38
Figura 9 – Mapa das drenagens delimitadas na região de estudo.	40
Figura 10 – Localização das estações utilizadas para estimativa das profundidades.	41
Figura 11 – Perfil transversal das estações Rio do Sul (Novo) e Ituporanga levantados em 15/02/2012.	41
Figura 12 – Perfil transversal das calhas dos diferentes cenários.	42
Figura 13 – Comparação do mapa de uso do solo antes e depois da incorporação da calha. ...	43
Figura 14 – Hidrograma de ruptura estimado.	46
Figura 15 – Mapa de inundação máxima da simulação preliminar.	49
Figura 16 – Mapa de inundação máxima da simulação preliminar com área bidimensional definida.	50
Figura 17 – Hidrograma triangular inserido como condição de contorno.	52
Figura 18 – Topologia do modelo das simulações de condições iniciais e de propagação de onda de ruptura.	53
Figura 19 – Localização das seções transversais e divisão da área de estudo utilizada para apresentação dos resultados.	58
Figura 20 – Perfil longitudinal de elevação mínima do leito.	59
Figura 21 – Perfil longitudinal da declividade ao longo do trecho.	60
Figura 22 – Perfil longitudinal da largura mínima inundada (W).	61
Figura 23 – Perfil longitudinal da largura máxima inundada (W plan).	62
Figura 24 – Propagação do hidrograma de ruptura.	63
Figura 25 – Hidrogramas - Trecho 01.	63
Figura 26 – Hidrogramas - Trecho 02.	64

Figura 27 – Mapas de inundação máxima - Trecho 01.....	65
Figura 28 – Mapas de inundação máxima - Trecho 02.....	66
Figura 29 – Hidrogramas -Trecho 03.....	67
Figura 30 – Hidrograma extraído na S46km.....	68
Figura 31 – Hidrograma extraído na S57km.....	68
Figura 32 – Mapas de inundação máxima - Trecho 03.....	69
Figura 33 – Hidrograma extraído na S70km.....	70
Figura 34 – Mapas de inundação máxima - Trecho 04.....	71
Figura 35 – Perfil longitudinal de elevação máxima do nível d'água.	72
Figura 36 – Perfil longitudinal de vazão de pico.	73
Figura 37 – Variação percentual da vazão ($dQ(\%)/dx$) entre seções ao longo do trecho.....	73
Figura 38 – Perfil longitudinal do tempo de pico.	74
Figura 39 – Variação da celeridade da onda (dx/dt) entre seções ao longo do trecho.....	74
Figura 40 – Análise estatística das variáveis de interesse.....	75
Figura 41 – Tempo de retorno das vazões de pico.....	77

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Principais rompimentos de barragens brasileiras (TSCHIEDEL, 2017).	19
Tabela 2 - Relação de modelos hidrodinâmicos disponíveis (TSCHIEDEL, 2017).....	22
Tabela 3 - Formulações matemáticas para determinação da vazão de pico e tempo de formação da brecha (Adaptada de Wahl (2004)).....	26
Tabela 4 – Características das estações fluviométricas existentes na região de estudo (ANA, 2013).	35
Tabela 5 – Vazões características das estações fluviométricas existentes na região de estudo.	36
Tabela 6 - Estimativas quanto ao coeficiente de Manning (USACE, 2016).	44
Tabela 7 - Classes de uso do solo presentes na região e seus respectivos coeficientes de Manning estimados.	45
Tabela 8 - Vazões regionalizadas para as condições de contorno.	52

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
2	OBJETIVOS	15
2.1	OBJETIVO GERAL	15
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	15
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
3.1	RUPTURA DE BARRAGENS	16
3.1.1	Causas de rupturas em barragens	16
3.1.2	Segurança de Barragens	17
3.2	PROPAGAÇÃO DA ONDA DE RUPTURA	21
3.2.1	Aspectos matemáticos – HEC-RAS 2D	24
3.3	HIDROGRAMA DE RUPTURA	25
3.4	DADOS TOPOBATIMÉTRICOS	28
3.5	ESTUDOS ENVOLVENDO INCERTEZAS ASSOCIADAS AOS DADOS TOPOGRÁFICOS	30
4	MATERIAIS E MÉTODOS	32
4.1	ÁREA DE ESTUDO	32
4.2	BASE DE DADOS	34
4.2.1	Dados fluviométricos	34
4.2.2	Dados topográficos	36
4.2.3	Uso do solo	37
4.3	GEOPROCESSAMENTO	38
4.3.1	Modificações no MDT	39
4.3.2	Inserção das calhas no MDT	39
4.3.3	Modificação do mapa de uso do solo	43
4.4	COEFICIENTES DE RUGOSIDADE	44
4.5	HIDROGRAMA DE RUPTURA	45
4.6	DEFINIÇÃO DOS CENÁRIOS	47
4.7	SIMULAÇÃO EM REGIME NÃO PERMANENTE	47
4.7.1	Domínio de simulação	48

4.7.2	Simulação de condições iniciais.....	50
4.7.3	Simulação de propagação de onda de ruptura.....	54
4.7.3.1	Condições iniciais	54
4.7.3.2	Condições de contorno.....	54
4.7.3.3	Aspectos numéricos.....	54
4.8	ERROS E INSTABILIDADES	55
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	57
5.1	EXTRAÇÃO DOS RESULTADOS.....	57
5.2	CARACTERÍSTICAS DO TRECHO ESTUDADO.....	59
5.3	ANÁLISE CONJUNTA DAS MANCHAS DE INUNDAÇÃO E HIDROGRAMAS	62
5.4	ANÁLISE DOS PERFIS DAS VARIÁVEIS DE INTERESSE	72
5.5	TEMPO DE RETORNO DAS VAZÕES DE PICO	76
5.6	LIMITAÇÕES DO ESTUDO.....	78
6	CONCLUSÕES	79
7	RECOMENDAÇÕES.....	82
8	REFERÊNCIAS	83

1 INTRODUÇÃO

Um dos principais mecanismos que possibilitaram o aparecimento, o desenvolvimento e a vida dos organismos na Terra consiste nos movimentos da água que transita do oceano para a atmosfera, desta para o continente e retorna ao oceano, fechando um grande ciclo denominado ciclo hidrológico (LEOPOLD, 1994). A importância dos recursos hídricos para a manutenção da vida e o potencial uso destes recursos nas mais diversas aplicações, tornou necessário à humanidade o desenvolvimento de tecnologias que alterassem parcialmente esse ciclo a seu favor, na tentativa de controlar a disponibilidade da água.

A partir desta demanda, desenvolveram-se os barramentos, que consistem basicamente em estruturas artificiais instaladas no leito de um córrego, para confinar e controlar o fluxo de água do mesmo, cujo objetivo primordial era o atendimento da demanda de abastecimento para consumo e de irrigação.

Com o passar do tempo, o uso das barragens foi sendo diversificado e ampliado e hoje estas são utilizadas também para outros fins, como a navegação, a recreação, a contenção de sedimentos, o controle de enchentes e a obtenção de energia hidrelétrica (ICOLD, 2007). As diversas aplicações das barragens colaboraram para o desenvolvimento das cidades e aprimoramento das atividades agropecuárias e industriais.

Apesar de todos os benefícios proporcionados pela implantação dessas estruturas, a construção e operação de uma barragem representa uma interferência ambiental e social significativa. A área alagada à montante do barramento irá impactar a fauna e a flora local e pode obrigar a realocação de comunidades inteiras. Já a área a jusante do empreendimento será afetada pela mudança do regime hidrológico ocasionada pela regularização da vazão.

Além disso, como toda estrutura, as barragens possuem um risco de falha associado. A eventual ruptura de uma barragem tem potencial para gerar vazões extremas, muito superiores a qualquer observação fluviométrica já verificada no curso d'água barrado ou, até mesmo, a vazões características de dimensionamento das estruturas da barragem, como a Decamilenar e a Cheia Máxima Provável (CMP), usualmente utilizadas para o dimensionamento de vertedouros. Sendo assim, faz-se importante a realização de estudos de rompimento de barragens, para avaliar o impacto que tal acidente pode gerar no vale a jusante do barramento.

No Brasil, a Lei 12.334/2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens e regulamenta sobre os procedimentos relativos à segurança de barragens brasileiras exige basicamente, através da Resolução 236/2017 (ANA, 2017b), que estudos de rompimento sejam conduzidos no caso de barragens que sejam classificadas, de acordo com a

Resolução 143/2012 (CNRH, 2012), com alto dano potencial associado ou, ao mesmo tempo, com médio dano potencial associado e categoria de risco alto. Além disso, através do “Guia de orientação e Formulários dos Planos de Ação de Emergência (PAEs)” (ANA, 2016), foi determinado que esses estudos fossem conduzidos utilizando a modelagem hidrodinâmica para propagação de onda da eventual ruptura de uma barragem, buscando analisar os efeitos da onda de cheia nas áreas impactadas pelo acidente.

Os dados topobatimétricos de jusante consistem em um dos principais dados de entrada da modelagem hidrodinâmica e, portanto, a precisão e o detalhamento dessas informações podem afetar consideravelmente os resultados.

Contudo, a aquisição precisa dessas informações, na maioria das vezes, consiste num extenso e custoso trabalho de campo que envolve equipes multidisciplinares. Ainda, o tempo necessário para a realização do levantamento pode se tornar um fator limitante à execução de estudos de ruptura, como no caso da necessidade de uma estimativa expedita de áreas inundadas, para uma barragem com risco iminente de ruptura (TSCHIEDEL, 2017).

Em virtude do avanço e disseminação das técnicas de sensoriamento remoto para obtenção de dados altimétricos, atualmente existem Modelos Digitais de Elevação (MDE), em escala regional e com grande precisão, que podem ser obtidos em pouco tempo e com custos de aquisição potencialmente menores aos custos associados aos levantamentos topobatimétricos (TSCHIEDEL, 2017).

A diferença básica entre os levantamentos topobatimétricos e os MDE reside no detalhamento das informações topográficas nos cursos hídricos, uma vez que os Modelos Digitais de Elevação não apresentam as profundidades abaixo da superfície d'água, em razão da maioria dos sensores empregados na obtenção dos mesmos não serem capazes de ultrapassar a água.

Logo, questiona-se quanto à importância da representação detalhada da calha do rio em estudos de rompimento, levando em conta a magnitude da onda de cheia oriunda da ruptura de uma barragem.

Sendo assim, este estudo propõe a avaliação da influência da batimetria dos rios nas principais variáveis de interesse de um estudo de rompimento de barragens, utilizando um levantamento topográfico preciso, posteriormente modificado na região dos cursos d'água para representar calhas fictícias. A base topográfica utilizada será o MDT (Modelo Digital de Terreno), com resolução compatível a escala 1:10.000, originado de um levantamento aerofotogramétrico, realizado entre 2010 e 2013 para o estado de Santa Catarina (SDS, 2014).

O estudo de caso foi conduzido na Barragem Sul, situada na bacia do Rio Itajaí-Açu, por estar localizada no estado catarinense e, portanto, na área do levantamento. A simulação da propagação de onda da hipotética ruptura da Barragem Sul foi realizada através do modelo hidrodinâmico HEC-RAS versão 5.0.3, utilizando a abordagem bidimensional do modelo, a fim de compreender a influência dos dados topobatimétricos de jusante em resultados e contribuir para o desenvolvimento de metodologias para aplicação em estudos de rompimento de barragens.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

De modo geral, o presente trabalho teve como objetivo estudar a influência dos dados topobatimétricos da calha de jusante em estudos de rupturas de barragens, aplicando o modelo hidrodinâmico bidimensional HEC-RAS versão 5.0.3 na Barragem Sul, localizada no Rio Itajaí do Sul, em Santa Catarina.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Em termos específicos, apresentam-se os seguintes objetivos:

- Avaliar a influência do tamanho da calha principal em resultados analisados em estudos de rompimento de barragens, como a vazão de pico, o tempo de pico e elevação máxima do nível d'água.
- Avaliar como as características físicas do sistema fluvial e magnitude das vazões de pico influenciam na sensibilidade da informação da calha principal do rio.
- Indicar como os resultados obtidos neste trabalho podem contribuir para a definição da extensão dos modelos e da necessidade de levantamento de seções topobatimétricas em estudos de rompimento de barragens.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 RUPTURA DE BARRAGENS

A ruptura de uma barragem representa a perda da integridade estrutural, causada pelo colapso total ou parcial do maciço e com o potencial de desencadear a liberação incontrolável do material armazenado pela estrutura (BRASIL, 2002).

Os itens a seguir apresentam alguns aspectos relevantes quanto às causas mais comuns de ruptura e breves comentários acerca de alguns acidentes marcantes envolvendo barragens e da legislação vigente no cenário mundial e nacional.

3.1.1 Causas de rupturas em barragens

Os mecanismos de rompimento e as circunstâncias que podem levar à ruptura de uma barragem são de origem variada e seu entendimento é importante na elaboração de medidas preventivas e para a análise de riscos.

Mascarenhas (1990) classificou as principais causas de rompimento de barragens em duas categorias: causas materiais e/ou naturais e causas induzidas pela ação humana. As primeiras incluem os fenômenos de galgamento (*overtopping*), entubamento (*pipping*), deslizamentos das fundações ou do enrocamento, acomodações geológicas, efeitos sísmicos e enchentes extremas. Já as causas humanas compreendem nas falhas de projeto, falhas na construção, operação inadequada do reservatório, terremotos induzidos e ações de guerra. Ainda, o referido autor destaca que a ruptura pode ser promovida por um fator isolado ou por uma combinação de fatores.

Neste item, procurou-se abordar brevemente os mecanismos de rompimento mais frequentemente observados. De acordo com Lauriano (2009), em barragens de terra e enrocamento, a maioria dos eventos de ruptura observados foi causada devido à ocorrência de galgamento e erosão interna ou nas fundações. Já as barragens de concreto estão mais vulneráveis ao rompimento associado a problemas nas fundações.

O galgamento, quanto a mecanismo de ruptura, ocorre quando a água começa a verter em locais que não foram projetados para tal, pela incapacidade do vertedouro em suportar os volumes de água a serem vertidos. Com o avanço do processo de galgamento, inicia-se a formação de uma brecha, em algum ponto frágil na crista do barramento, que irá evoluir de acordo com as características do material da barragem e do reservatório. O galgamento pode ser desencadeado por causas naturais, como a formação de uma onda no reservatório a partir de um abalo sísmico ou deslizamento de terra, ou por causas humanas, como uma falha de

operação no reservatório. Também, o galgamento pode suceder a ocorrência de um evento extremo de cheia e neste caso as causas podem ser humanas, em razão de falha de projeto ou risco assumido, ou naturais, no caso de uma cheia extraordinária (COLLISCHONN, 1997).

O entubamento, ou infiltração (*piping*), decorre da percolação de água através das paredes ou das fundações da barragem. Esse processo pode resultar no aparecimento de uma brecha que irá crescer, por erosão, até o colapso do maciço (COLLISCHONN, 1997).

As falhas estruturais e nas fundações podem causar a ruptura do maciço de forma imediata. No caso deste tipo de rompimento, pode ocorrer o deslizamento da fundação sobre o material em que se encontra a barragem, o que pode ser causado por acomodações geológicas ou infiltrações. Além disso, um evento extremo de vazão pode levar ao galgamento da barragem e resultar na erosão da fundação, no pé da barragem ou a jusante do vertedouro, causada pela água que foi vertida. (COLLISCHONN, 1997).

3.1.2 Segurança de Barragens

Durante o século passado, em nível mundial, foram registrados pelo menos 200 acidentes graves com barragens, que levaram a morte de mais de 8.000 pessoas e afetaram outras milhares, deixando parte da população desabrigada. Até a década de 1950, o campo de segurança de barragens somente levava em conta a segurança das próprias estruturas e a maioria dos países não possuíam regulamentações destinadas a garantir a segurança da barragem e do vale à jusante (BALBI, 2008).

Alguns acidentes ocorridos entre as décadas de 50 e 70 na Europa e nos Estados Unidos originaram instrumentos legais que consideravam a segurança do vale a jusante, seus riscos de potenciais de inundação, estudo de perdas econômicas e de vidas humanas. O surgimento da gestão de riscos e emergências em rupturas de barragens motivou a elaboração de Planos de Ações Emergenciais (PAE) (BALBI, 2008).

Dentre os países que desenvolveram regulamentações motivadas por acidentes graves durante o período entre as décadas de 1950 e 1970, destacam-se a Espanha, a França e os Estados Unidos.

Na Espanha, a ruptura da Barragem Vega de Tera, em 1959, motivou a criação de uma comissão nacional de normas que estabeleceu uma instrução normativa para o projeto, construção e exploração de grandes barragens, que entrou em vigor em 1967. Segundo Almeida (1999), essa norma foi atualizada em 1993, quando passou a incluir critérios para a proteção civil de áreas sob o risco de inundação, na ocorrência de uma a ruptura de uma barragem. Além disso, a reformulação da norma apresentou o conceito de classificação das

barragens segundo o risco potencial de danos causados à jusante e a obrigatoriedade da elaboração de um Plano de Ação Emergencial para determinadas classes de barragens (BRASIL, 2005).

Em 1968, a França tornou compulsória a elaboração de planos de emergência e resgate das populações a jusante, em resposta ao acidente da barragem de Malpasset, ocorrido em 1959, responsável por 433 mortes (BRASIL, 2005).

Nos Estados Unidos, antes da década de 60, já havia normas que previam ações de proteção e evacuação da população de jusante no caso da ruptura de uma barragem. Contudo, o colapso da Barragem Teton em 1977, que consistia em uma barragem de terra com altura de 123 m, criou precedente para a revisão dos conceitos de segurança e riscos a jusante de grandes barragens. Assim, em 1979 foi lançado o Guia Federal para Segurança de Barragens, recomendando a elaboração de Planos de Ação Emergencial (BRASIL, 2005).

Também, a partir da década de 70, o ICOLD (Comissão Internacional de Grandes Barragens) passou a investir vigorosamente em um programa de segurança de barragens em escala global. Como consequência disso e da crescente preocupação com a segurança de barragens, diversas nações implantaram políticas de segurança de barragens ou atualizaram suas regulamentações ao longo das próximas décadas (VEROL, 2010).

Até 2010, ano em que foi sancionada a Lei 12.334, que estabeleceu a Política Nacional de Segurança de Barragens no Brasil, pelo menos 28 países já possuíam regulamentações acerca de segurança de barragens, destacando os EUA (1978), Austrália (1978), Portugal (1990) e Canadá (1995) (TSCHIEDEL, 2017).

Com isso, fica evidente que a regulamentação brasileira ocorreu de forma tardia, considerando que, durante o século XX, também houve acidentes graves envolvendo barragens no território brasileiro. A Tabela 1 apresenta uma compilação elaborada por Tschiedel (2017) dos principais acidentes ocorridos no Brasil desde 1950, organizados por década.

Tabela 1 – Principais rompimentos de barragens brasileiras (TSCHIEDEL, 2017).

Década						
1950	1960	1970	1980	1990	2000	2010
Pampulha	Orós	Euclides da Cunha	Boa Esperança	Macacos	Rio Verde	Itabirito
		Limoeiro	Santa Helena	Emas	Cataguases	Fundão
		Poquim	Fernandinho		Mirai	Laranjal do Jari
			Pico São Luiz		Espora	Herculano
					Apertadinho	Camocim
					Algodões	Analandia
					Camará	Boa Vista do Uru
					Nova Lima	Vacaro
						Coronel Sapucaia
						Zampieri
						Buritis

Dentre os acidentes apresentados acima, destacam-se os desastres envolvendo as barragens Orós (1960), Euclides da Cunha e Limoeiro (1977) e Fundão (2015).

A ruptura da Barragem Óros, localizada próximo à cidade de mesmo nome, no estado do Ceará, ocorreu ainda durante a sua construção. Um evento extremo de precipitação, com duração de uma semana, levou ao galgamento da barragem, cuja estrutura era composta por terra e blocos de rocha. A onda de cheia atingiu o vale de Jaguaribe, onde cerca de 100.000 pessoas foram evacuadas. O número de vítimas fatais atribuídos a esse acidente é incerto, porém algumas fontes apontam números da ordem de 1.000 mortos (JANSEN, 1980 apud BALBI, 2008).

Em 1977, ocorreu um episódio de ruptura em cascata no estado de São Paulo, envolvendo as Barragens Euclides da Cunha e Limoeiro, sendo a última localizada 10 km a jusante da primeira. O acidente na Barragem Euclides da Cunha ocorreu pela incapacidade de liberação de uma vazão próxima a de projeto, devido a falhas de comunicação entre operadores e ao mau funcionamento dos extravasores, levando ao galgamento da crista da barragem. Em poucos minutos, a onda de cheia resultante da ruptura atingiu 1,3 m acima da crista da Barragem Limoeiro, ocasionando também o rompimento dessa estrutura. Não houve registros de vítimas fatais, porém estima-se que 4.000 residências foram atingidas durante o evento. (BALBI, 2008; LAURIANO, 2009).

O acidente grave mais recente é o caso do rompimento da Barragem de Fundão, da Samarco Mineração, localizada em Mariana-MG. A barragem de rejeito de minério de ferro entrou em colapso em novembro de 2015, o que levou a liberação de cerca de 42 hm³ de lama, devastando completamente o povoado de Bento Rodrigues, localizado a aproximadamente 3 km à jusante da barragem, e comprometendo seriamente o Rio Doce até a sua foz no Espírito Santo, o que equivale a um trecho de mais de 700 km. O evento foi reconhecido como um dos

piores desastres ambientais da história brasileira, com perdas sociais, ambientais e econômicas significativas, entre elas a morte de 19 pessoas, o desalojamento de cerca de 300 famílias e a perda da qualidade ambiental do Rio Doce (ANA, 2017a).

Um detalhamento maior do histórico de rompimentos e da legislação acerca de segurança de barragens, no âmbito nacional e mundial, pode ser encontrado em diversos estudos, destacando os estudos citados neste trabalho: Brasil (2005), Balbi (2008), Lauriano (2009) e Verol (2010).

Em 2010, a Lei 12.334 instaurou a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), documento que, entre outros aspectos, estabeleceu atribuições e formas de controle necessárias para garantir condições adequadas de segurança das barragens ao longo da sua vida, visando reduzir a possibilidade de acidente e seus possíveis efeitos sociais e ambientais.

Até então muitos aspectos relacionados à segurança de barragens eram avaliados por experiência e os procedimentos realizados eram baseados nas boas práticas de engenharia, no que se refere à redução de risco de falha e manutenção da segurança das barragens. Além disso, apesar de não haver uma legislação específica, havia documentos orientadores, como o Manual de Segurança e Inspeção de Barragens (BRASIL, 2002) e o Guia Básico de Segurança de Barragens (CBDB, 1999), elaborados respectivamente pelo Ministério da Integração Nacional e pelo Comitê Brasileiro de Barragens, que apresentavam, entre outras coisas, diretrizes para elaboração de Planos de Ação Emergencial.

A Política Nacional de Segurança de Barragens *“aplica-se a barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais, que contenham pelo menos uma das seguintes características:*

I - altura do maciço, contada do ponto mais baixo da fundação à crista, maior ou igual a 15m (quinze metros);

II - capacidade total do reservatório maior ou igual a 3.000.000 m³ (três milhões de metros cúbicos);

III - reservatório que contenha resíduos perigosos conforme normas técnicas aplicáveis;

IV - categoria de dano potencial associado, médio ou alto, em termos econômicos, sociais, ambientais ou de perda de vidas humanas, conforme definido no art. 6º” (Brasil, 2010).

As barragens que se enquadram nesses critérios devem ser classificadas quanto à categoria de risco, dano potencial associado e volume, conforme a Resolução 143/2012 do CNRH (Conselho Nacional de Recursos Hídricos) (CNRH, 2012).

De acordo com a Resolução 236/2017 (ANA, 2017b), que dispõe sobre barragens cujo direito de uso dos recursos hídricos foi outorgado pela ANA, para as barragens classificadas com dano potencial associado alto ou, ao mesmo tempo, com dano potencial associado médio e categoria de risco alto é obrigatório a elaboração do PAE (Plano de Ação de Emergência) podendo ser exigido pelo órgão fiscalizador sempre que considerar necessário, independente da classificação.

O PAE é parte integrante do PSB (Plano de Segurança de Barragens) e, de acordo com o Bureau of Reclamation (1987), é um plano a ser colocado em prática para reduzir o potencial de dano à propriedade e de perda de vidas, em uma área afetada pela ruptura de uma barragem ou por uma inundação significativa.

Em 2016, a ANA publicou um documento orientador para elaboração do PAE, o Guia de orientação e Formulários dos Planos de Ação de Emergência (PAEs) (Volume IV do Manual do Empreendedor sobre Segurança de Barragens) (ANA, 2016), onde consta a exigência da elaboração de um estudo de rompimento de barragem através da modelagem hidrodinâmica.

Basicamente, um estudo de rompimento de barragem consiste na simulação da propagação da onda de cheia no vale a jusante, que irá fornecer informações como a extensão da área inundada, o tempo de chegada da onda, as cotas máximas atingidas pela cheia, entre outras, que serão utilizadas para avaliar as consequências decorrentes do rompimento hipotético e fundamentar a elaboração de planos de zoneamento e evacuação (COLLISCHONN, 1997). Nesse sentido, o próximo item aborda os aspectos teóricos envolvendo a propagação da onda de cheia utilizando modelos hidrodinâmicos, mais especificamente o HEC-RAS versão 5.0.3, utilizado neste estudo.

3.2 PROPAGAÇÃO DA ONDA DE RUPTURA

A propagação da onda de ruptura no vale de jusante pode ser realizada através da aplicação de modelos hidrológicos, definidos por Tucci (2005) como a representação de um sistema, no caso uma bacia hidrográfica, com o objetivo de compreender os processos físicos que nele ocorrem e buscar respostas para diferentes entradas.

No caso da modelagem de propagação de ondas de cheia, os modelos procuram representar o comportamento do escoamento ao longo de rios e canais e os efeitos sofridos

pela onda durante a propagação, como a translação, o amortecimento e os efeitos de jusante (COLLISCHONN & DORNELES, 2013).

Em termos de modelagem de ruptura de barragens, podem-se dividir os modelos utilizados em: modelos físicos e modelos matemáticos.

Os modelos físicos representam o sistema através de um modelo reduzido do mesmo e são baseados na teoria da semelhança (TUCCI, 2005). Os chamados modelos matemáticos, ainda, podem ser divididos em modelos hidrodinâmicos simplificados e modelos hidrodinâmicos completos. Os primeiros utilizam a equação da continuidade e uma versão simplificada da equação da quantidade de movimento para descrever o comportamento do escoamento no modelo e podem ser classificados em modelos do tipo armazenamento, onda cinemática e difusão (PONTES, 2011). Já os modelos hidrodinâmicos completos representam os sistemas através das Equações de Saint-Venant.

Existe uma grande variedade de modelos hidrodinâmicos disponíveis no mercado e alguns deles são apresentados na Tabela 2. Esses modelos divergem quanto à dimensionalidade, complexidade de uso, comercialidade, abordagem numérica, precisão, entre outros fatores.

Tabela 2 - Relação de modelos hidrodinâmicos disponíveis (TSCHIEDEL, 2017).

Dimensionalidade	Modelo	Organização
1D	DAMBRK	NWS
	DAMBRK-UK	Binnie & Partners
	FLDWAV	NWS
	FLORIS	ETHZ
	HEC-RAS	USACE
	HYDRO 1D	Mott MacDonald
	MIKE 11	DHI
2D	DBK2	IWHR
	FLOOD 2D	ENEL
	HEC-RAS	USACE
	HYDRO 2D	Mott MacDonald
	JFLOW	Jeremy Berm Association
	LISFLOOD	University of Bristol
	MIKE 21	DHI
XP SWMM	XP SOLUTIONS	
3D	FLUENT	FLUENT
	HYDRO 3D	Mott MacDonald
	MIKE 3	DHI
	TELEMAC-3D	EDF
	TRIVAST	Cardiff University

Considerando que a disponibilidade de softwares não é um problema, tanto no âmbito comercial ou não, o modelador deve escolher o programa mais adequado considerando os dados que estão disponíveis, as ferramentas necessárias para alcançar os resultados necessários e o conhecimento e a experiência do usuário com o programa. Portanto, em certas

situações, quando os dados não são confiáveis ou o usuário não possui experiência, pode ser mais válido utilizar um software mais simples, com uma dimensionalidade menor.

Neste trabalho foi utilizado o HEC-RAS versão 5.0.3, desenvolvido pelo *Hydrologic Engineering Center* do *U.S. Army Corps of Engineer* (USACE, 2016). O programa é muito utilizado em estudos hidrodinâmicos, pelo fato de ser disponibilizado gratuitamente, ser bem documentado, permitir a modelagem do escoamento permanente e não permanente e disponibilizar a resolução das equações completas unidimensionais e bidimensionais de Saint-Venant. Ademais, a modelagem pode ser efetuada até mesmo com uma combinação de ambas abordagens dimensionais, 1D e 2D, em diferentes partes do modelo.

No caso da modelagem de fluxo unidimensional, a inundação ao longo do canal principal é representada de uma forma que considera somente uma direção preferencial de fluxo, relacionada com a coordenada espacial x , que segue o eixo do canal principal. Já a modelagem bidimensional, leva em conta que o fluxo pode ocorrer em duas direções, de forma discreta, ao longo das coordenadas espaciais horizontais (CUNGE, 1980).

Em relação à modelagem unidimensional em regime não permanente, o HEC-RAS utiliza as equações de Saint-Venant 1D, conhecidas como equações de águas rasas unidimensionais. As equações de Saint-Venant 1D, em regime não permanente, são baseadas nas seguintes suposições (CUNGE, 1980):

- O escoamento é unidimensional, ou seja, a velocidade é uniforme em toda seção transversal e a lâmina d'água é, ao longo da seção, horizontal;
- O fluido é incompressível e homogêneo (massa específica constante);
- A perda de carga é obtida através das equações de Chézy e Manning;
- A curvatura das linhas de fluxo é pequena e a aceleração vertical é negligenciável, portanto a distribuição de pressões é considerada hidrostática;
- A declividade do fundo do canal é pequena.

As equações de Saint-Venant 1D e suas deduções podem ser encontradas em Cunge (1980).

Destaca-se que a discretização espacial dos modelos unidimensionais é feita através de seções transversais inseridas no modelo e interpoladas conforme o espaçamento necessário para garantir a estabilidade numérica.

A modelagem do escoamento unidimensional é capaz de representar bem a propagação de onda em um sentido, mas pode não ser a mais adequada para representar os padrões de fluxo em locais onde o escoamento não é necessariamente unidimensional, como em planícies de inundação (CUNGE, 1980).

O item seguinte entra em mais detalhes sobre o equacionamento utilizado na modelagem bidimensional no HEC-RAS, utilizada neste trabalho.

3.2.1 Aspectos matemáticos – HEC-RAS 2D

As equações de águas rasas, também chamadas de equações de Saint-Venant, são simplificações das equações de Navier-Stokes, que descrevem os movimentos dos fluidos em três dimensões, através das leis de conservação de massa e de quantidade de movimento.

As equações bidimensionais são obtidas a partir da integração vertical das equações 3D (eixo z), resultando em equações definidas ao longo de duas das variáveis espaciais (x e y), enquanto que no eixo z são consideradas velocidades médias. Essas equações são assim chamadas por assumirem que as escalas de comprimento verticais são muito menores do que as horizontais. Essa suposição leva considerar que a velocidade no eixo vertical (z) é baixa e a pressão pode ser considerada, portanto, hidrostática (ZHENG-GANG, 2008).

Assim como as equações de águas rasas 1D, as equações do escoamento bidimensional não permanente gradualmente variado também apresentam simplificações que consideram o fluido sendo incompressível, a massa específica uniforme e a pressão hidrostática. Além disso, o fluxo turbulento é estimado utilizando a viscosidade turbulenta do fluido. (USACE, 2016)

A forma vetorial das equações de conservação de massa (Equação 3.01) e de conservação da quantidade de movimento (Equação 3.02) é apresentada a seguir:

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \nabla \cdot hV + q = 0 \quad (3.01)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \cdot \nabla V = -g\nabla H + \nu_t \nabla^2 V - c_f V + f k \times V \quad (3.02)$$

onde t é o tempo, q são as contribuições ou abstrações de fluxo, g é a aceleração da gravidade, H é a elevação da superfície d'água, h é a profundidade, ν_t é o coeficiente de viscosidade turbulenta, c_f é o coeficiente de fricção de fundo, f é o parâmetro de Coriolis, V é o vetor velocidade, o operador diferencial ∇ é o vetor da derivada parcial dada por $\nabla = \left(\frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y} \right)$ e k é o vetor unitário na direção vertical.

Na Equação 3.02, os termos representam, da esquerda para a direita: (i) aceleração local, (ii) aceleração convectiva, (iii) termo de gravidade, (iv) viscosidade turbulenta, (v) fricção de fundo e; (vi) termo de Coriolis. Um detalhamento maior sobre esses termos pode ser obtido em USACE (2016).

Destaca-se que o termo de fricção de fundo (c_f), é avaliado através da fórmula de Manning, ou seja, através de um coeficiente de rugosidade:

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

onde n é o coeficiente de Manning, g é a aceleração da gravidade, V é o vetor velocidade e R é o raio hidráulico.

Em relação aos métodos numéricos, no HEC-RAS versão 5.0.3 a solução numérica dessas equações é obtida através de um esquema implícito híbrido que combina os métodos de diferenças finitas e volumes finitos para discretização espacial (USACE, 2016).

3.3 HIDROGRAMA DE RUPTURA

Segundo Collischonn (1997), a formação da brecha e o comportamento do reservatório determinam o hidrograma de ruptura. Quando ocorre a falha da barragem, forma-se uma abertura, pela qual a água do reservatório irá passar, e cujas dimensões podem ser ampliadas com o decorrer do evento.

Apesar dos processos de formação da brecha não serem completamente entendidos, sabe-se que eles estão significativamente atrelados ao tipo da barragem. O rompimento completo e instantâneo do maciço pode ser uma hipótese válida em estudos envolvendo barragens de concreto em arco ou quando se pretende adotar um cenário conservador. Tratando-se de barragens de terra ou de concreto em gravidade, essa abordagem não condiz com o observado na prática (COLLISCHONN, 1997).

Existem alguns métodos que simulam a formação da brecha, destacando o método do Hidrograma de ruptura estimado, considerado o mais simples e o método de Evolução pré-determinada da brecha, o mais popular. No primeiro método, utilizam-se estimativas de vazão de pico, tempo de esvaziamento e volume do reservatório para obtenção do hidrograma de ruptura. Já no método de evolução pré-determinada da brecha, a progressão da brecha formada é determinada por parâmetros relativos ao tempo de formação e dimensões máximas da mesma (COLLISCHONN, 1997).

Neste estudo, foi utilizado o método do hidrograma de ruptura estimado. Basicamente, para a determinação do hidrograma de ruptura, existem equações empíricas que estimam a vazão de pico e o tempo de formação da brecha como uma função das características da barragem e do reservatório, obtidas através da análise de casos históricos (WAHL, 2004).

A Tabela 3 apresenta algumas das equações empíricas utilizadas para o cálculo da vazão de pico, em barragens de terra e enrocamento, e o tempo de formação da brecha,

compiladas por Wahl (2004) e derivadas de estudos conduzidos por diversos autores. Adicionalmente, a Figura 1 ilustra os parâmetros geométricos da brecha que aparecem em algumas das equações apresentadas.

Tabela 3 - Formulações matemáticas para determinação da vazão de pico e tempo de formação da brecha (Adaptada de Wahl (2004))

Tempo de formação da brecha	
Referência	Equação
MacDonald e Langridge-Monopolis (1984)	$t_f = 0,0159 \times V_{er}^{0,364}$
Froehlich (1995a)	$t_f = 0,00254 \times (V_w^{0,53} \times h_b^{-0,9})$
Bureau of Reclamation (1988)	$t_f = 0,011 \times (B_{avg})$
Vazão de pico	
Referência	Equação
Kirkpatrick (1977)	$Q_p = 1,268 \times (h_w + 0,3)^{2,5}$
SCS (1981)	$Q_p = 16,6 \times (h_w)^{1,6}$
Hagen (1982)	$Q_p = 0,54 \times (S \times h_d)^{0,5}$
Bureau of Reclamation (1982)	$Q_p = 19,1 \times (h_w)^{1,85}$
Singh e Snorrason (1984)	$Q_p = 13,4 \times (h_d)^{1,89}$
MacDonald e Langridge-Monopolis (1984)	$Q_p = 1,154 \times (V_w \times h_w)^{0,412}$
Costa (1985)	$Q_p = 1,122 \times (S)^{0,57}$
Evans (1986)	$Q_p = 0,72 \times (V_w)^{0,53}$
Froehlich (1995b)	$Q_p = 0,607 \times (V_w^{0,295} \times h_w^{1,24})$
<p>B_{avg} – largura média da brecha (m) h_b - altura da brecha (m) h_w - altura d'água acima da brecha no momento da ruptura (m) h_d - altura da barragem (m) Q_p - vazão de pico (m³/s) S - volume do reservatório t_f - tempo de formação da brecha (h) V_{er} - volume de material erodido na barragem (m³) V_w - volume de água armazenada acima da brecha no momento da ruptura (m³)</p>	

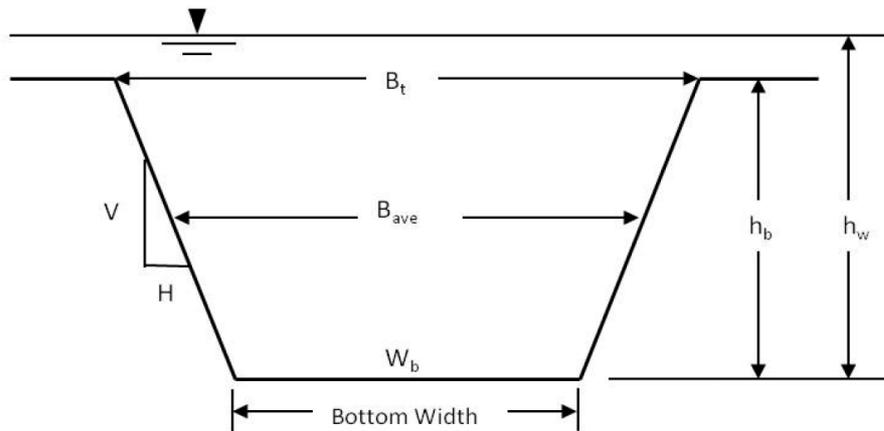


Figura 1 – Descrição dos parâmetros geométricos da brecha (USACE, 2014).

Mascarenhas (1990) propôs a utilização de um hidrograma triangular simplificado para determinar o hidrograma representativo da defluência do reservatório decorrente de um evento de colapso parcial ou total de uma barragem. O formato do hidrograma estimado e formulações relacionadas ao mesmo são apresentados na Figura 2.

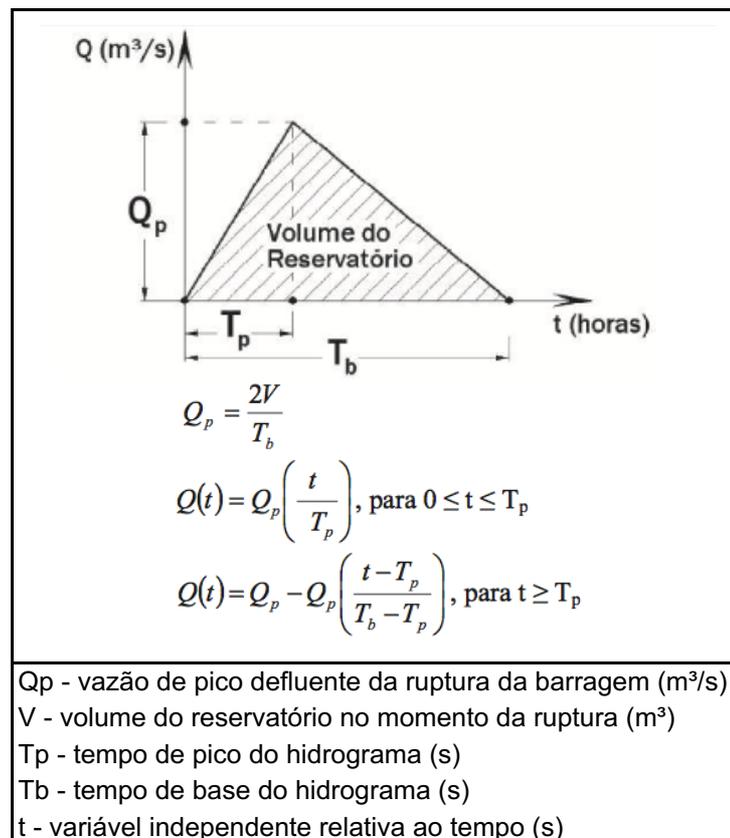


Figura 2 – Hidrograma Triangular Simplificado (MASCARENHAS, 1990) (Adaptado de Lauriano (2009)).

3.4 DADOS TOPOBATIMÉTRICOS

A caracterização topográfica do vale de jusante envolve a obtenção de dois tipos de dados complementares: os batimétricos e os topográficos. A batimetria consiste no levantamento das informações referentes à área molhada, ou seja, obtenção das informações x,y,z abaixo da linha d'água, de modo a caracterizar a calha do rio. Já o levantamento topográfico irá caracterizar a área seca, ou seja, a planície de inundação.

A integração dos dados batimétricos e topográficos produz os dados topobatimétricos, necessários para a caracterização do vale de jusante e utilizados como dado de entrada nos modelos hidrodinâmicos.

Até o final dos anos 1990, não havia dados topográficos suficientemente detalhados de modo a prover confiança aos modelos de previsão distribuídos. Os dados de levantamentos topográficos disponíveis eram capturados como séries de seções transversais perpendiculares ao canal e à planície de inundação e, portanto, eram mais facilmente integrados a modelos unidimensionais (BATES, 2012).

A partir dos anos 2000, o aperfeiçoamento das técnicas de sensoriamento remoto permitiu, entre outros aspectos, a obtenção de dados tridimensionais, a partir de modelos digitais de elevação (MDE), o que tem favorecido o uso de modelos bidimensionais. A caracterização da planície de inundação, anteriormente realizada por métodos convencionais, passou a ser feita por métodos remotos.

No âmbito deste trabalho, procurou-se avaliar a influência da batimetria com a inserção de calhas fictícias em um levantamento topográfico detalhado. Assim, este item irá tratar sobre algumas técnicas empregadas na obtenção deste tipo de levantamento, que originam modelos digitais de elevação (MDE).

A Fotogrametria é reconhecida como o primeiro método de sensoriamento remoto desenvolvido, sendo utilizada para fins de mapeamento topográfico, utilizando-se fotografias capturadas a partir de balões ainda na década de 1860 (NOVO, 2010). A técnica consiste na obtenção de medições precisas através do registro e interpretação de fotografias aéreas.

Basicamente, utilizam-se câmeras especiais de grande precisão, embarcadas em aeronaves pequenas, que irão cobrir a área a ser mapeada em linhas de voo paralelas entre si. Durante o voo, as fotos vão sendo obtidas de forma a assegurar sobreposição longitudinal, entre uma foto e outra, mínima de 60% e sobreposição lateral, entre as linhas de voo, de 20 a 30% (Figura 3). A sobreposição garante que haja pelo menos duas ou até três visadas fotográficas diferentes de cada objeto. A partir dessas imagens obtidas de pontos de vista

diferentes, é que se aplica a técnica de medição de paralaxe estereoscópica, ou seja, a medição do deslocamento relativo de um objeto devido à alteração na posição de observação (JENSEN, 2009).

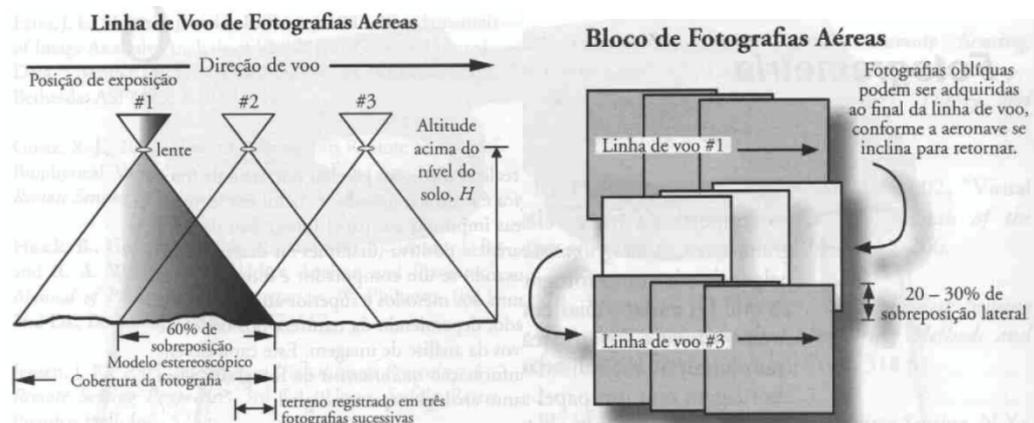


Figura 3 – Esquema geral sobre obtenção de fotografias aéreas.

A partir das técnicas de fotogrametria digital, utilizando fotografias aéreas estereoscópicas de alta qualidade, é possível extrair produtos como MDE e Ortoimagens precisos (Jensen, 2009). A fotogrametria produz modelos digitais contendo as informações altimétricas dos objetos acima do solo, como edificações e copas de árvores, denominados Modelos Digitais de Superfície (MDS). Através de um processo de filtragem de um MDS, que exige conhecimento sobre o objeto e o terreno em questão, é possível produzir um Modelo Digital de Terreno (MDT), que consiste basicamente em um MDE limitado ao detalhamento do terreno e, portanto, não representa os objetos presentes no solo, como ocorre nos MDS.

Outro método remoto existente para obtenção de dados altimétricos utiliza o sensor LiDAR (*Light Detection and Ranging*), que consiste em um sistema de sensoriamento remoto ativo, que emite pulsos de luz laser em direção à superfície através de um espelho de varredura. Um receptor registra a quantidade de energia retroespalhada pelo solo. É necessária a utilização de duas unidades GPS, uma registrando a posição juntamente ao laser e outra em uma estação base junto ao solo. Para o mapeamento topográfico, utilizam-se sensores de luz laser no infravermelho próximo (1040 a 160 nm) (JENSEN, 2009).

A forma de obtenção mais comum dessas duas técnicas (fotogrametria e LiDAR) consiste da utilização dos equipamentos em pequenas aeronaves que sobrevoam as áreas em que se deseja realizar os levantamentos topográficos. Recentemente, houve um avanço na utilização dessas técnicas acopladas a VANTS (Veículos aéreos não tripulados), com destaque para a fotogrametria, que se apresenta como um modo de obtenção de dados topográficos promissor, pelos baixos custos associados, em relação aos levantamentos utilizando aeronaves.

Por último, destaca-se a obtenção de dados altimétricos através de satélites, podendo ser utilizadas técnicas de sensoriamento remoto ativo ou passivo para tal. Estas técnicas divergem quanto à fonte de energia, enquanto os sensores passivos dependem de uma fonte de radiação externa para adquirir informações sobre os objetos na superfície, os sensores ativos emitem sua própria radiação para interagir com os objetos de interesse e obter informações sobre os mesmos (NOVO, 2010).

Dentre as técnicas existentes utilizadas na aquisição de dados de altimetria orbitais, destaca-se a Interferometria de Radar de Abertura Sintética (InSAR), que consiste em um sistema de aquisição de imagens ativo.

Ressalta-se que essa técnica foi empregada na missão SRTM (*Shuttle Radar Mapping Mission*), conduzida em fevereiro de 2000, em que foi realizado o mapeamento de toda a superfície terrestre. (NOVO, 2010) e originou, entre outros produtos, um Modelo Digital de Elevação de escala global, com resolução de 1 arco de segundo (30 metros), disponibilizado gratuitamente a partir de 2014 (TSCHIEDEL, 2017).

Tschiedel (2017) aponta que existe uma nova geração de sensores orbitais que podem ser usados para obtenção de MDE mais precisos e detalhados e, portanto, são capazes de competir com os MDE obtidos através de levantamentos aerofotogramétricos, em razão dos custos de obtenção.

3.5 ESTUDOS ENVOLVENDO INCERTEZAS ASSOCIADAS AOS DADOS TOPOGRÁFICOS

Este item trata sobre alguns estudos que, entre outras coisas, analisaram a influência dos dados topográficos em estudos de rompimento de barragens, sendo esses os trabalhos conduzidos por Rocha (2015), Tschiedel (2017) e Lopes (2015).

Rocha (2015) avaliou a sensibilidade de dois modelos hidrodinâmicos a variações em alguns dados de entrada, através da retroanálise da ruptura de uma barragem de rejeitos, entre eles os parâmetros da brecha de ruptura, o volume do material mobilizado durante o evento, o coeficiente de Manning e a topografia de jusante. O autor verificou que o MDE com maior resolução, construído a partir de carta topográfica do IBGE, superestimou significativamente a área inundada e o MDE do SRTM subestimou a inundação. Em comparação com os demais dados de entrada variados, foi constatado que a variação da topografia poderia exercer a maior influência sobre a mancha de inundação.

Tschiedel (2017) conduziu um estudo para avaliar como as incertezas de determinados dados de entrada utilizados em estudos de rompimento de barragem afetam certos resultados

utilizados para avaliação da onda de cheia, em duas áreas de estudo com características contrastantes. Entre os dados de entrada considerados, o autor avaliou a influência da topografia de jusante e verificou que os MDE globais de baixa precisão poderiam ser utilizados para estimar o tempo de pico sem altos erros agregados, porém para as demais variáveis, como vazão de pico, profundidade máxima e velocidade máxima, a utilização desses MDE deveria ser feita com parcimônia. Em geral, o estudo verificou que as incertezas relativas à caracterização topográfica de jusante podem ser compensadas por subestimativas ou superestimativas de outros dados de entrada do modelo. Por fim, concluiu-se que a utilização de dados topográficos precisos é fundamental para o mapeamento adequado da área de inundação.

Por fim, Lopes (2015) avaliou a importância de dados topobatimétricos detalhados na modelagem hidrodinâmica unidimensional de canas, através de um estudo de caso na UHE Tucuruí, comparando um cenário com dados topobatimétricos de alta resolução com outro cenário em que utilizou-se uma batimetria simplificada no fundo do canal. A autora constatou que para a área de estudo, que compreendia um trecho de 14 km do Rio Tocantins, onde o mesmo possui uma largura média considerável, equivalente a 1,53 km, a simplificação da batimetria mostrou-se pouco conservadora, subestimando os valores de nível d'água.

O presente estudo difere dos anteriores ao abordar a influência da batimetria em um estudo de rompimento de barragem utilizando um MDE de alta resolução, através de um modelo hidrodinâmico bidimensional. Dessa maneira, este trabalho pretende contribuir para o desenvolvimento de metodologias para estudos de rompimento de barragem e para a tomada de decisão quanto ao levantamento de seções topobatimétricas.

4 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste estudo, foi selecionada uma barragem para realizar simulações de propagação de onda oriunda da hipotética ruptura de uma barragem, buscando avaliar a influência dos dados topobatimétricos em seções de interesse. Os itens deste capítulo irão apresentar os materiais utilizados e detalhar a abordagem metodológica empregada.

4.1 ÁREA DE ESTUDO

Conforme apresentado no item 1, a área de estudo foi escolhida pela disponibilidade de um levantamento aerofotogramétrico executado para o estado de Santa Catarina. Assim, escolheu-se uma barragem cuja área de jusante estivesse completamente inserida no estado catarinense. Além disso, procurou-se selecionar um barramento que, ao mesmo tempo, estivesse inserido numa bacia hidrográfica que apresentasse um nível de dados fluviométricos satisfatório e que as informações relativas às estruturas da barragem e características do reservatório, necessárias para a condução do estudo, fossem públicas e de fácil aquisição. Assim, escolheu-se efetuar o estudo de rompimento hipotético da Barragem Sul, localizada no município de Ituporanga, no estado de Santa Catarina, por ter se enquadrado adequadamente nos critérios de escolha.

A Barragem Sul começou a operar no ano de 1975, idealizada pelo extinto DNOS (Departamento Nacional de Obras e Saneamento) como uma medida estrutural de contenção de cheias do Rio Itajaí-Açu, tendo sido instalada em um de seus principais afluentes, o Rio Itajaí do Sul (FRAGA E SIMAS, 2010).

Em relação à bacia do Rio Itajaí-Açu, que se encontra completamente localizada no estado de Santa Catarina e possui uma área total de 15.521 km², a bacia de contribuição à barragem situa-se na região conhecida como Alto Vale do Itajaí e possui 1.164 km² de área de drenagem, estimada a partir da base topográfica do SRTM, conforme a Figura 4.

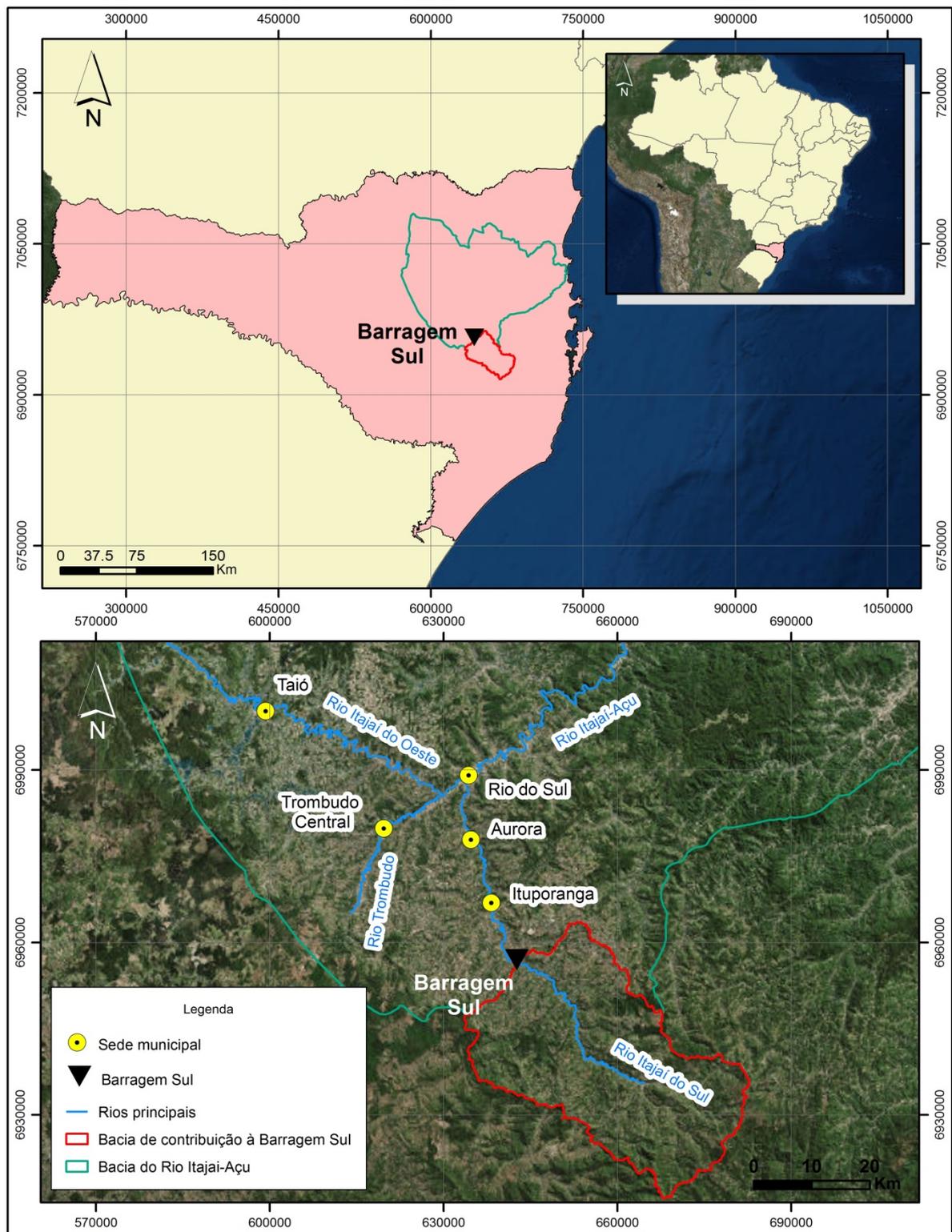


Figura 4 – Localização da Barragem Sul e área de contribuição ao barramento.

A estrutura da barragem é composta de blocos de rocha compactado, sendo a Barragem Sul, portanto, uma barragem de enrocamento, cujo maciço possui cerca de 43,5 m de altura e 390 m de comprimento e a crista encontra-se elevada na cota 410 m. O barramento

conta com cinco descarregadores de fundo circulares e um vertedouro de soleira livre, adjacente à estrutura enrocada, com cerca de 65 m de comprimento (Figura 5).



Figura 5 – Imagem aérea da Barragem Sul (Adaptada de DIÁRIO CATARINENSE (2017)).

Originalmente, o reservatório possuía capacidade de $93,5 \text{ hm}^3$, porém em 2016 foi concluída uma obra de intervenção estrutural, na qual foi realizada a sobre-elevação do vertedouro em 2 m, com o intuito de aumentar a capacidade de armazenamento do reservatório. Estima-se que a obra ampliou a capacidade de reserva para cerca de 110 hm^3 (SANTA CATARINA, 2016).

4.2 BASE DE DADOS

4.2.1 Dados fluviométricos

O levantamento e a análise dos dados fluviométricos da área de estudo são fundamentais para a devida caracterização hidrológica e estabelecimento das condições iniciais de simulação, como a vazão dos cursos hídricos localizados a jusante do barramento.

Para tanto, primeiramente, foram identificadas as estações fluviométricas existentes na região de estudo e selecionadas as estações mais adequadas, considerando a extensão da série de vazões e localização em relação aos cursos d'água principais. Assim, através do sistema HidroWeb da ANA (Agência Nacional das Águas) (ANA, 2013), foram selecionadas quatro estações fluviométricas, cuja localização é apresentada na Figura 6 e as características na Tabela 4.

Tabela 4 – Características das estações fluviométricas existentes na região de estudo (ANA, 2013).

Nome	Código	Município	Resp.	Operadora	Rio	Latitude	Longitude	Altitude (m)	Área de drenagem (km ²)
TAIÓ	83050000	Taió	ANA	EPAGRI-SC	Rio Itajaí do Oeste	-27:6:50	-49:59:43	360	1570
ITUPORANGA	83250000	Ituporanga	ANA	EPAGRI-SC	Rio Itajaí do Sul	-27:23:55	-49:36:21	370	1650
RIO DO SUL (NOVO)	83300200	Rio do Sul	ANA	EPAGRI-SC	Rio Itajaí-açu	-27:12:28	-49:37:45	350	5160
VILA NOVA	83069900	Trombudo central	ANA	EPAGRI-SC	Rio Trombudo	-27:18:43	-49:47:47	-	248

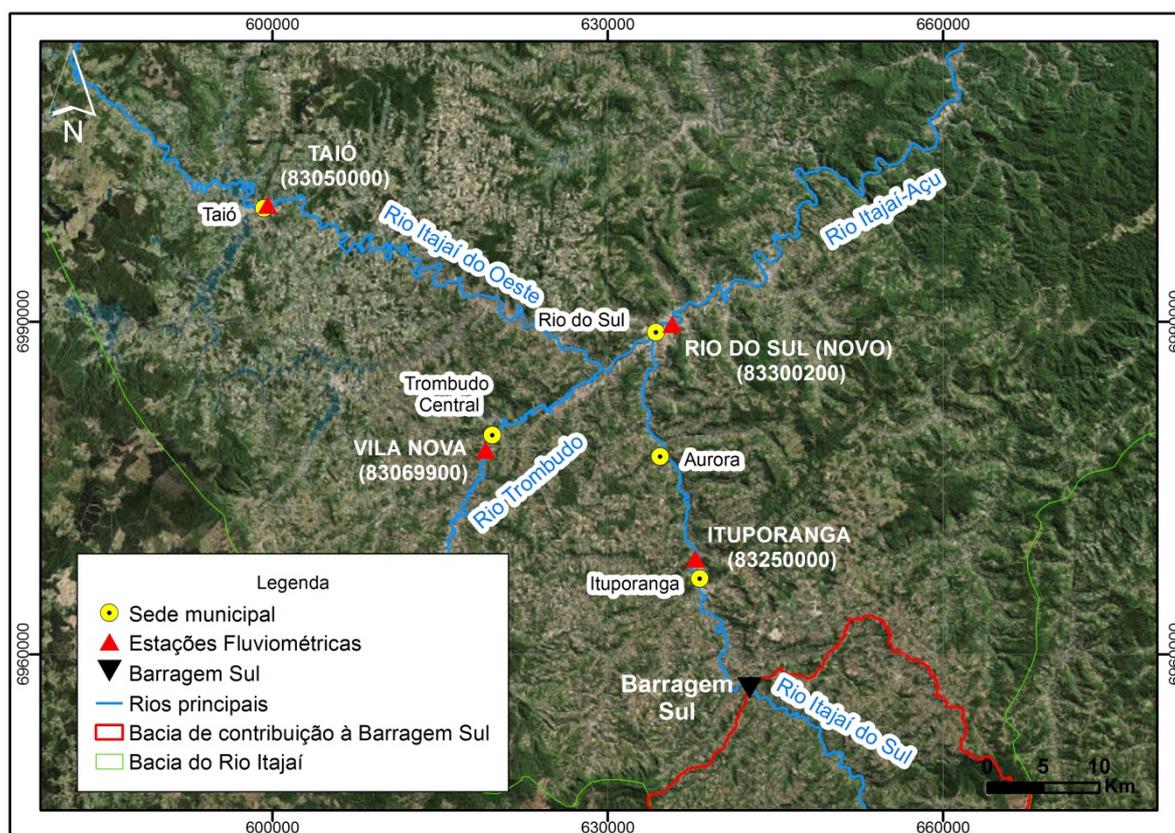


Figura 6 – Localização das estações fluviométricas selecionadas na região de estudo.

As séries de vazão das estações selecionadas foram analisadas estatisticamente para obter vazões características, de modo a compreender o comportamento fluviométrico da região de estudo e, posteriormente, utilizar tais dados na regionalização de vazões para estabelecimento de condições iniciais.

A partir da série de vazões diárias, foi estabelecida a curva de permanência de cada estação, que expressa a porcentagem do tempo em que a vazão é igualada ou superada naquele curso d'água. Desta análise, obteve-se a vazão denominada Q_{50} , ou seja, vazão que é observada em pelo menos 50% do tempo no local onde se encontra a estação fluviométrica.

Outra caracterização importante consiste no cálculo das vazões máximas para diferentes períodos de retorno. Esta estimativa foi feita através do ajuste das vazões diárias máximas anuais, observadas nas estações selecionadas, à distribuição de valores extremos do tipo I, ou distribuição de Gumbel.

Tanto o detalhamento sobre a construção de uma curva de permanência de vazões quanto a aplicação da distribuição de Gumbel em uma série de vazões diárias são encontradas em Naghettini e Pinto (2007).

A Tabela 5 apresenta algumas das vazões obtidas através das análises estatísticas realizadas.

Tabela 5 – Vazões características das estações fluviométricas existentes na região de estudo.

Estação Fluviométrica	Código	Área de drenagem (km ²)	Q TR=2 anos	Q TR=10 anos	Q TR=100 anos	Q TR=1.000 anos	Q TR=10.000 anos	Vazão média diária anual	Q50
TAIÓ	83050000	1570	330,0	503,0	718,3	929,6	1140,5	41,7	20,5
ITUPORANGA	83250000	1650	293,33	685,6	1174,9	1655,3	2134,9	29,8	16,2
RIO DO SUL (NOVO)	83300200	5160	678,7	1090,3	1603,6	2107,7	2610,9	109,3	66,5
VILA NOVA	83069900	248	161,0	399,1	696,1	987,6	1278,7	10,1	4,3

Além das séries de vazão, também foram obtidas as séries de perfis transversais das estações Ituporanga e Rio do Sul (Novo), disponibilizadas pela ANA (2013), e que foram utilizadas para fundamentar a estimativa das profundidades consideradas nos cenários que serão simulados. Esta análise está tratada com detalhe no item 4.3.2.

4.2.2 Dados topográficos

Os dados topográficos utilizados neste estudo são provenientes do levantamento aerofotogramétrico, que abrangeu todo o estado de Santa Catarina, citado no item 1, efetuado entre abril de 2010 e maio de 2013 pela empresa Engemap Geoinformações, contratada pela Secretaria de Estado do Desenvolvimento Econômico Sustentável (SDS) do governo estadual. Para a obtenção das fotografias aéreas foi utilizado o sistema SA-API (Sistema de Aquisição e Pós-Processamento de Imagens) cuja parte ótica é formada por câmeras Hasselblad e lentes com distância focal de 50 mm (SDS, 2014).

Os produtos obtidos no mapeamento consistem em uma base cartográfica de alta precisão e grande detalhamento. Entre os produtos cartográficos gerados estão as ortofotos com resolução espacial de 39 cm e os Modelos Digital de Terreno (MDT) e de Superfície (MDS), compatíveis com a escala 1:10.000 e resolução espacial de 1 m. Adicionalmente,

foram gerados outros produtos derivados, tais como a Restituição estereofotogramétrica do sistema Hidrográfico e a Construção da Base Hidrográfica Ottocodificada, entre outros. (ENGEMAP, 2017)

Assim, dentre os produtos citados acima, este estudo limitou-se a utilização do MDT, como dado de entrada do modelo hidrodinâmico bidimensional e das ortofotos e arquivos vetoriais do sistema hidrográfico, para auxiliar a delimitação das calhas dos rios. O item 4.3 irá descrever os processamentos realizados utilizando esses produtos.

O MDT consiste em um tipo de Modelo Digital de Elevação (MDE) cuja representação se restringe a informações altimétricas relativas ao solo, portanto, sua representação não apresenta obstáculos tais como vegetação, edificações e pontes. A Figura 7 apresenta o MDT da área de estudo obtido através do portal de Sistema de Informações Geográficas de Santa Catarina (SIGSC) (SDS, 2014).

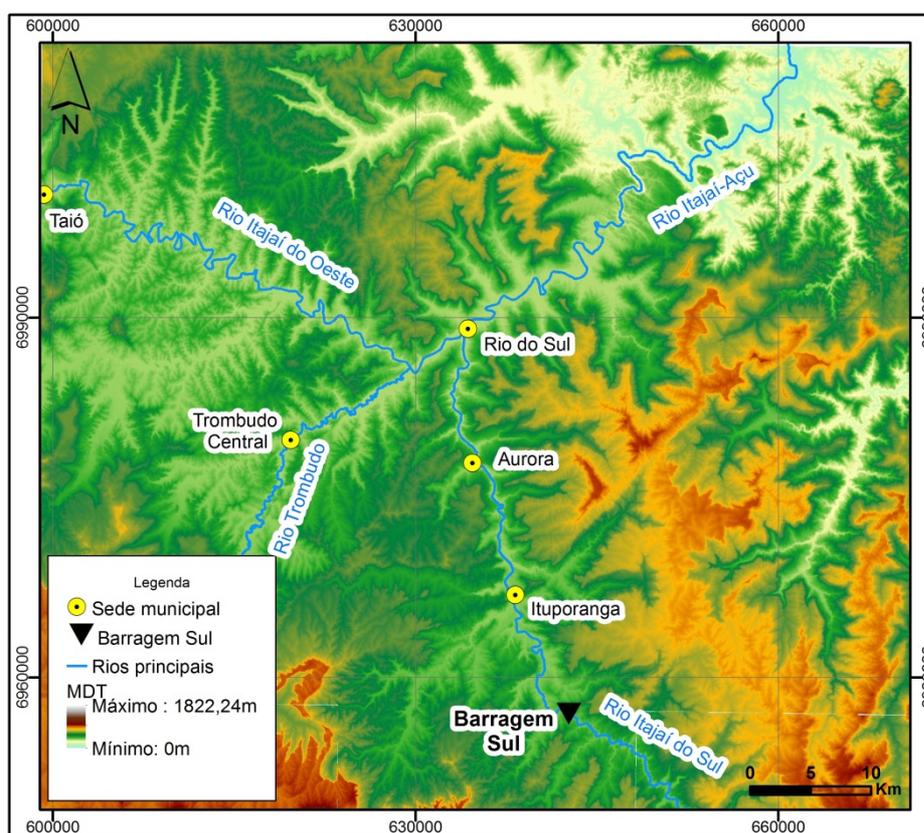


Figura 7 – Mapa do Modelo Digital de Terreno da região de estudo.

4.2.3 Uso do solo

O conhecimento das características do uso e ocupação do solo na região de estudo é necessário para a devida caracterização do vale de jusante e posterior estimativa dos

coeficientes de rugosidade, que serão utilizados para estimar a resistência ao fluxo devido à rugosidade do canal e da planície de inundação.

Para isto, utilizou-se o mapa de uso e cobertura do solo da Coleção 2, para o ano de 2016, do Projeto de Mapeamento Anual da Cobertura e Uso do Solo no Brasil (MapBiomas), cujas classificações de cobertura e uso do solo são baseadas em mosaicos de imagens LANDSAT (MAPBIOMAS, 2017).

O mapa possui resolução espacial de 30 m e é apresentado na Figura 8, onde é possível observar uma predominância de áreas rurais na região de estudo, com poucos núcleos urbanos, destacando o município de Rio do Sul.

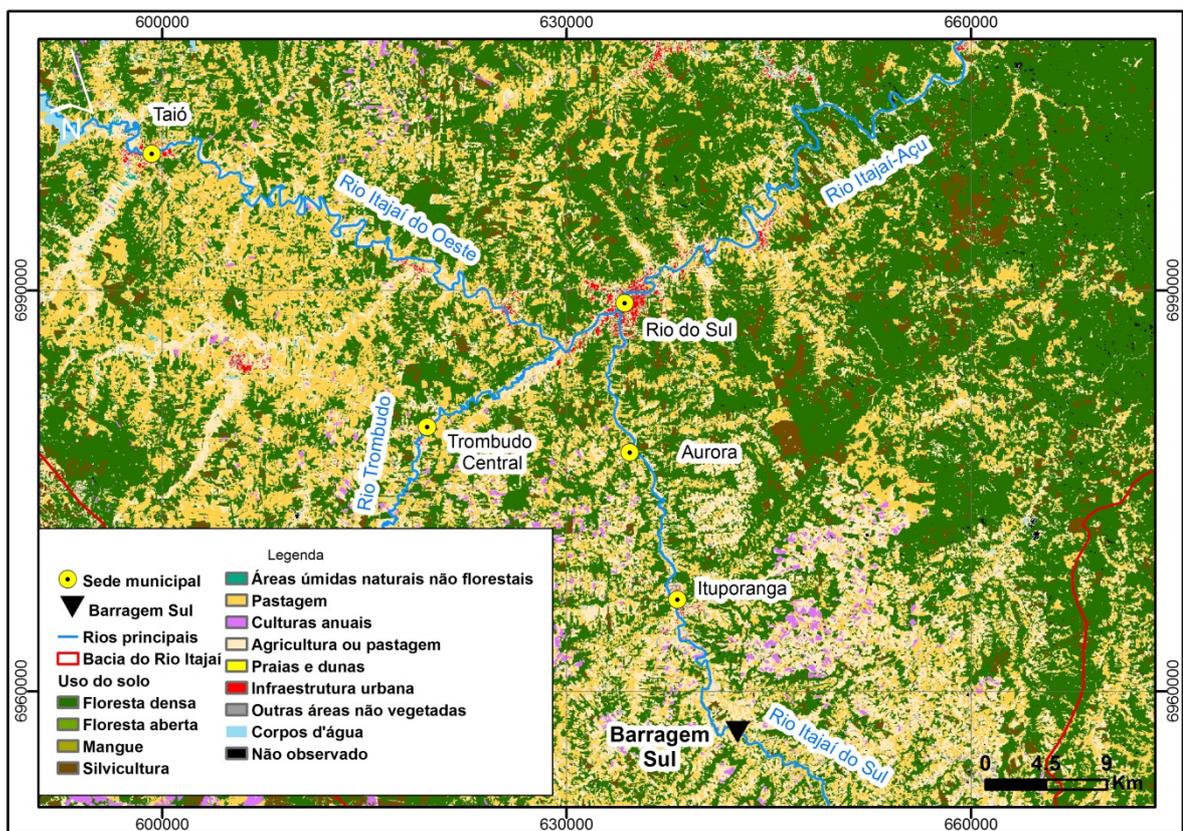


Figura 8 – Mapa do uso e ocupação do solo na região de estudo.

4.3 GEOPROCESSAMENTO

De acordo com o item 4.2.2, o MDT foi obtido através de um levantamento aerofotogramétrico. Os sensores empregados nesta técnica não são capazes de ultrapassar a superfície d'água e, portanto, o levantamento não apresenta o detalhamento da calha do rio. Isto é, as informações topográficas apresentadas no MDT, ao longo dos trechos dos cursos hídricos, referem-se ao nível d'água observado no momento em que as fotos foram obtidas. Ressalta-se que, ao analisar as ortofotos adquiridas na região, percebeu-se que na data do voo

os cursos hídricos estavam em condição de vazão de calha cheia e até alguns locais próximos aos rios Itajaí do Oeste e Trombudo encontravam-se inundados. Portanto, a cota observada nos cursos hídricos estudados equivale a um nível d'água relativo a uma vazão de calha cheia.

Como este estudo pretende avaliar a influência da topobatimetria de jusante, foi proposto o emprego de técnicas de geoprocessamento para alterar o MDT na região das calhas dos rios, visando à representação de informações batimétricas fictícias.

Além disso, foi necessária a execução de outras alterações no MDT e a adequação do mapa de uso do solo às calhas estimadas. O detalhamento das técnicas de geoprocessamento aplicadas através do software ArcGis, versão 10.2.1, será feito no decorrer deste item.

4.3.1 Modificações no MDT

Originalmente, o MDT foi gerado em escala 1:10.000, equivalente a resolução espacial de 1 m. Com o intuito de simplificar os processamentos, o MDT foi reamostrado para 2 m, através da técnica de interpolação conhecida como vizinho mais próximo, que foi selecionada por consistir em um método que não modifica os valores observados, mas realiza uma redistribuição dos mesmos em uma grade regular.

Além dessa modificação, foi verificada a necessidade da alteração do MDT no leito do Rio Itajaí do Sul, em um ponto localizado aproximadamente a 30 km da Barragem Sul, onde foi constatada a existência de uma ponte. Desse modo, neste local foi realizada a modificação do valor de cota das células para efetuar a retirada da ponte no MDT. Essa alteração tem como finalidade a representação do terreno natural no modelo, antes da construção de tal estrutura, visando impedir que o escoamento seja obstruído pela ponte.

4.3.2 Inserção das calhas no MDT

A construção das calhas consistiu no processo de delimitação das margens, geração de arquivo matricial de profundidade homogênea e criação dos MDT com as calhas de diferentes profundidades.

Primeiramente, foi realizada a delimitação das margens de alguns dos cursos d'água identificados na região de estudo. Para tal, utilizou-se como base, o arquivo vetorial de massas d'água, disponibilizado no portal SIGSC (SDS, 2014), e foram feitas modificações onde foi julgado necessário, para a melhor representação das calhas do rio, considerando o MDT, as ortofotos e imagens do satélite do Google. Salienta-se que a delimitação foi restrita aos cursos d'água principais e aos afluentes considerados pertinentes, conforme apresentado na Figura 9.

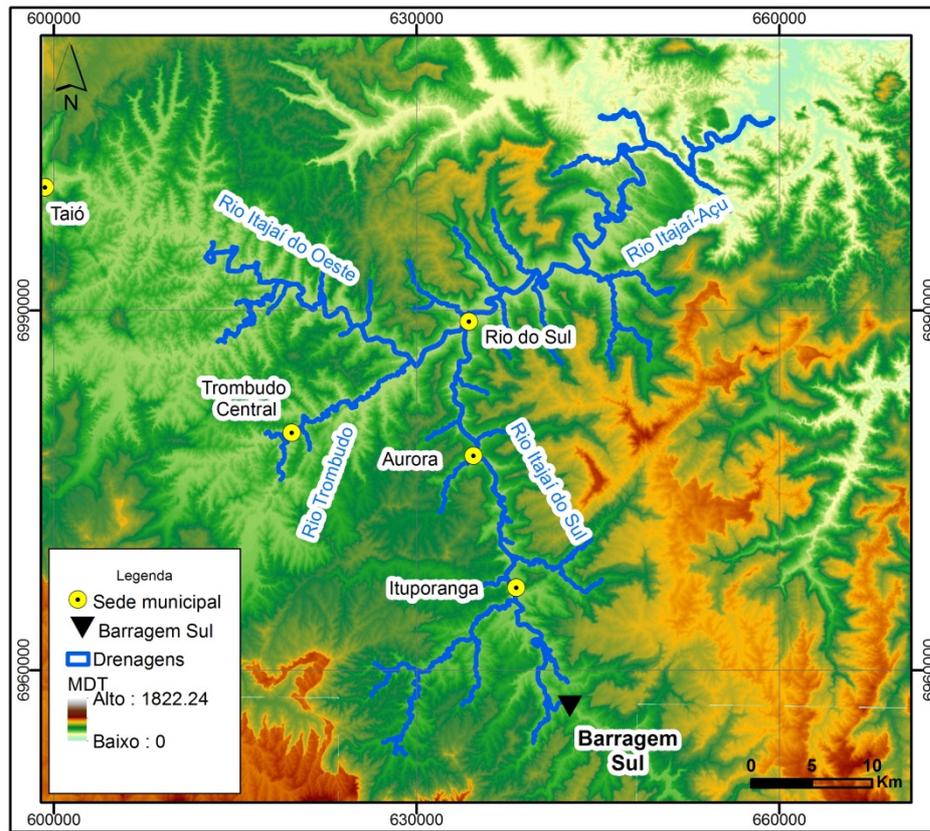


Figura 9 – Mapa das drenagens delimitadas na região de estudo.

Em seguida, foi necessário estimar as profundidades que seriam adotadas. Isso foi realizado através da análise das seções transversais disponibilizadas pela ANA (2013). Considerou-se adequado analisar os dados das estações Ituporanga e Rio do Sul (Novo) para que as profundidades utilizadas nos cenários fossem condizentes com a batimetria nos dois cursos d'água possivelmente mais impactados pelo rompimento hipotético da Barragem Sul, os rios Itajaí do Sul e Itajaí-Açu.

Assim, localizaram-se as estações Ituporanga e Rio do Sul (Novo) e estimaram-se as larguras médias das calhas delimitadas anteriormente nestes pontos (Figura 10). A partir desta estimativa, analisou-se o último levantamento realizado em cada uma dessas estações e foi determinada a profundidade média equivalente à largura observada (Figura 11).

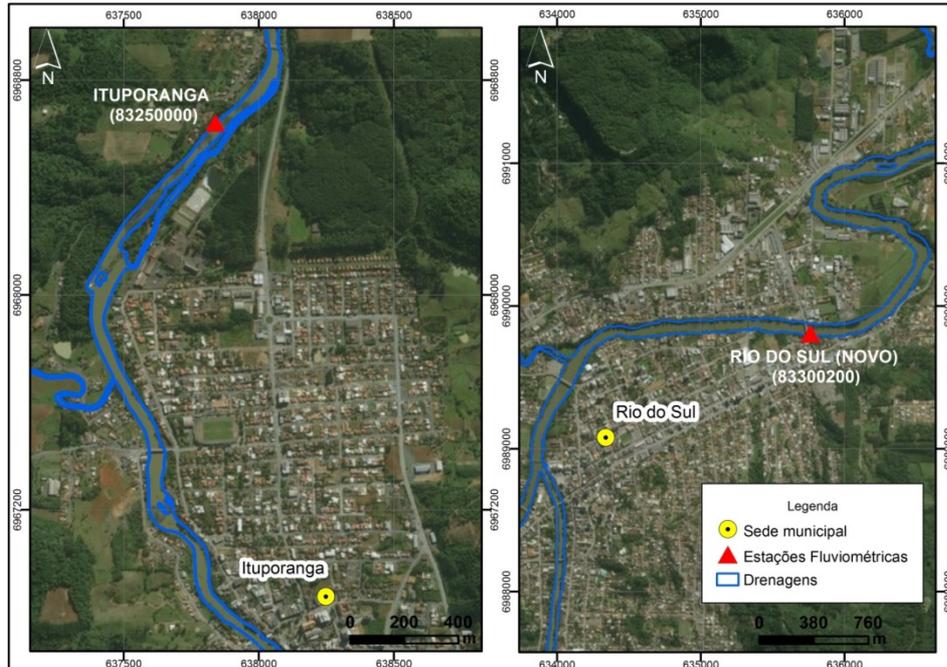


Figura 10 – Localização das estações utilizadas para estimativa das profundidades.

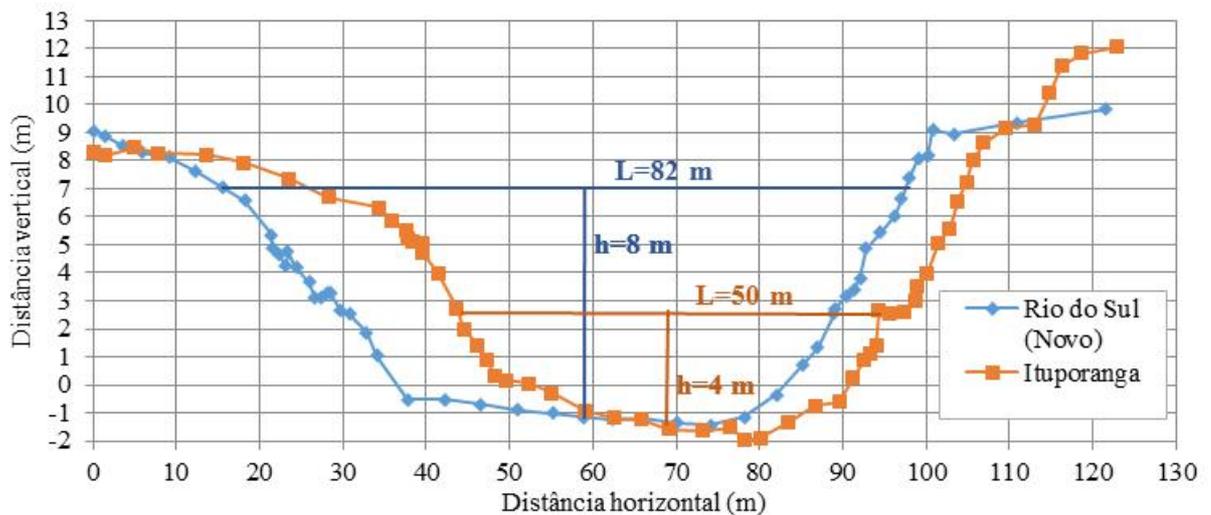


Figura 11 – Perfil transversal das estações Rio do Sul (Novo) e Ituporanga levantados em 15/02/2012.

Examinando os perfis apresentados na Figura 11, identificou-se a profundidade média de 4 m no perfil de Ituporanga e a profundidade média de 8 m no perfil de Rio do Sul (Novo). Além das profundidades observadas, decidiu-se considerar também uma profundidade igual a 1 m, para a análise de um terceiro cenário.

Com as profundidades definidas, foram realizadas modificações no MDT, para gerar três novos MDT com as calhas dos rios selecionados aprofundadas de maneira homogênea. Para realizar tal procedimento, foi necessário que as margens vetorizadas fossem transformadas em polígono e posteriormente em arquivo matricial (*raster*), com 2 m de resolução espacial, para que o *raster* das drenagens fosse compatível com o MDT. Assim,

foram gerados três *rasters* das drenagens, cujos valores equivalem às profundidades determinadas, sendo elas 1, 4 e 8 m.

Utilizando esses arquivos, através de algumas ferramentas de geoprocessamento, foi realizado o rebaixamento uniforme das células do MDT, localizadas no local da calha, produzindo, finalmente, três novos MDT, com calhas aprofundadas de forma homogênea.

Cada MDT produzido foi denominado de acordo com a profundidade considerada na calha. Assim, temos MDT P0, sem aprofundamento algum, P1, com a calha do rio aprofundada em 1 m, P4, com a calha do rio aprofundada em 4 m e P8, com a calha do rio aprofundada em 8 m. A Figura 12 apresenta o perfil transversal dos quatro MDT numa seção localizada próxima à estação Rio do Sul (Novo), destacando que os MDT se diferenciam entre si somente no âmbito da calha do rio.

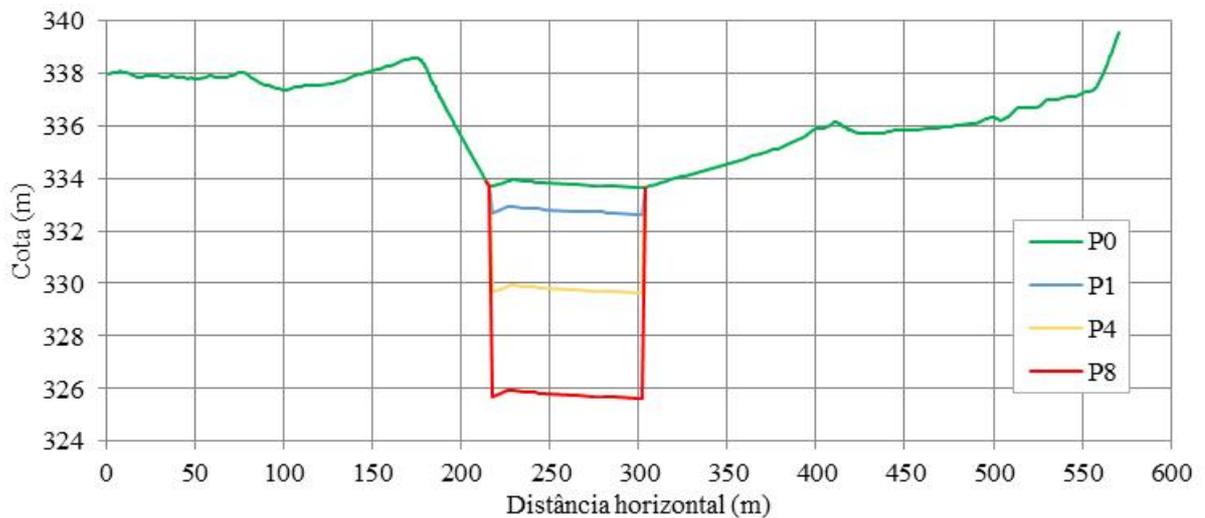


Figura 12 – Perfil transversal das calhas dos diferentes cenários.

Neste estudo, optou-se por realizar o aprofundamento homogêneo das calhas por motivos de simplificação. Como as informações altimétricas no âmbito dos cursos hídricos são relativas ao nível d'água e, portanto, a elevação observada ao longo da seção transversal do rio é aproximadamente constante, o rebaixamento homogêneo das células do MDT gerou calhas praticamente retangulares. Além disso, a profundidade atribuída foi a mesma em todas as seções dos cursos hídricos, de acordo com o cenário em questão. Contudo, ressalta-se que outras abordagens poderiam ter sido empregadas, como a utilização de diferentes geometrias nas calhas, como calhas trapezoidais ou triangulares, ou a consideração de profundidades diferentes ao longo dos cursos hídricos em questão.

4.3.3 Modificação do mapa de uso do solo

O mapa de uso do solo utilizado no estudo possui resolução espacial de 30 m e, por este motivo, as calhas dos rios não estão bem representadas ao longo do mapa. Assim, foi necessária a modificação do arquivo matricial de uso do solo, proveniente do mapeamento descrito no item 4.2.3, de forma a retratar a calha do rio na mesma escala apresentada no MDT, para que o coeficiente de rugosidade ao longo dos córregos fosse devidamente representado.

Para tanto, o *raster* de drenagens, gerado conforme o item 4.3.2, foi incorporado ao mapa de uso do solo. Primeiramente, o mapa de uso do solo foi reamostrado para 2 m, através da técnica de interpolação do vizinho mais próximo, para que a resolução espacial do mapa de uso do solo fosse equivalente à resolução do *raster* das drenagens e, conseqüentemente, do MDT.

Em seguida, utilizou-se a ferramenta de calculadora de *raster* para tornar as células do mapa do uso do solo homólogas às células do *raster* das drenagens, nulas e posteriormente gerar um mosaico entre o *raster* de drenagens e o mapa de uso do solo com as drenagens nulas. A Figura 13 apresenta a comparação do mapa de uso do solo original (esquerda) e do modificado (direita) em dois locais, para exemplificar as alterações realizadas neste item.

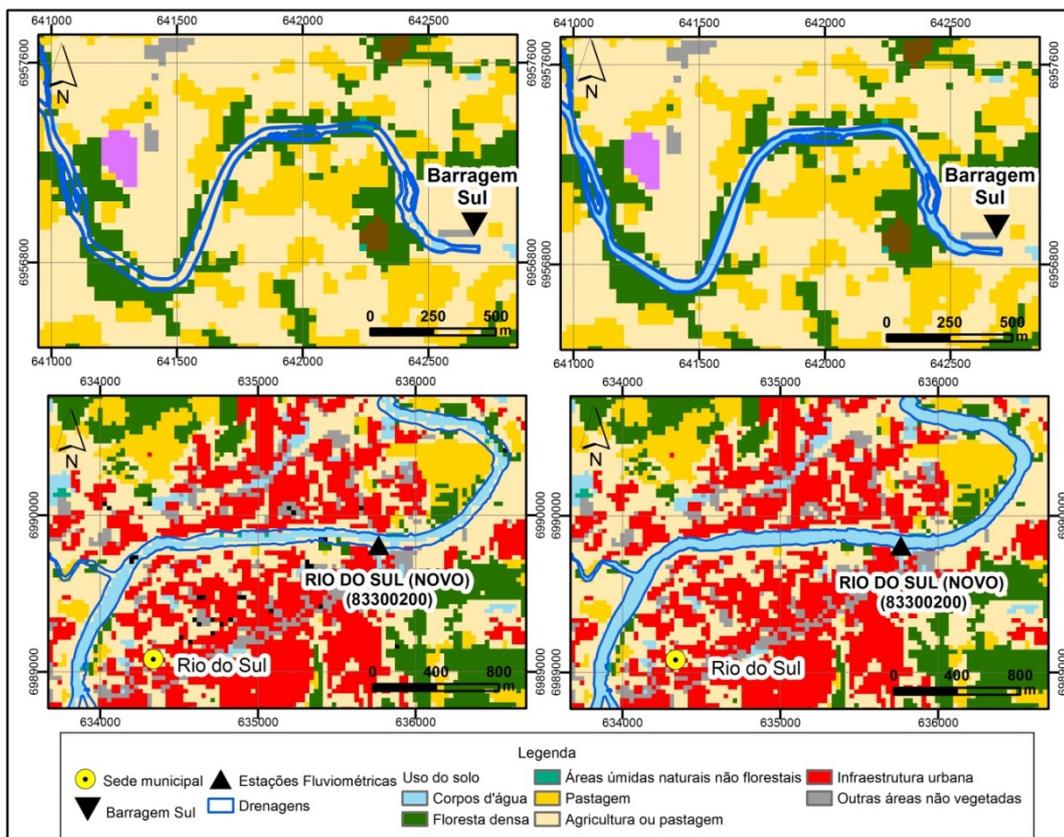


Figura 13 – Comparação do mapa de uso do solo antes e depois da incorporação da calha.

4.4 COEFICIENTES DE RUGOSIDADE

O Coeficiente de Manning é utilizado para estimar a resistência ao fluxo devido à rugosidade do canal e da planície de inundação. Usualmente, por questões de simplificação e desconhecimento das características detalhadas de uso do solo na planície de inundação, costuma-se considerar um valor do coeficiente para a calha do rio e outro para as margens, sendo um valor menor para a calha do que para a planície.

O HEC-RAS versão 5.0.3 apresenta uma ferramenta que possibilita considerar a variação do Coeficiente de Manning para além da atribuição usual de um valor para a calha e outro para as margens, com a inserção de um mapa de uso do solo, proporcionando a discretização espacial dos valores do coeficiente na planície de inundação.

Com o mapa apresentado no item 4.2.3, após passar pelas alterações detalhadas no item 4.3.3, foi possível identificar as características de uso e ocupação da região de estudo.

A fim de atribuir adequadamente valores do Coeficiente de Manning aos usos do solo identificados na região, faz-se necessário o enquadramento das classes observadas em categorias de referência apresentadas na literatura. Para tanto, foi utilizado a Tabela 6, proveniente do manual de referência do HEC-RAS (USACE, 2016) e adaptada e traduzida por Tschiedel (2017). Essa tabela consiste em uma compilação dos tipos mais comuns de locais de escoamento extraídos do livro *Open-Channel Hydraulics* (CHOW, 1959).

Tabela 6 - Estimativas quanto ao coeficiente de Manning (USACE, 2016).

Local de Escoamento	Descrição	Mínimo	Normal	Máximo
Canais Construídos	Concreto, para diversas situações	0,011	0,018	0,027
	Asfalto, para diversas situações	0,013	0,016	0,016
Rios Naturais	Limpo, pouco sinuoso e sem grandes obstruções	0,025	0,030	0,033
	Igual ao anterior, com alguns matacões e pedras	0,030	0,035	0,040
	Limpo, sinuoso com alguns bancos de areia	0,033	0,040	0,045
	Igual ao anterior, com obstruções, pedras, zonas inefetivas	0,045	0,050	0,060
	Trechos sinuosos, vagarosos com obstruções e muitas zonas inefetivas	0,050	0,070	0,080
	Trechos sinuosos com muitos obstáculos, vegetação e bancos de areia	0,070	0,100	0,150
	Zonas com gramíneas apenas	0,025	0,032	0,050
Zonas de Inundação	Zonas Agrícolas	0,020	0,035	0,050
	Vegetação densa de pequeno porte	0,045	0,085	0,160
	Zona limpa com árvores bem espaçadas	0,030	0,040	0,050
	Vegetação não fechada e presença de algumas árvores	0,035	0,055	0,080
	Vegetação média e obstáculos naturais consideráveis para escoamento	0,080	0,100	0,120
	Vegetação densa em diversos estágios evolutivos. Mata fechada.	0,110	0,150	0,200

Para relacionar as classes observadas no mapeamento com as classes apresentadas na literatura, foi feita a sobreposição do mapa de uso do solo com as ortofotos, buscando enquadrar as classes da melhor forma possível.

Enfim, a Tabela 7 apresenta as classes de uso do solo identificados na região e seus respectivos valores de coeficiente de Manning, estimados a partir das categorias de referência apresentadas em USACE (2016).

Tabela 7 - Classes de uso do solo presentes na região e seus respectivos coeficientes de Manning estimados.

Uso do solo	Observações	Classe enquadrada	Faixa	Coefficiente de Manning (n)
Floresta Densa	-	Vegetação densa em diversos estágios evolutivos. Mata fechada.	Máximo	0,2
Floresta Aberta	-	Vegetação média e obstáculos naturais consideráveis para escoamento	Normal	0,1
Silvicultura	-	Vegetação não fechada e presença de algumas árvores	Máximo	0,08
Áreas Úmidas Naturais não florestais	Áreas não homogêneas, podendo ser áreas com gramíneas, áreas não vegetadas e áreas alagadas	Zonas agrícolas	Máxima	0,06
Pastagem	-			
Culturas Anuais	-			
Agricultura ou Pastagem	-			
Infraestrutura Urbana	-	Concreto, para diversas situações	Máximo	0,027
Outras áreas não vegetadas	Áreas construídas			
Corpos D'água	-	Limpo, sinuoso com alguns bancos de areia, com obstruções, pedras, zonas inefetivas	Normal	0,05
Calha do rio	-			

4.5 HIDROGRAMA DE RUPTURA

Conforme descrito no item 3.3 existem diversas formulações empíricas para determinação da vazão de pico efluente durante um evento de ruptura. No âmbito deste estudo, optou-se por escolher uma dentre as equações disponíveis para determinação do hidrograma de ruptura e utilização deste como uma condição de contorno de montante na simulação de propagação de onda oriunda do rompimento hipotético da Barragem Sul.

Dessa forma, optou-se pela aplicação das equações propostas por Froehlich (1995a ;1995b), tanto para a estimativa da vazão de pico (Equação 4.01) (1995b) quanto para a previsão do tempo de formação da brecha (Equação 4.02) (1995a), que pode ser considerado como o tempo de pico do hidrograma. As equações empíricas propostas por esse autor foram escolhidas em função do bom desempenho das mesmas na estimativa da vazão de pico,

conforme apresentado em estudos de avaliação de equações deste tipo, como os trabalhos conduzidos por Wahl (2004) e Pierce (2010). Ambas as equações citadas são apresentadas a seguir.

$$Q_p = 0,607 \times (V_w^{0,295} \times H_w^{1,24}) \quad (4.01)$$

$$t_f = 0,00254 \times (V_w^{0,53} \times h_b^{-0,9}) \quad (4.02)$$

Onde:

Q_p : vazão de pico do hidrograma (m^3/s)

V_w : volume do reservatório no momento da ruptura (m^3/s)

H_w : altura d'água no momento da ruptura (m)

t_f : tempo de formação da brecha (h)

h_b : altura final da brecha (m)

De forma conservadora, considerou-se H_w e h_b iguais à altura da barragem (43,5 m) e V_w equivalente ao volume total do reservatório (110 hm³). Assim, obteve-se uma vazão de pico de 15.386 m³/s e um tempo de formação da brecha aproximadamente igual a 1,56 horas. Enfim, utilizou-se a definição e determinação de hidrograma triangular propostas por Mascarenhas (1990), que resultou no hidrograma de ruptura apresentado na Figura 14.

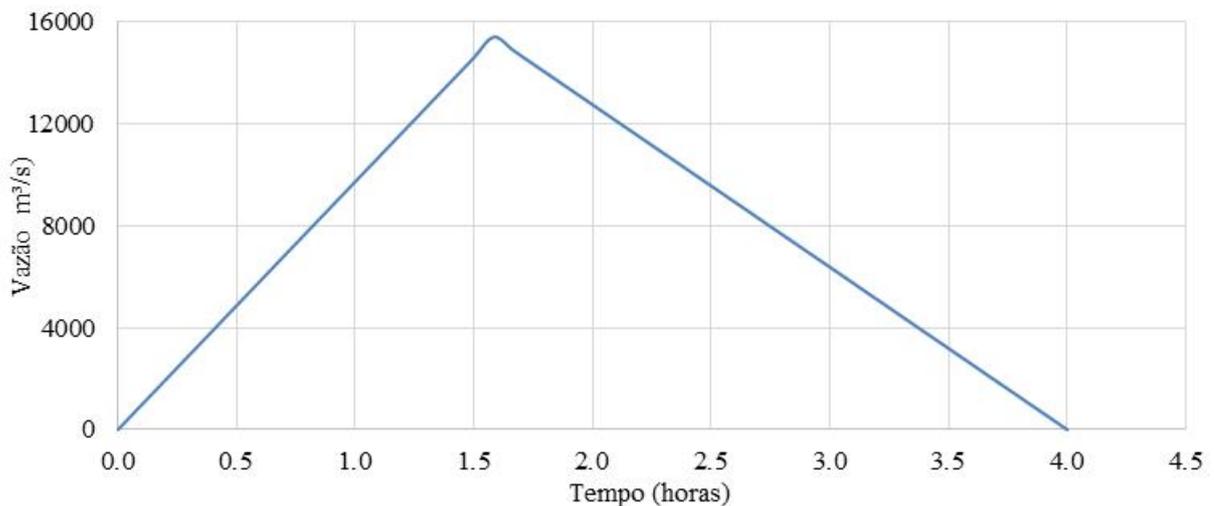


Figura 14 – Hidrograma de ruptura estimado.

4.6 DEFINIÇÃO DOS CENÁRIOS

Tendo em vista que o objetivo deste estudo é a análise da influência da topobatimetria de jusante, os cenários foram estabelecidos de forma que os demais dados de entrada do modelo foram fixados e somente a topobatimetria, ou seja, o MDT utilizado foi alterado. Como foi especificado no item 4.3.2, a forma geométrica das calhas do rio é a mesma e a variável modificada é a profundidade. Dessa forma, os cenários foram denominados de acordo com a profundidade considerada, consistindo, portanto, em quatro cenários:

- P0: MDT com resolução espacial 2 m, sem o aprofundamento da calha do rio;
- P1: MDT com resolução espacial 2 m, com aprofundamento homogêneo da calha do rio em 1 m;
- P4: MDT com resolução espacial 2 m, com aprofundamento homogêneo da calha do rio em 4 m;
- P8: MDT com resolução espacial 2 m, com aprofundamento homogêneo da calha do rio em 8 m;

4.7 SIMULAÇÃO EM REGIME NÃO PERMANENTE

Definidos os cenários, utilizou-se o modelo hidrodinâmico HEC-RAS 5.0.3 para simular a propagação da onda gerada pelo rompimento da Barragem Sul e avaliar a influência da topobatimetria de jusante.

Em todas as simulações conduzidas, utilizou-se a formulação completa das equações de Saint-Venant 2D (*Full Momentum*) e selecionou-se o modo de regime misto, pelo qual a propagação do escoamento é resolvida considerando a possibilidade da ocorrência de regimes subcríticos e supercríticos durante a simulação.

Além disso, a variação do coeficiente de Manning ao longo da área de estudo também foi fixada, ao utilizar os mesmos valores de coeficiente de rugosidade em todos os cenários considerados.

Neste estudo, foram realizados três conjuntos de simulações:

- Simulação prévia para definição de domínio;
- Simulações de condição inicial;
- Simulações de propagação de onda de ruptura.

Os aspectos específicos de cada simulação serão abordados nos itens a seguir.

4.7.1 Domínio de simulação

Em estudos de rompimento de barragens realizados através de modelos hidrodinâmicos, é fundamental a definição correta da área a ser simulada. A determinação do domínio de simulação pode ser feita através da avaliação da extensão da mancha de inundação gerada a partir de uma simulação de rompimento preliminar, buscando definir com maior segurança a área a ser considerada no cálculo.

Nesse sentido, foi realizada uma simulação de rompimento simplificada para definição do domínio, com duração de três dias. Essa simulação consistiu, basicamente, na propagação do hidrograma de ruptura, apresentado no item 4.5, no MDT do cenário P0 (sem aprofundamento da calha do rio).

Assim, foi utilizada somente uma condição de contorno de montante, sendo esta o hidrograma de ruptura inserido no local da Barragem Sul e uma condição de contorno de jusante, definida como a declividade média do trecho à jusante da condição de contorno, equivalente a 0,001 m/m, que foi inserida na seção denominada S100km, localizada a 100 km da Barragem Sul.

O limite da área bidimensional da simulação preliminar foi traçado utilizando predominantemente a curva de nível de cota 420 m, que equivale a uma elevação 10 m superior à crista da Barragem Sul, partindo da suposição que a inundação máxima não ultrapassaria esta cota.

Quanto aos aspectos numéricos, para a simulação de domínio, a discretização espacial na área simulada, que representa a resolução da malha, foi estabelecida em 30 m, por ser a resolução máxima que possibilita a representação das calhas dos rios. Já em relação à discretização temporal, equivalente ao passo de cálculo utilizado, a determinação foi feita através de uma análise de sensibilidade do comportamento da onda de cheia para alguns intervalos de tempo supostos e considerou-se adequado a utilização de um passo de cálculo de 5 segundos.

A Figura 15 apresenta topologia do modelo descrito e mancha de inundação máxima gerada pela simulação preliminar.

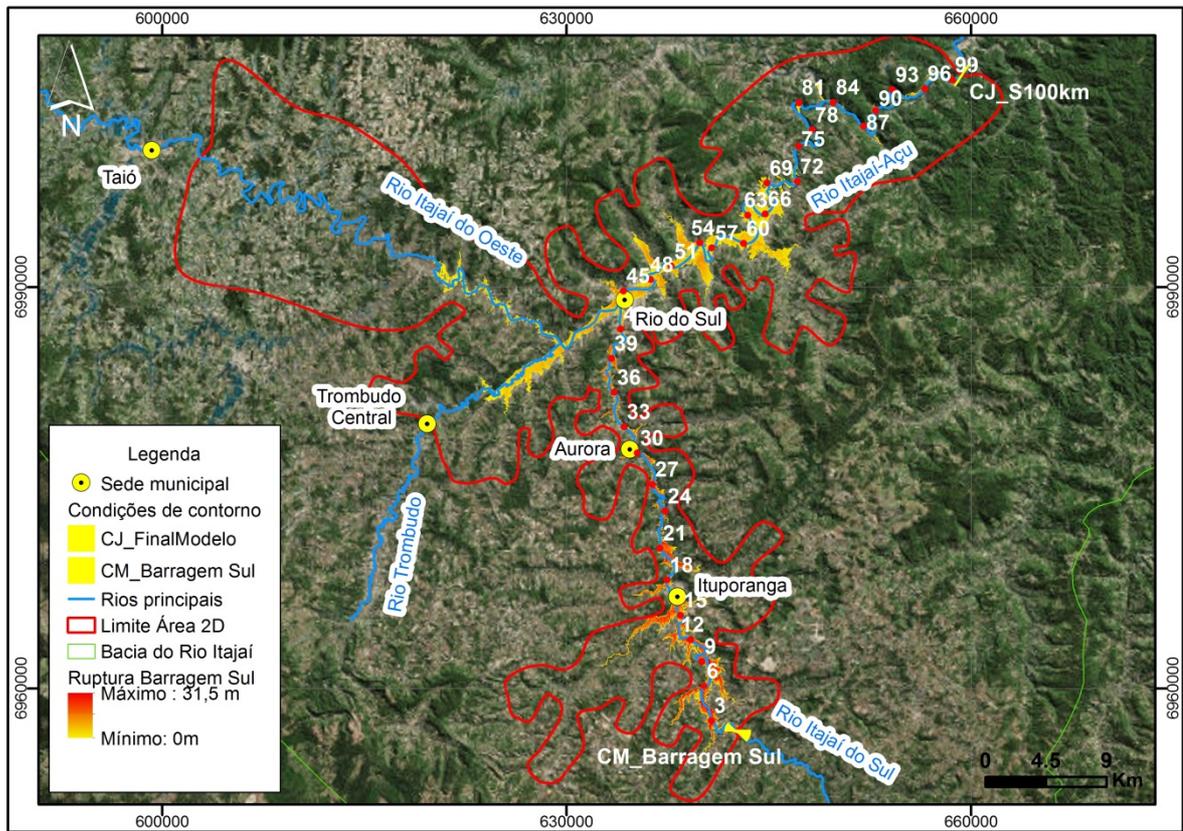


Figura 15 – Mapa de inundação máxima da simulação preliminar.

Com essa simulação observou-se que a onda de cheia gerada pelo rompimento da Barragem Sul, iria também se propagar à montante do trecho, impactando as áreas próximas aos rios Itajaí do Oeste e Trombudo. Nestes locais, a hipotética ruptura da Barragem Sul tem potencial para gerar um efeito de represamento das águas desses cursos d'água, resultando na elevação do nível d'água nestes locais, até aproximadamente 16 km à montante da confluência dos rios Itajaí do Oeste e Itajaí do Sul.

Logo, o domínio da simulação deve estender-se pelo menos até uma distância suficiente para garantir que as simulações não sejam afetadas por esse efeito. Sendo assim, verificou-se a cota máxima inundada nos locais atingidos mais à montante nos rios Itajaí do Oeste e Trombudo e estabeleceu-se que o limite do domínio seria fixado à montante da área inundada mais extrema, onde a cota fosse pelo menos 4 m superior à cota máxima observada neste local.

Em relação ao limite do modelo à jusante, considerou-se adequado que a simulação se estendesse somente até a seção 72 km, pois verificou-se que após este ponto havia uma série de quedas d'água, que geravam instabilidades no modelo, aumentando assim os erros de simulação e o tempo de computação.

Também, a partir dessa seção, observa-se que a planície de inundação fica mais estreita e o terreno adquire características de vale mais encaixado. Além disso, há uma diferença de cota entre a seção 72 km e a seção 100 km de mais de 200 m. Portanto, observou-se que o deplecionamento do hidrograma entre essas seções não foi significativo, o que também justifica a término da simulação na seção 72 km.

Assim, a partir das observações feitas na simulação preliminar, foi definido o domínio da área bidimensional que será utilizado para as simulações de condição inicial e ruptura para os cenários propostos. A Figura 16 apresenta a área de estudo com o limite da área bidimensional preliminar e o limite da área bidimensional definido neste item.

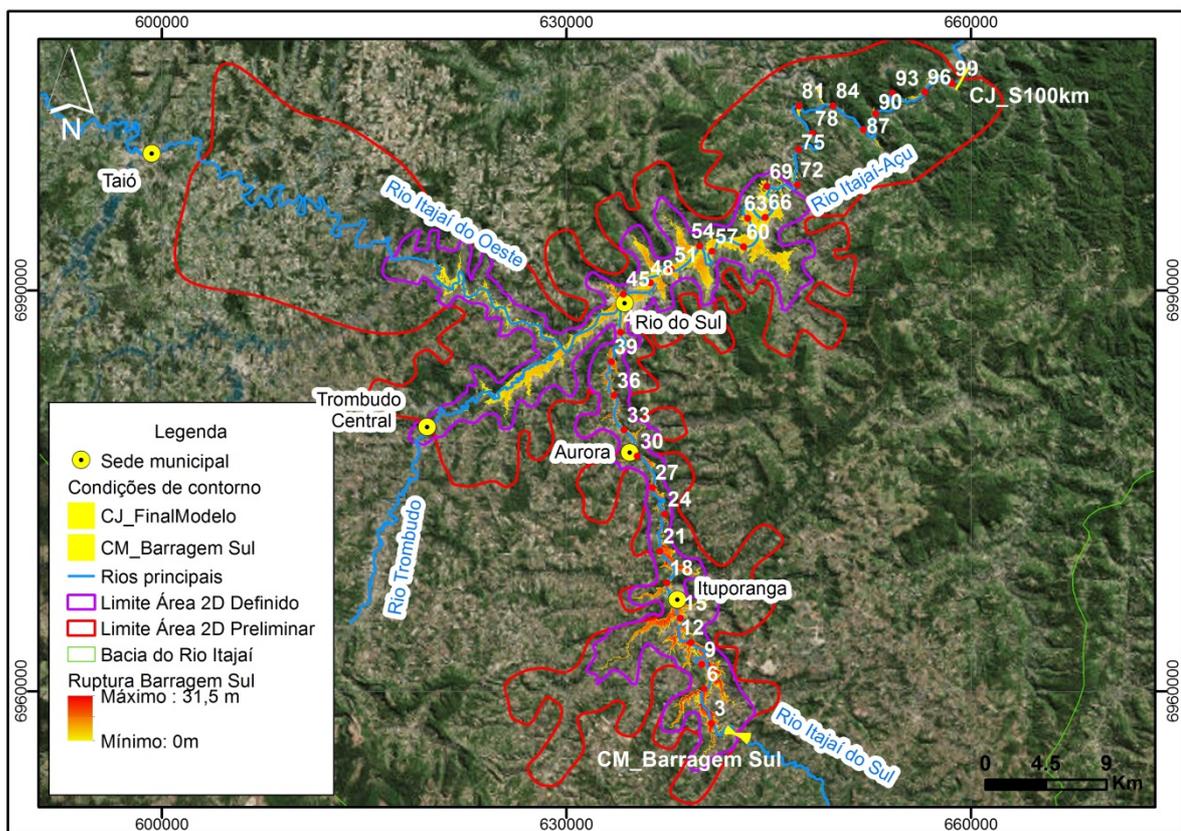


Figura 16 – Mapa de inundação máxima da simulação preliminar com área bidimensional definida.

4.7.2 Simulação de condições iniciais

No âmbito da modelagem hidrodinâmica, a determinação das condições iniciais é importante para a correta definição do estado do modelo no início da simulação. Nesse sentido, optou-se por realizar uma simulação anterior à simulação de ruptura, para estabelecer as condições iniciais no modelo.

O HEC-RAS apresenta a possibilidade da utilização dos valores conhecidos finais de uma simulação como condições iniciais de outra, através do arquivo *hotstart*. Dessa forma,

foram gerados quatro arquivos *hotstart* ao final de cada simulação de condição inicial e foram inseridos como condições iniciais nas respectivas simulações de propagação de onda de ruptura, detalhadas no item 4.7.3.

O tempo simulado foi definido de acordo com a necessidade em cada cenário, sendo de 4 dias para o cenário P8, 5 dias para P4 e 6 dias para P0 e P1, e buscou garantir que no final da simulação de condições iniciais estivesse escoando uma vazão considerada frequente nos cursos d'água da área de estudo. Para tal, determinou-se a propagação da vazão Q_{50} no modelo, visando a representação de condições normais no instante anterior à ruptura.

Assim, estabeleceram-se locais para inserção de hidrogramas como condição de contorno, de modo a garantir o estabelecimento de uma vazão próxima a Q_{50} nos cursos d'água pertencentes à área de estudo.

As vazões inseridas nestes locais foram determinadas através do método regionalização de vazões utilizando como variável a área de drenagem e a série de vazões da estação fluviométrica mais próxima. A delimitação das áreas de drenagem nos pontos de interesse foi realizada utilizando a base topográfica do SRTM (resolução espacial de 30 m), através da aplicação de técnicas de geoprocessamento.

Contudo, verificou-se que o tempo necessário para a propagação do hidrograma constante de vazão igual a Q_{50} era demasiado, em razão da baixa declividade da região de estudo. Para acelerar a propagação do escoamento, optou-se por inserir um hidrograma triangular com uma vazão de pico maior que a Q_{50} em alguns dos locais.

Assim, foram inseridos hidrogramas triangulares nos três principais corpos hídricos afluentes ao modelo, com vazão de base igual a Q_{50} e vazão de pico igual a $Q_{TR=2anos}$, conforme ilustrado pela Figura 17. Considerou-se o tempo de base igual a 12 horas e tempo de subida igual a 4h. Após as 12h, o hidrograma fica constante e a vazão se mantém igual a Q_{50} até o fim do período simulado. Nas demais contribuições, inseriu-se somente um hidrograma constante com vazão igual a Q_{50} calculada para aquele local.

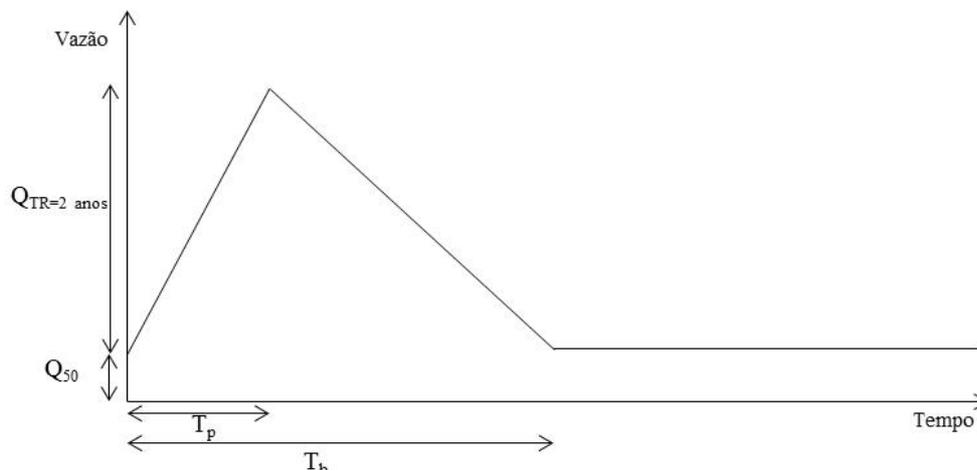


Figura 17 – Hidrograma triangular inserido como condição de contorno.

A Tabela 8 apresenta as condições de contorno definidas e suas respectivas vazões consideradas, assim como as áreas de drenagem e estação fluviométrica utilizada para regionalização das vazões. Nas condições de contorno CC_ItajaiOeste, CC_Trombudo e CM_Barragem Sul foi adicionado o hidrograma triangular apresentado na Figura 17 e nas demais condições de contorno foi inserido um hidrograma de vazão constante igual a Q_{50} regionalizada para o local.

Tabela 8 - Vazões regionalizadas para as condições de contorno.

Condição de contorno	Área de drenagem (km ²)	Estação de referência	Vazões regionalizadas	
			$Q_{TR=2 \text{ anos}}$	Q_{50}
CM_Barragem Sul	1164,46	ITUPORANGA	207,0	11,4
CC_Aflu_IS_01	151,00	ITUPORANGA	-	1,5
CC_Aflu_IS_02	48,34	ITUPORANGA	-	0,5
CC_Aflu_IS_03	105,38	ITUPORANGA	-	1,0
CC_Aflu_IS_04	121,23	ITUPORANGA	-	1,2
CC_Aflu_IS_05	54,01	ITUPORANGA	-	0,5
CC_ItajaiOeste	1907,67	TAIÓ	401,0	24,9
CC_Aflu_IO_01	356,11	TAIÓ	-	4,6
CC_Trombudo	308,46	VILA NOVA	200,3	5,4
CC_Aflu_Trombudo	132,63	VILA NOVA	-	2,3

Além disso, foi necessária a inserção de uma condição de contorno de jusante, colocada próxima à seção 72 km, que consiste no limite do modelo no rio Itajai-Açu, denominada CJ_S72km.

Constatou-se a presença de uma queda d'água próxima a essa seção e, considerando que esse tipo de formação geomorfológica representa um controle hidráulico, optou-se pela colocação da condição de contorno à montante desta formação. Assim, foi inserida uma

condição de contorno, do tipo profundidade normal, numa seção à montante desta queda d'água e de valor equivalente a declividade média de um trecho compreendido entre a seção da condição de contorno de jusante (CJ_S72km) e uma seção localizada poucos metros a montante da queda d'água, de forma a utilizar a formação natural como um controle hidráulico. A declividade deste trecho é equivalente a 0,05 m/m.

A Figura 18 apresenta a localização das condições de contorno definidas e o domínio de simulação, utilizados nas simulações de condições iniciais e de propagação de onda de ruptura.

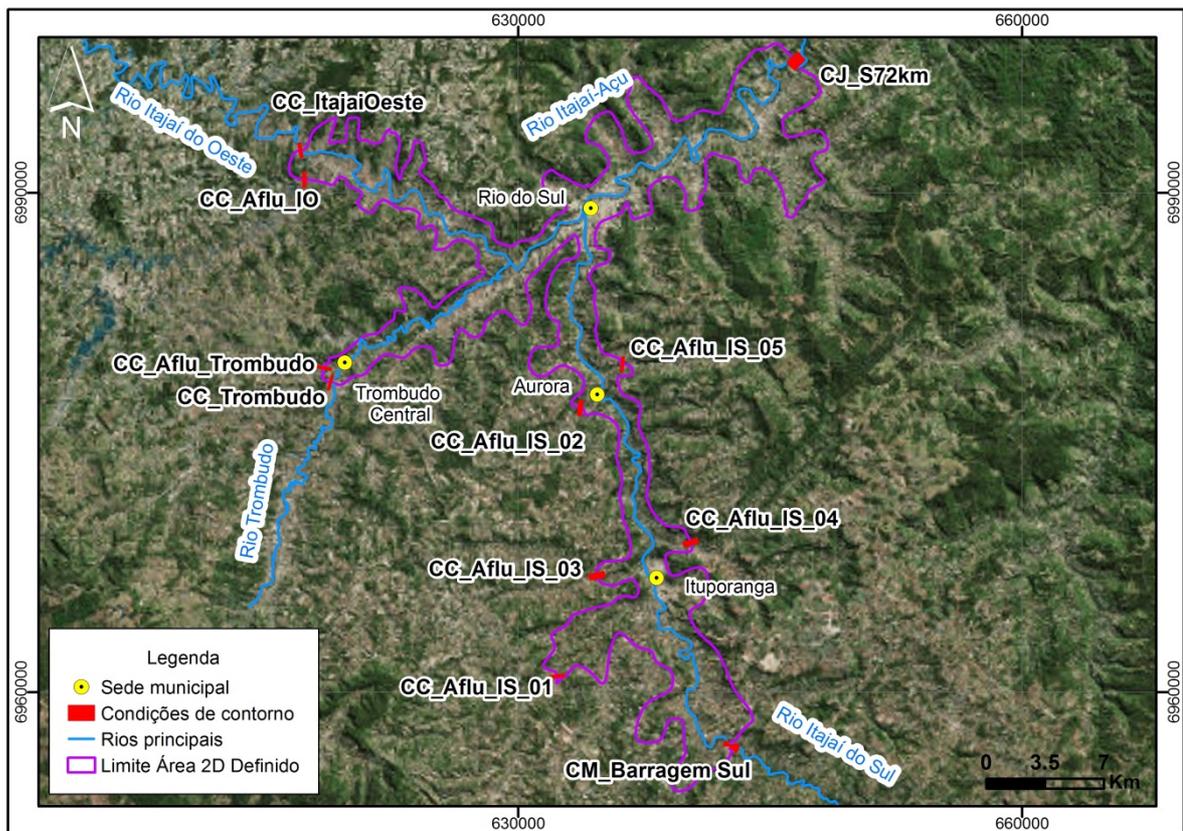


Figura 18 – Topologia do modelo das simulações de condições iniciais e de propagação de onda de ruptura.

Em relação aos aspectos numéricos, para a simulação de condições iniciais, a discretização espacial na área simulada foi estabelecida em 20 m e a discretização temporal, equivalente ao passo de cálculo utilizado, foi de 20 segundos. Adicionalmente, foi acionado o modo *time slicing*, em que se reduz o passo de tempo para 10 segundos caso o número de interações ultrapassasse o valor 5.

4.7.3 Simulação de propagação de onda de ruptura

A simulação preliminar foi conduzida com duração de três dias e verificou-se que seria mais adequado simular a propagação de onda de ruptura por quatro dias, para que pudesse ser observada a estabilização dos hidrogramas a níveis adequados, nas últimas seções do modelo. Os itens a seguir irão especificar outros aspectos considerados na simulação de propagação de onda de ruptura, sendo eles as condições iniciais, as condições de contorno e os aspectos numéricos.

4.7.3.1 Condições iniciais

As condições iniciais, no âmbito do modelo HEC-RAS, dizem respeito unicamente à altura da lâmina d'água existente em cada célula do modelo. Como condições iniciais, foram, portanto, utilizadas as vazões, e respectivas cotas associadas, resultantes das simulações de condição inicial apresentadas no item 4.7.2. Também conforme esse item, esse procedimento é realizado através do arquivo *hotstart*, que é gerado ao final de cada simulação de condição inicial e posteriormente inserido na simulação de propagação de onda de ruptura.

4.7.3.2 Condições de contorno

As condições de contorno deste conjunto de simulações foram dispostas nos mesmos locais definidos no item 4.7.2 e apresentados na Figura 18.

Em relação à condição de contorno de jusante, foi utilizada a mesma definida no item anterior. Já na condição de contorno de montante (CM_Barragem Sul), foi inserido o hidrograma de ruptura definido no 4.5, com vazão de base igual a Q_{50} , regionalizada para a seção da barragem, utilizando a estação fluviométrica de Ituporanga como referência. Nas demais condições de contorno foi simplesmente realizada a propagação da vazão equivalente à Q_{50} .

Salienta-se que ao adicionar um hidrograma de ruptura estimado como uma condição de contorno de montante, na seção da Barragem Sul, limitou este estudo a simular a propagação de onda gerada pela ruptura ao invés da simulação de ruptura em si, que envolve a modelagem do rompimento e posterior propagação da onda oriunda da brecha. Isto foi decidido para simplificar a construção do modelo.

4.7.3.3 Aspectos numéricos

Em termos de discretização espacial do modelo, foi utilizada a mesma malha gerada para simular as condições iniciais, que consiste numa grade formada por polígonos predominantemente regulares com de largura igual a 20 m. Observa-se que no HEC-RAS

podem ser irregulares, para se adequar aos limites da área bidimensional e apresentarem até oito lados.

Foi utilizado um passo do tempo de cálculo global de 5 segundos, o mesmo utilizado para a simulação de domínio.

Salienta-se que uma vez definidos o passo do tempo de cálculo e resolução da malha, a estabilidade numérica do modelo pode ser avaliada através da condição de Courant apresentada na Equação 4.03.

$$C = \frac{V_w \times \Delta T}{\Delta x} \leq 1,0 \quad (4.03)$$

Onde

C: número de Courant;

ΔT : passo do tempo de cálculo, em segundos;

Δx : discretização espacial da área bidimensional, em metros;

V_w : velocidade da onda de cheia, em m/s.

Em USACE (2014), sugere-se que pode ser feita uma estimativa grosseira da velocidade da onda de cheia, ao utilizar-se a velocidade máxima média multiplicada por 1,5, para verificar se a condição de Courant é satisfeita.

Assim, para cada simulação de ruptura, gerou-se um arquivo matricial em que cada célula continha a velocidade máxima observada. A partir disso, obteve-se a velocidade máxima média de cada simulação e os números de Courant obtidos para as simulações de propagação de onda de ruptura ficaram em torno de 0,3 e, portanto, considerou-se adequado a utilização do passo de tempo de cálculo e resolução de malha escolhidos.

4.8 ERROS E INSTABILIDADES

Tratando-se da aplicação de um modelo hidrodinâmico, que utiliza métodos numéricos para solucionar os sistemas de equações, é importante a avaliação do nível de erros e instabilidades gerados nas simulações, para dar confiabilidade aos resultados obtidos. Sendo assim, neste estudo utilizaram-se algumas técnicas para realizar tal avaliação, dentre essas, a análise do comportamento da onda e forma dos hidrogramas e a verificação dos erros de volume.

A primeira abordagem consistiu numa avaliação visual do comportamento da propagação da onda de cheia durante as simulações e num exame dos hidrogramas extraídos nas seções de interesse. Este tipo de verificação auxilia a detecção prática da ocorrência de instabilidades em simulações numéricas. Em ambas as análises realizadas não foram

detectados problemas nos objetos em questão, portanto, considerou-se não haver problemas graves de estabilidade nos modelos.

Em relação aos erros de volume, que estão relacionados ao balanço hídrico realizado na área bidimensional, o erro máximo observado nas simulações foi de 0,08% e o erro médio foi equivalente a 0,02%. Considerando que este é um indicador valioso para avaliar a precisão de esquemas numéricos, julga-se a performance do modelo adequada.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 EXTRAÇÃO DOS RESULTADOS

As variáveis hidráulicas de interesse foram extraídas através da construção de seções transversais ao longo do rio principal. As seções foram construídas perpendicularmente ao escoamento predominante e foram identificadas conforme a proximidade com pontos que foram demarcados de 1 em 1 km a partir da Barragem Sul até o final do modelo, ao longo dos rios Itajaí do Sul e Itajaí -Açu, de forma a facilitar a identificação e localização das seções e pontos de interesse.

Conforme especificado no “Guia de orientação e Formulários dos Planos de Ação de Emergência (PAE)” (ANA, 2016), o PAE deve conter a apresentação de diversas informações em alguns perfis transversais traçados ao longo da área inundada, sendo que o espaçamento entre esses deve ser de no máximo 1 km nos primeiros 10 km a jusante do barramento.

A disposição das seções ao longo do trecho estudado foi realizada conforme identificada a necessidade de representação naquele ponto. Salienta-se que o espaçamento entre as seções não foi feito conforme o sugerido pela ANA no documento orientador do PAE, pois foi priorizada a extensão do modelo ao nível de detalhamento, ao longo do trecho estudado.

Como este estudo tem como objetivo avaliar a variação entre os cenários com diferentes profundidades de calhas, foi considerado adequado comparar os mesmos utilizando algumas informações, extraídas em cada seção de interesse, dentre as exigidas no guia citado acima, sendo estas: os hidrogramas de vazão, para avaliação da vazão de pico, do tempo de pico e do comportamento da onda ao longo do trecho e a elevação máxima do nível d'água. Além disso, foram analisadas as manchas de inundação obtidas em cada cenário e outras informações utilizadas para caracterização do trecho, como as cotas de fundo do canal e extensão da largura da mancha de inundação mínima e máxima.

A Figura 19 apresenta um mapa com as seções consideradas e a área de estudo dividida em trechos para facilitar a apresentação dos resultados que estão analisados nos próximos itens. Ao todo foram extraídas 14 seções ao longo da área estudada e os trechos considerados abrangem as seguintes seções:

- Trecho 01, 3 km, 6 km, 12 km, 14 km e 18 km;
- Trecho 02: 24 km, 28 km, 33 km, 43 km;
- Trecho 03: 46 km, 52 km e 57 km;
- Trecho 04: 68 km e 70 km.

Os itens a seguir irão apresentar os resultados das simulações de propagação de onda de ruptura conduzidas neste estudo. Primeiramente serão demonstrados os resultados obtidos para caracterização do trecho, seguidos pela realização da análise dos hidrogramas e manchas de inundação, análise dos perfis das variáveis de interesse e a avaliação do tempo de retorno das vazões máximas. Enfim, o último item irá sucintamente abordar questões sobre as limitações do estudo referentes ao equacionamento utilizado e à representação da barragem no modelo.

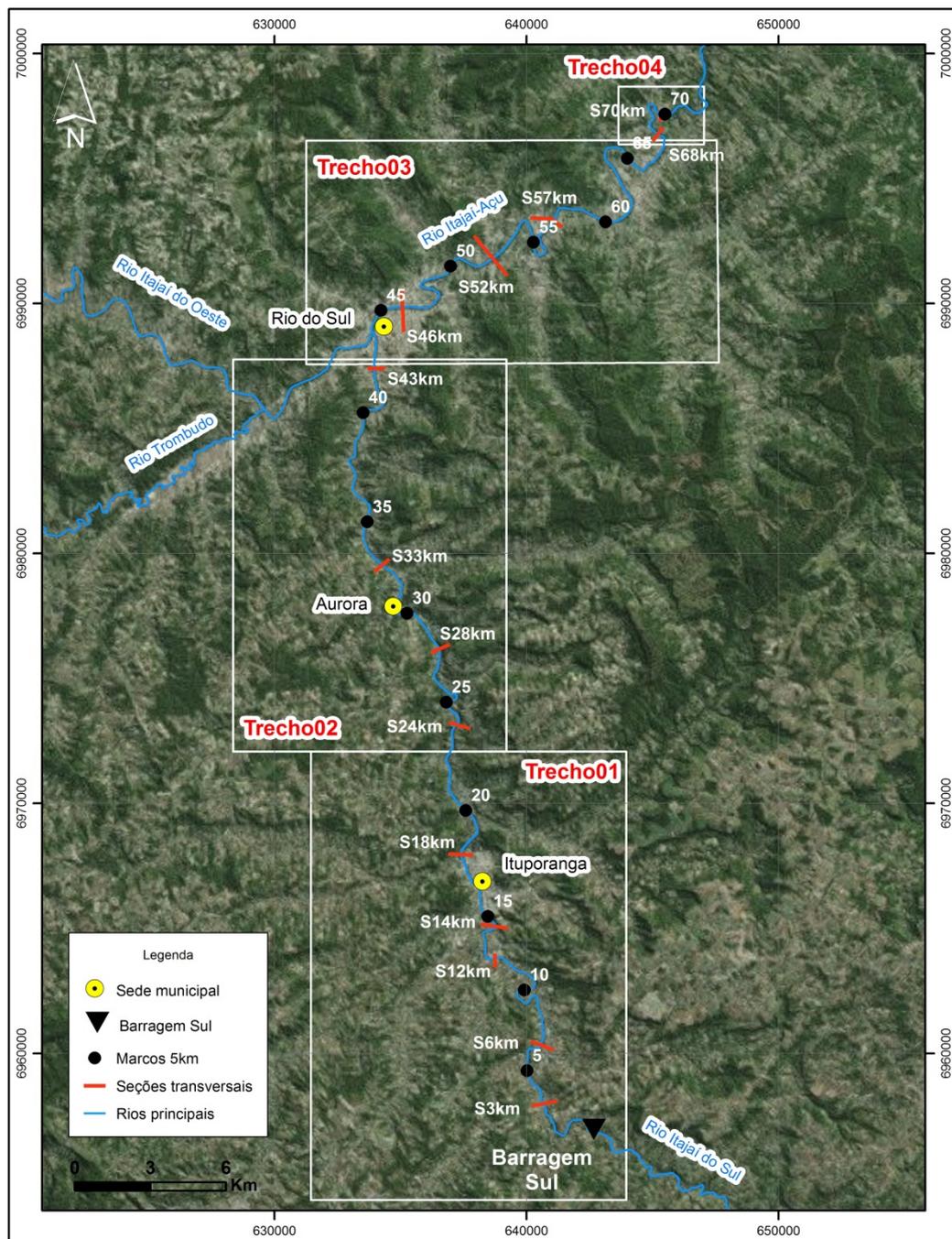


Figura 19 – Localização das seções transversais e divisão da área de estudo utilizada para apresentação dos resultados.

5.2 CARACTERÍSTICAS DO TRECHO ESTUDADO

A caracterização da calha do rio e da planície de inundação auxilia na subsequente interpretação e análise dos resultados, considerando que as características geomorfológicas desses sistemas fluviais podem influenciar consideravelmente os resultados num estudo deste tipo. Portanto, a descrição do trecho é necessária para que as considerações obtidas neste estudo possam ser utilizadas para embasar futuros trabalhos semelhantes.

Assim, foi proposta a plotagem do perfil longitudinal de algumas variáveis, buscando-se entender as características da área. Nestes perfis, destacou-se o local da confluência entre os rios Itajaí do Sul e Itajaí do Oeste, que dá origem ao rio Itajaí Açu, para facilitar a análise.

Primeiramente, analisou-se o nível de fundo da calha em cada seção, para plotar o perfil longitudinal de elevação mínima no leito e da declividade, ilustrados respectivamente na Figura 20 e na Figura 21. Essa análise foi realizada somente para o cenário P0.

A partir das figuras citadas, observa-se que o trecho estudado apresenta um desnível de aproximadamente 40 m, da seção extraída mais próxima à Barragem Sul até a seção final do modelo, localizada aproximadamente a 70 km do barramento. A declividade média do trecho antes da confluência é equivalente a 0,7 m/km, enfatizando a ocorrência de um desnível mais acentuado da seção 18 km para seção 24 km, devido a uma queda d'água localizada próxima à seção 18 km. Já após a confluência, observam-se declividades médias da ordem de 0,3 m/km.

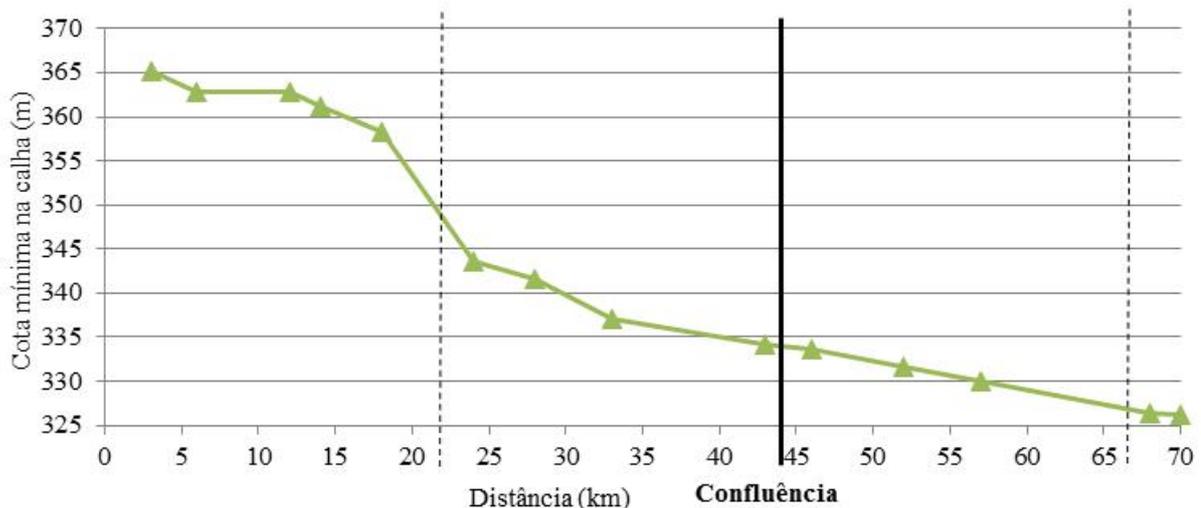


Figura 20 – Perfil longitudinal de elevação mínima do leito.

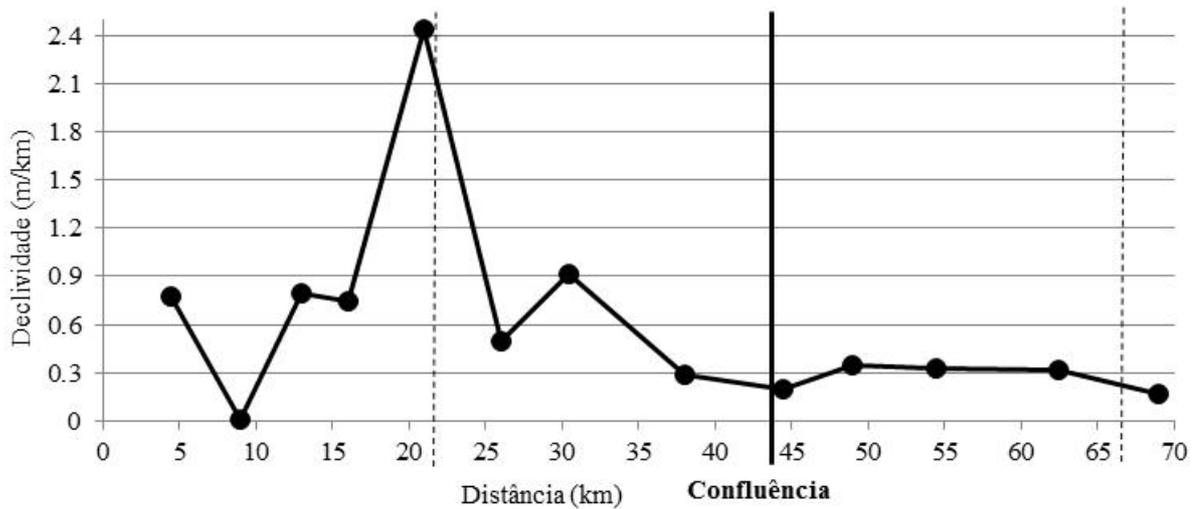


Figura 21 – Perfil longitudinal da declividade ao longo do trecho.

Para a estimativa da largura média da calha do rio ao longo do trecho estudado, analisou-se a largura mínima inundada em cada seção. Considerando as condições iniciais impostas, inicialmente havia uma vazão próxima a Q_{50} escoando nos corpos hídricos do modelo e, portanto, essa largura mínima é representativa da área inundada por essa vazão. Como a Q_{50} se refere a uma vazão observada com frequência elevada, julga-se que a avaliação da largura média da calha através da área inundada por essa vazão seja adequada.

A Figura 22 apresenta a variação da largura mínima de inundação ao longo dos cursos hídricos estudados. No Trecho 03, os cenários divergem significativamente, sendo que os cenários P0 e P1 apresentam valores de largura mínima inundada consideravelmente superiores aos observados nos cenários P4 e P8, principalmente na seção 46 km. Verificou-se que, neste trecho, pela inexistência ou baixa profundidade da calha considerada nos cenários P0 e P1, até mesmo a vazão Q_{50} era extravasada e, portanto, a medida da largura mínima inundada, nesses cenários, não é representativa da largura média do rio no local. Devido a essa particularidade, os cenários que melhor caracterizam a largura média do rio são os cenários P4 e P8.

De forma geral, há um aumento previsível da largura média da calha do rio ao longo do trecho de estudo. Nos trechos localizados antes da confluência, a largura média fica em torno de 50 m. Após a confluência, nota-se um aumento mais significativo dessa grandeza, cuja média neste local é equivalente a 90 m.

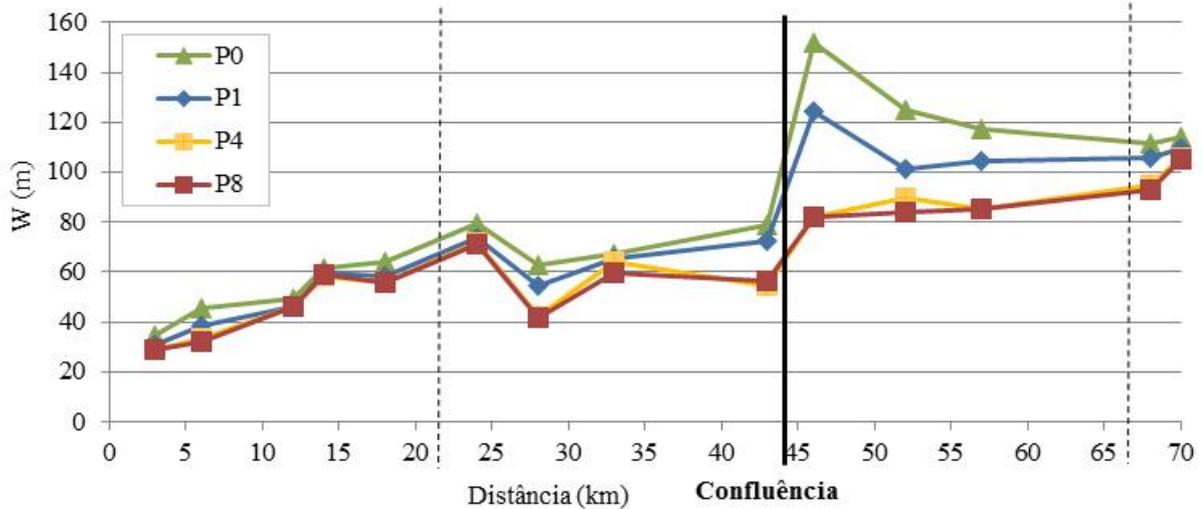


Figura 22 – Perfil longitudinal da largura mínima inundada (W).

A largura máxima de inundação em cada seção, apresentada na Figura 23, foi utilizada para avaliar a largura média da planície de inundação.

Em relação às diferenças entre os cenários, observa-se que eles são mais marcantes no trecho após a confluência entre o cenário P8 e os demais. Ao analisar as manchas de inundação nestes trechos, observou-se que a vazão extravasada para a planície neste cenário é menor e, portanto, a largura máxima inundada também é menor. Uma possível explicação para isto é que a partir deste ponto a magnitude da vazão é tal que a contribuição do escoamento da calha é mais significativa, considerando as dimensões impostas à calha no cenário P8, e o volume de água extravasado é menor. Portanto, assim como ocorreu na análise de largura de inundação mínima para os cenários P0 e P1, a largura de inundação máxima do cenário P8 não é adequada para caracterizar a extensão da planície de inundação, que deve ser feita através dos demais cenários.

Analisando os perfis dos cenários apropriados, observa-se que até o quilômetro 18, referente ao Trecho 01, a largura média da planície de inundação é da ordem 500 m, somente verifica-se valores próximas a 600 m no km 14, onde está localizada a cidade de Ituporanga. No Trecho 02, que compreende a área entre as seções 24 km e 43 km, logo antes da confluência, a largura da planície varia entre 350 e 125 m, apresentando características de um vale mais encaixado. Claramente, após a confluência, inicia-se um trecho caracterizado por uma planície de inundação relativamente mais extensa, apresentando uma largura média de 800 m. No Trecho 04, que abrange as seções finais do modelo, a extensão planície de inundação se reduz significativamente.

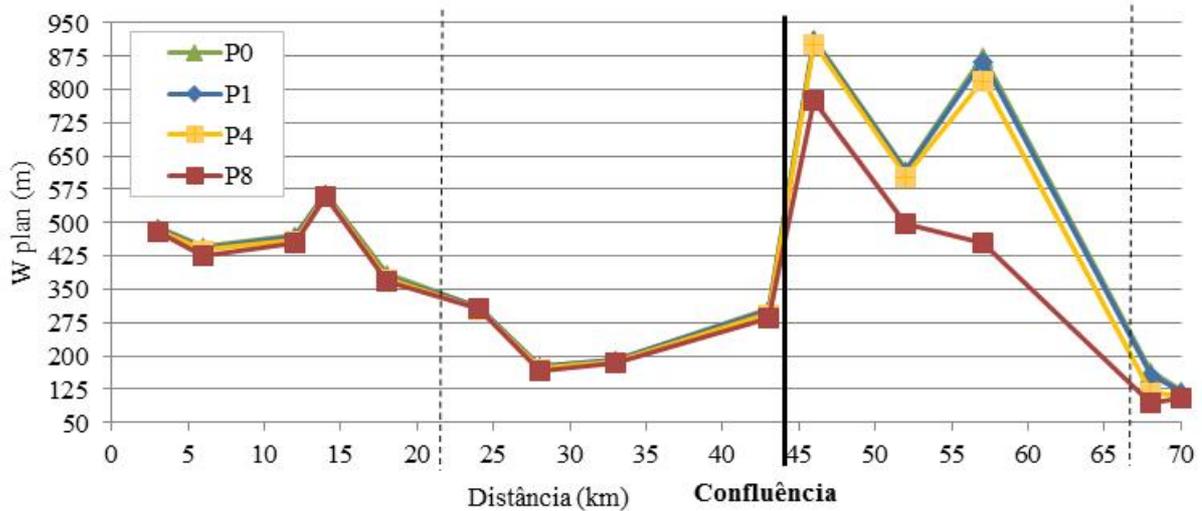


Figura 23 – Perfil longitudinal da largura máxima inundada (W plan).

Em resumo, essas análises auxiliaram na caracterização física do sistema fluvial do trecho estudado, destacando algumas observações feitas. Os trechos 01 e 02 são mais declivosos que os trechos após a confluência. No Trecho 01, a extensão da planície de inundação é relativamente moderada e o trecho 02 pode ser considerado como um vale mais encaixado. Já os trechos 03 e 04 apresentam declividades relativamente baixas. O Trecho 03 é caracterizado por uma planície de inundação mais extensa e o último trecho, se assemelha a um local de vale mais encaixado.

5.3 ANÁLISE CONJUNTA DAS MANCHAS DE INUNDAÇÃO E HIDROGRAMAS

Conforme a Figura 19, a área de estudo foi dividida em trechos e os resultados demonstrados neste item irão seguir esta configuração para apresentar as manchas de inundação e os hidrogramas, que serão mostrados em conjunto ou individualmente. Salienta-se que nos hidrogramas mostrados em conjunto não foram necessariamente apresentados o número de horas totais simuladas (96 horas), mas o período considerado adequado, visando a melhor apresentação dos resultados.

Antes disso, apresentam-se os hidrogramas das seções 3 km; 43 km e 70 km, que revelam o comportamento geral da propagação da onda de ruptura ao longo do trecho estudado. Observa-se uma forte atenuação do pico de cheia já da seção 3 km, localizada logo à jusante da barragem, para a seção 43 km, situada logo a montante do encontro dos rios Itajaí do Sul e Itajaí do Oeste.

Na confluência destes rios, ocorre a propagação da onda de cheia para montante do trecho, impactando os rios Itajaí do Oeste e Trombudo. Em razão disso e da atenuação da vazão na planície de inundação, observa-se a redução da vazão de pico em aproximadamente

um terço, entre as seções 43 km e 70 km. Nesta última seção, que se encontra no trecho mais a jusante do modelo, observa-se também que o hidrograma é nitidamente amortecido, em contraste com o hidrograma extraído a poucos quilômetros da barragem (S3km).

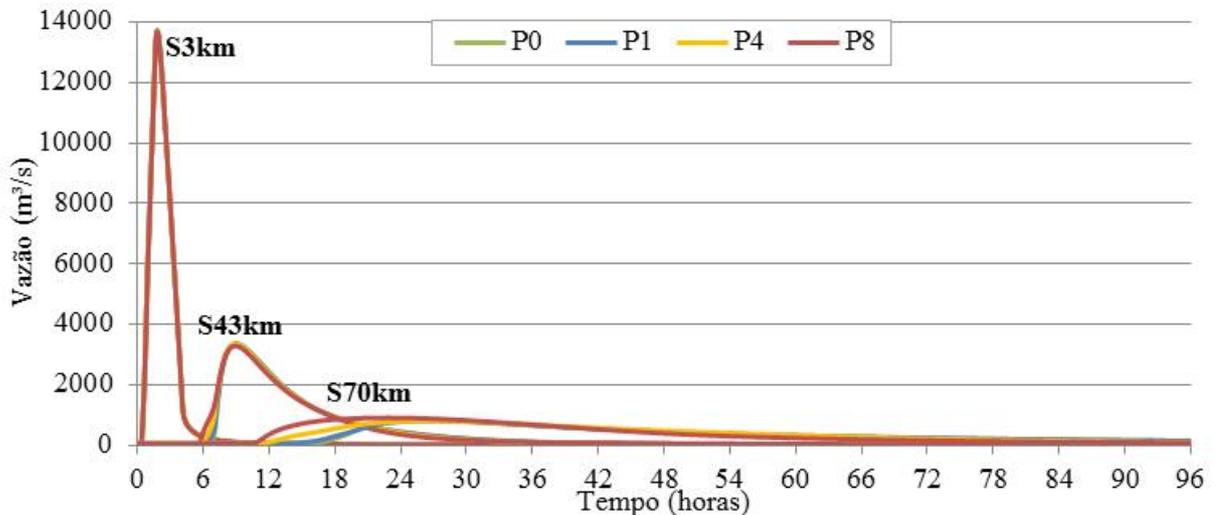


Figura 24 – Propagação do hidrograma de ruptura.

A Figura 25 apresenta os hidrogramas de quatro seções localizadas no Trecho 01, sendo elas as seções 3 km, 6 km, 12 km e 18 km. Analisando o gráfico, fica evidente que não há uma diferença significativa no formato dos hidrogramas extraídos nas seções contidas neste trecho, em todos os cenários considerados. Nas duas últimas seções do trecho, S18km, nota-se que o hidrograma do cenário P8 antecipa-se ligeiramente em relação aos demais e é seguido, respectivamente, pelos cenários P4, P1 e P0.

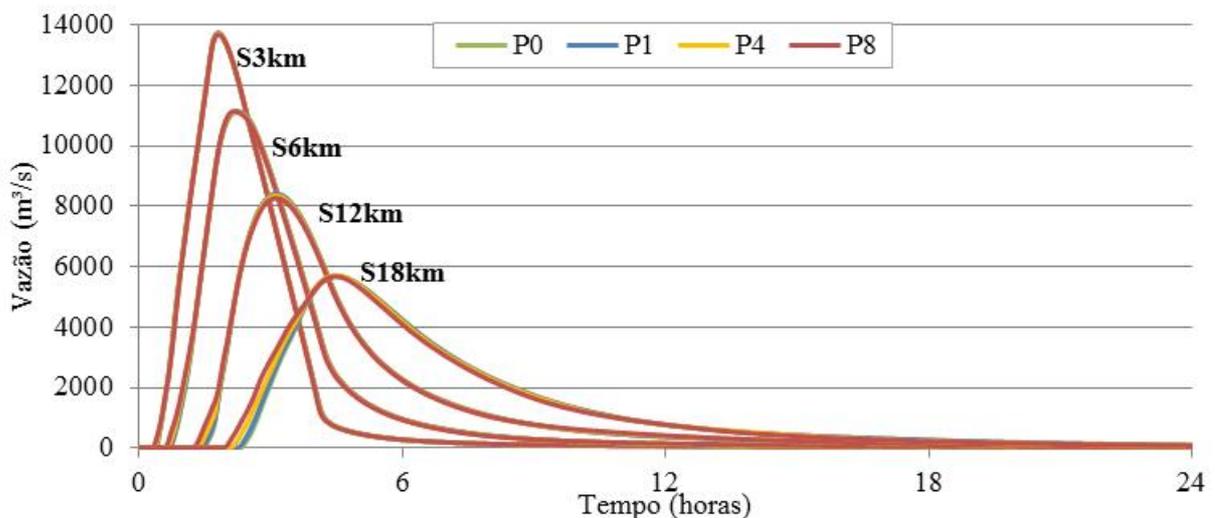


Figura 25 – Hidrogramas - Trecho 01.

Em geral, existe um deplecionamento significativo dos hidrogramas entre as seções 3 km e 18 km, em todos os cenários, evidenciado pela variação da vazão de pico em aproximadamente 8 mil m³/s.

Ainda, salienta-se que, em geral, os cenários P0 e P1 apresentaram maior vazão de pico, que os cenários P4 e P8. Esta conjuntura mostra que a presença da calha amortece as vazões de pico, contudo, ao comparar a magnitude dessas vazões, a vazão amortecida é insignificante em relação à vazão máxima e, conseqüentemente, as diferenças entre os cenários para essa variável são muito pequenas.

As manchas de inundação no Trecho 01, representadas pelos mapas de profundidade máxima, estão apresentadas na Figura 27 e identificadas por cenário. Conforme constatado na análise dos hidrogramas deste trecho, também não há diferenças visuais significativas na extensão da inundação.

Analogamente ao primeiro trecho, os hidrogramas e as manchas de inundação do Trecho 02, apresentados na Figura 26 e na Figura 28, não indicaram mudanças significativas entre os cenários.

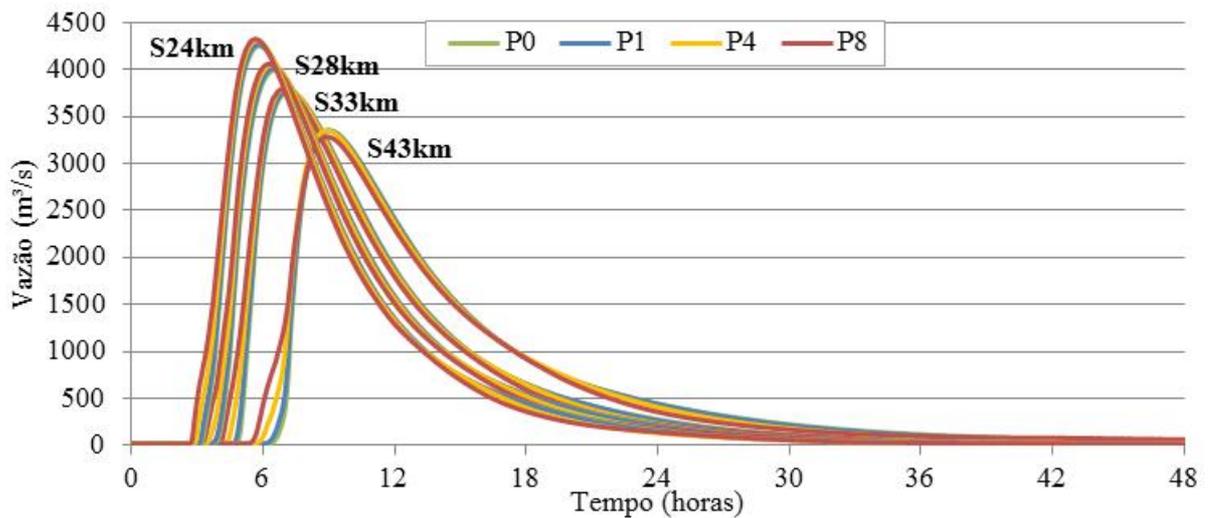


Figura 26 – Hidrogramas - Trecho 02

Como foi também observado no Trecho 01, percebe-se que a chegada da onda é ligeiramente antecipada nos cenários com calhas mais profundas e a vazão de pico é maior nos cenários que apresentam profundidades reduzidas.

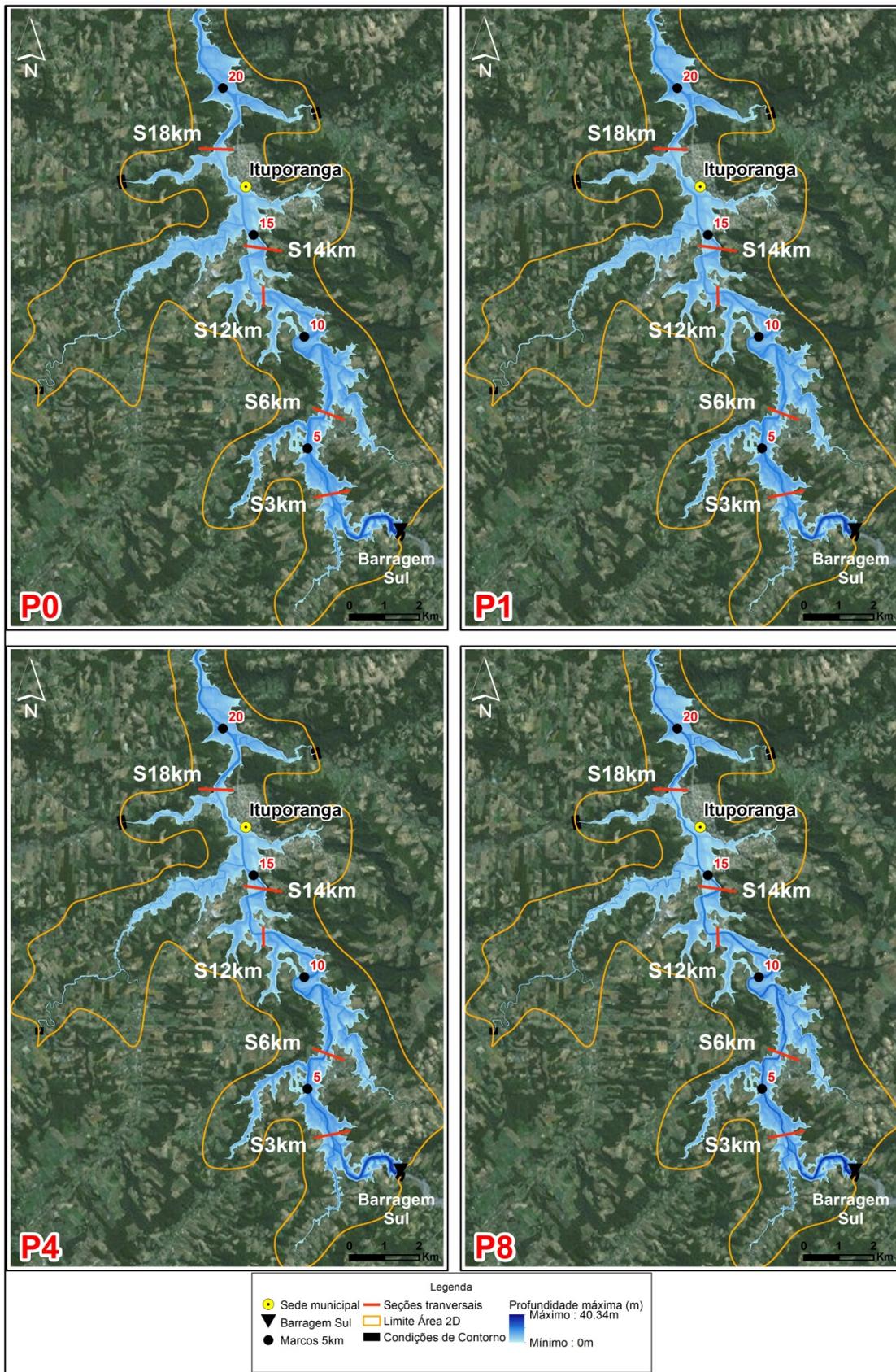


Figura 27 – Mapas de inundação máxima - Trecho 01.

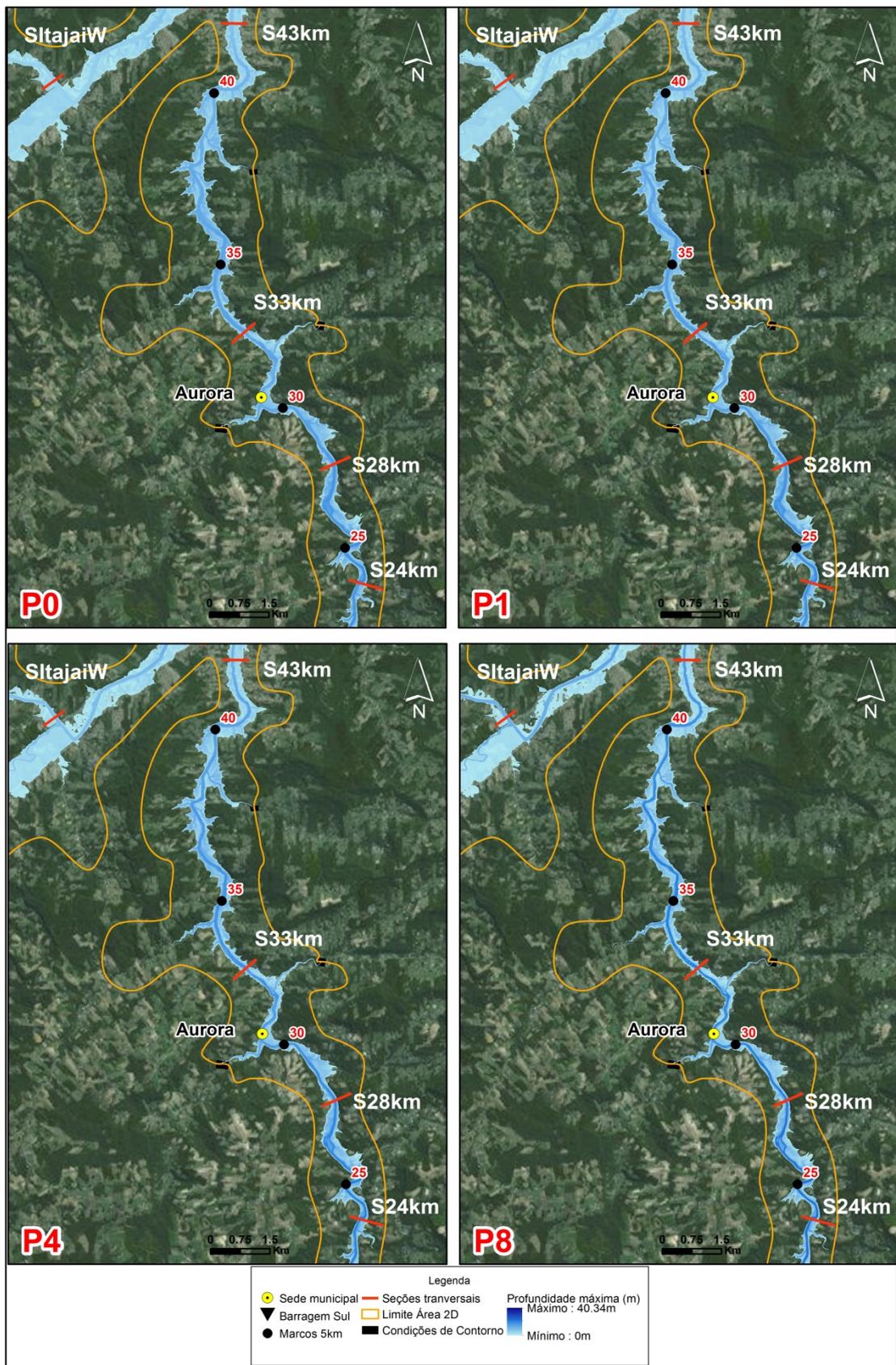


Figura 28 – Mapas de inundação máxima - Trecho 02.

A Figura 29 apresenta os hidrogramas das seções contidas no Trecho 03, na qual é possível notar que os hidrogramas se diferenciam substancialmente e, portanto, será realizada uma análise individual dos hidrogramas das seções 46 km e 57 km, em conjunto com as manchas de inundação mostradas na Figura 32, mostrada adiante.

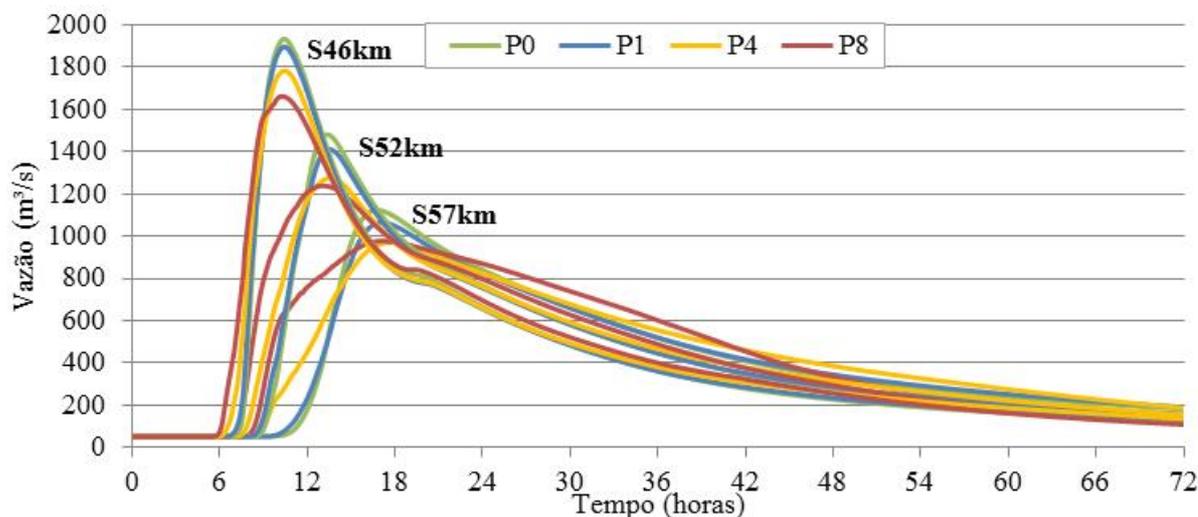


Figura 29 – Hidrogramas -Trecho 03.

A seção 46 km se encontra logo após a confluência. Nos hidrogramas desta seção, apresentados na Figura 30, é possível perceber que o decaimento dos mesmos não é regular, havendo uma deformação próxima à vazão de 800 m³/s.

Durante a propagação da onda de ruptura, uma parte da vazão escoou para montante do modelo, atingindo os rios Itajaí do Oeste e Trombudo, conforme foi constatado anteriormente. A partir de certo momento, ocorre uma inversão do fluxo de vazões nesses cursos d'água, gerando essa deformação nos hidrogramas, devido à chegada de uma onda de cheia no rio Itajaí-Açu, proveniente desses rios.

Também, como ocorrido nos trechos 01 e 02, a vazão de pico se mantém maior nos cenários com profundidades de calha menor e a onda de cheia é antecipada nos cenários contrários, contudo, nesta seção as diferenças da vazão de pico entre os cenários são mais acentuadas, mas ainda não são suficientes para gerar diferenças significativas nas manchas de inundação.

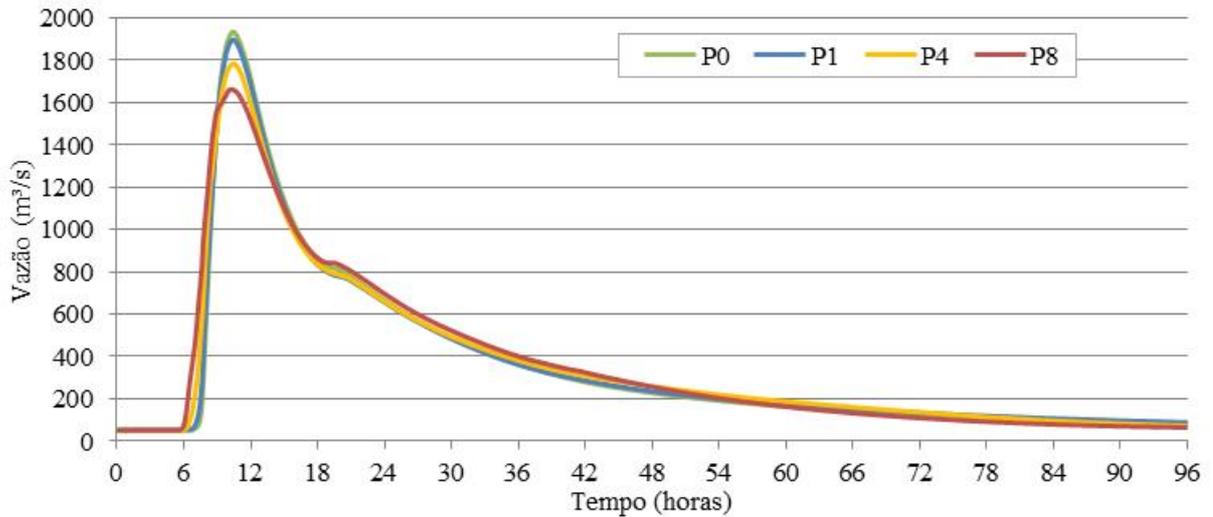


Figura 30 – Hidrograma extraído na S46km.

Na seção 57 km, Figura 31, observa-se que os hidrogramas dos cenários considerados apresentam, em geral, comportamento distinto. As vazões observadas são consideravelmente menores do que as verificadas nas seções dos trechos 01 e 02 e, por isso, estes hidrogramas ajudam a compreender o papel da calha do rio nesta situação.

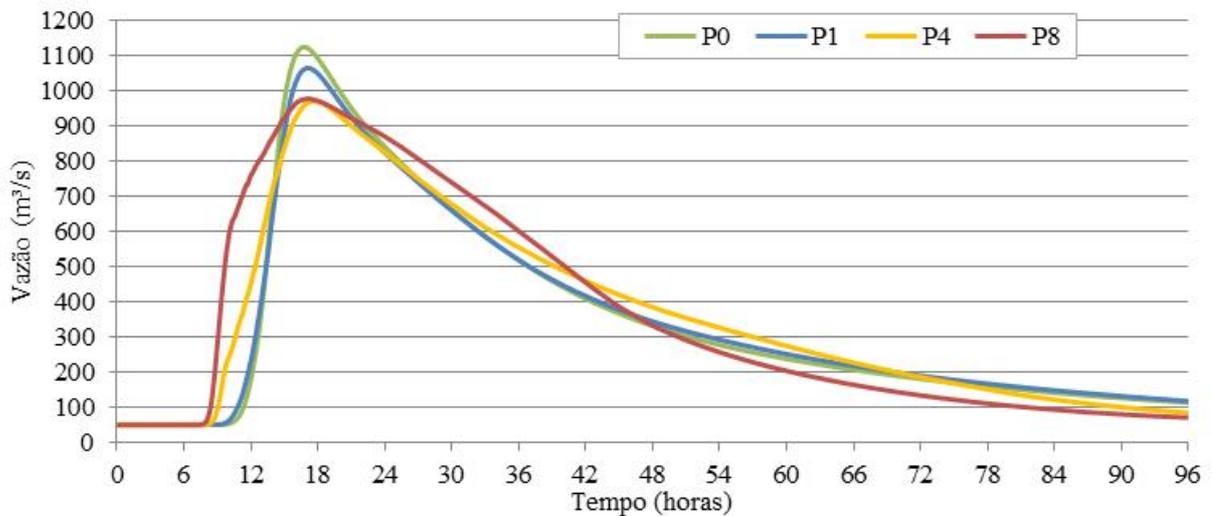


Figura 31 – Hidrograma extraído na S57km.

Quando a vazão extravasa a calha, ocorre uma diminuição da velocidade, observada pela inflexão dos hidrogramas P4 e P8. Percebe-se que nos cenários P4 e P8, a calha é capaz de escoar em torno de 200 m³/s e 600 m³/s, respectivamente, e depois a vazão é extravasada. Por isso, até esse ponto, há uma ascensão muito rápida do hidrograma, pois não há o efeito de atraso causado pela planície de inundação.

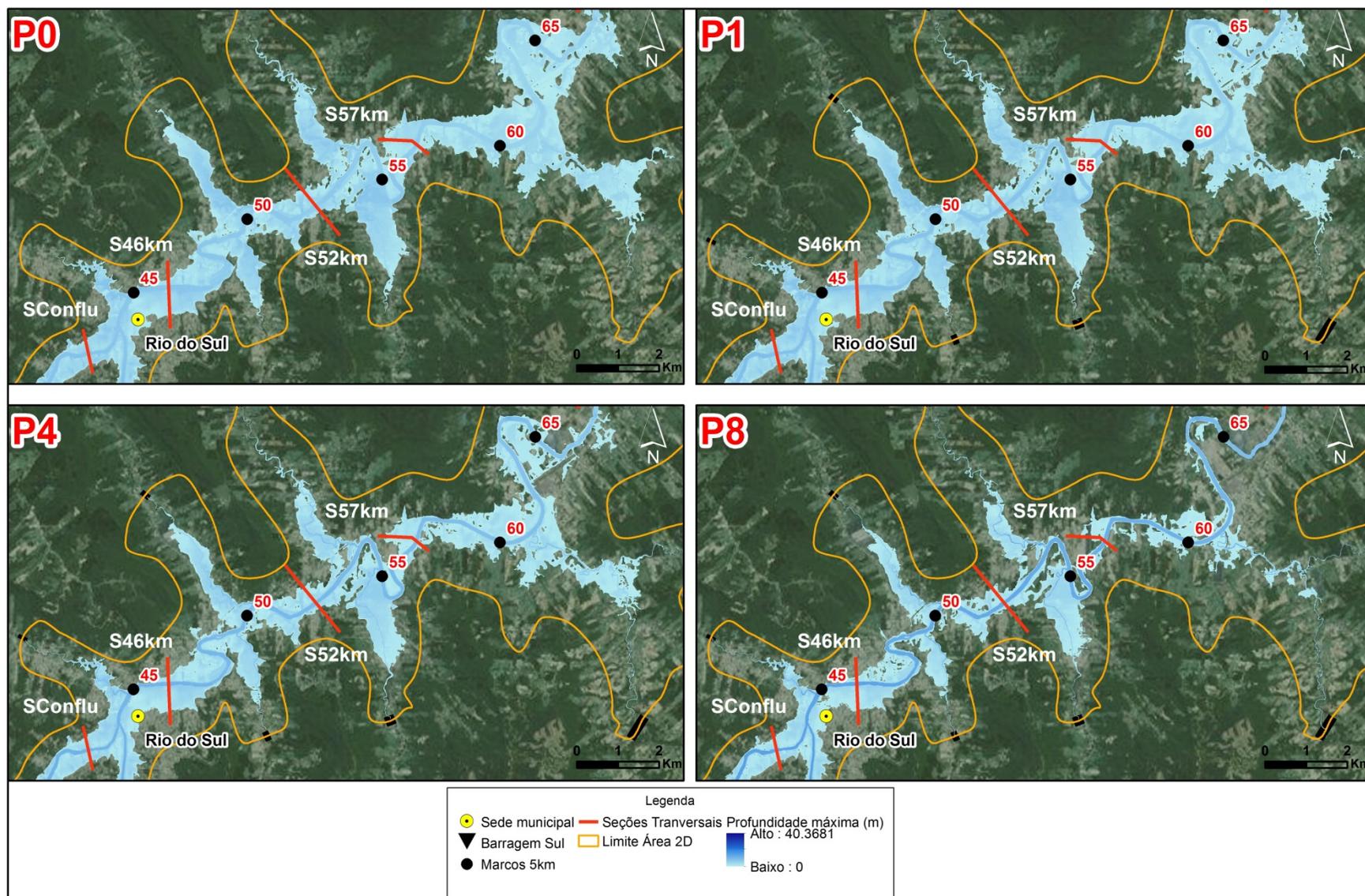


Figura 32 – Mapas de inundação máxima - Trecho 03.

Já nos cenários P0 e P1, a onda já vem extravasada em razão da pequena capacidade de escoamento da calha do rio. Isso pode ser verificado através da análise das manchas de inundação, próximo à seção 57 km, nas quais percebe-se que a extensão da inundação nos cenários P0 e P1 é maior do que nos demais cenários.

Enfim, realizou-se a análise do comportamento da onda de cheia e das inundações no Trecho 04. Em razão da proximidade das seções 68 km e 70 km, os hidrogramas extraídos nestes locais praticamente coincidem. Portanto, optou-se pela apresentação e análise somente do hidrograma da seção 70 km, considerado representativo do último trecho e apresentado na Figura 33. As manchas de inundação deste trecho são ilustradas na Figura 34.

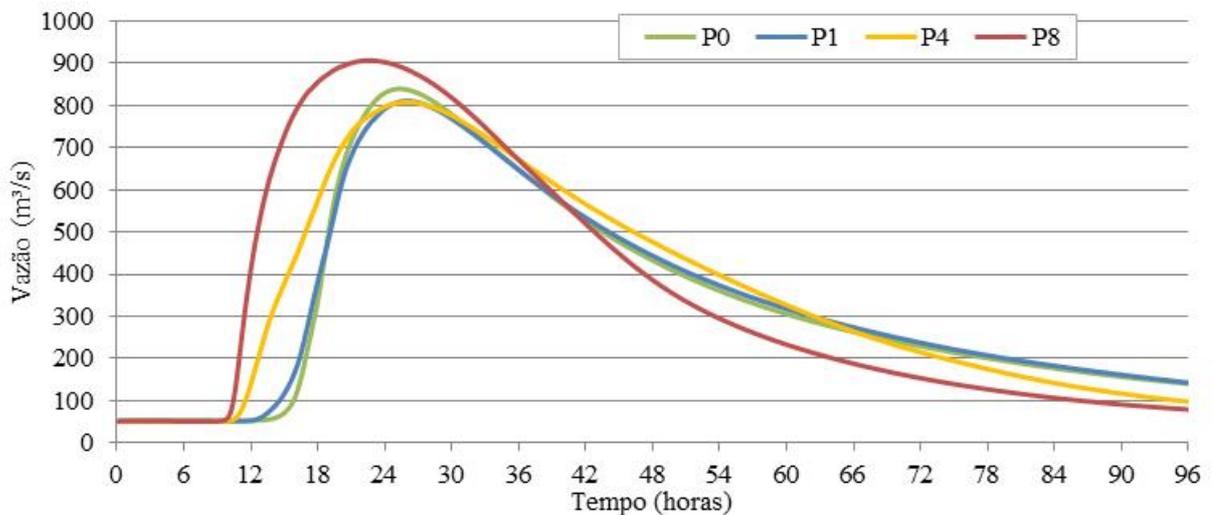


Figura 33 – Hidrograma extraído na S70km

No caso da seção 70 km, a interpretação do hidrograma fica mais clara ao analisar-se as manchas de inundação. Observa-se que no cenário P8 não há o extravasamento da vazão da calha nesse trecho, diferentemente dos demais cenários. A profundidade da calha atribuída neste cenário é capaz de escoar toda a vazão afluyente e, portanto, não há escoamento na planície de inundação. Dessa maneira, a forma do hidrograma de P8 nesta seção é significativamente diferente do observado nas seções anteriores. Por isso, a onda de cheia neste cenário se antecipa de tal forma que a vazão de pico é maior do que nos demais cenários.

Em relação ao cenário P4, a mancha de inundação comprova que parte da vazão ainda é extravasada para a planície, o que é verificado pela inflexão do hidrograma em torno da vazão de 300 m³/s. A vazão de pico é próxima às vazões observadas nos cenários P0 e P1. Nestes dois cenários, a baixa capacidade de escoamento das calhas impostas não permite o escoamento total da vazão afluyente na calha e, portanto, os hidrogramas destes cenários são semelhantes aos observados nas seções anteriores, como seção 57 km.

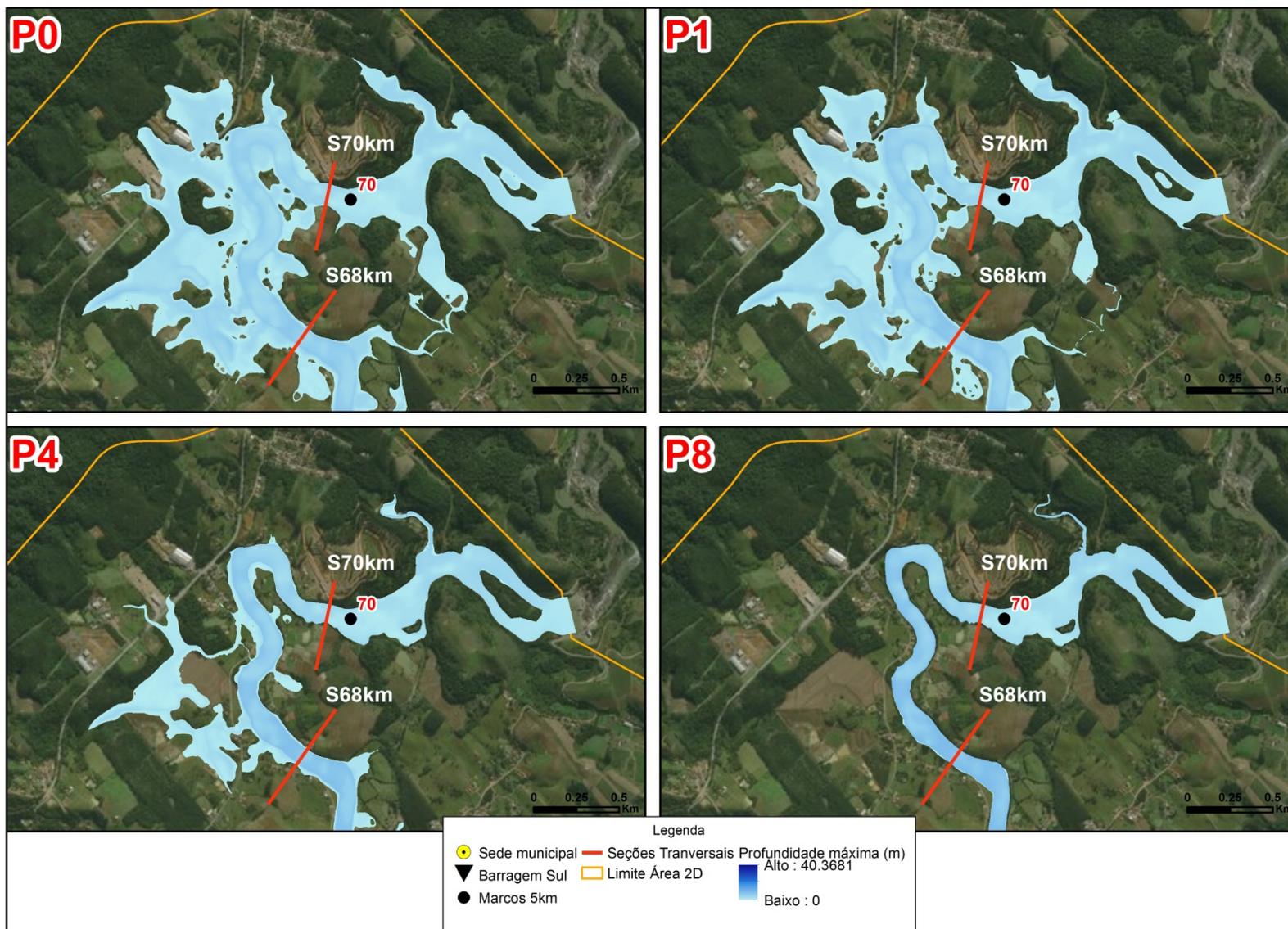


Figura 34 – Mapas de inundação máxima - Trecho 04

5.4 ANÁLISE DOS PERFIS DAS VARIÁVEIS DE INTERESSE

Para dar continuidade às análises realizadas no item anterior, neste item serão traçados perfis para avaliar as mudanças nas variáveis de interesse ao longo do trecho estudado.

A elevação máxima do nível d'água representa a cota máxima atingida pela onda de cheia, ou seja, é uma informação importante para o mapeamento da inundação máxima. A Figura 35 mostra o comportamento desta variável ao longo do trecho estudado. Percebe-se que a variação entre os cenários é mais marcante no último trecho do modelo, onde, conforme o item anterior, foi constatado que a capacidade de escoamento da vazão na calha do rio é mais relevante, devido à magnitude da vazão que chega neste local.

A variação da elevação máxima do nível d'água nas últimas seções ocorre exatamente pelo extravasamento mais significativo das calhas P0 e P1 no Trecho 04, atingindo locais mais elevados.

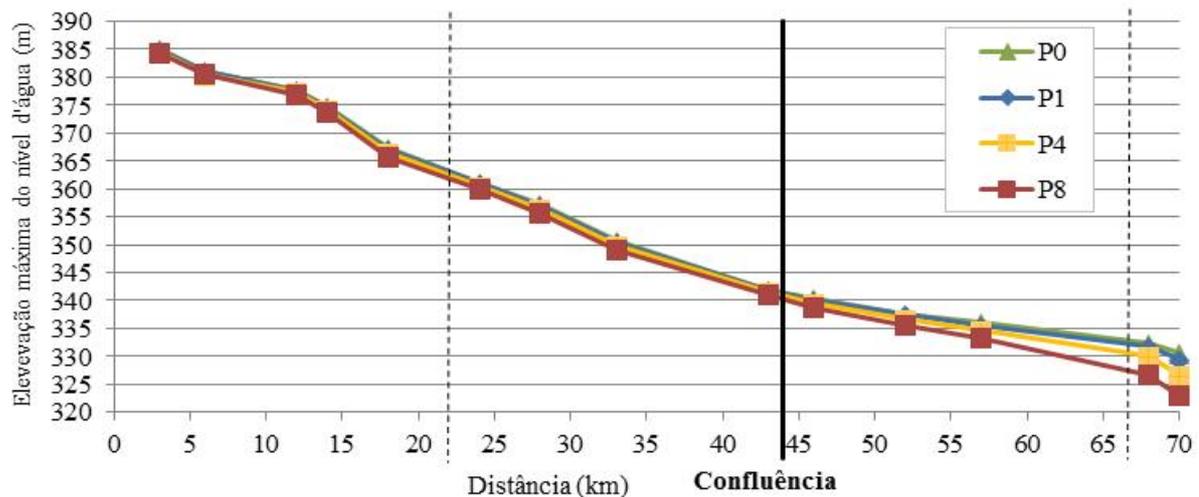


Figura 35 – Perfil longitudinal de elevação máxima do nível d'água.

A Figura 36 apresenta o perfil longitudinal de vazão de pico. De modo geral, há um decaimento gradual da vazão ao longo do trecho estudado, sendo este mais acentuado logo a jusante da barragem, em locais onde existem afluentes importantes (8 km e 15 km) e no encontro dos rios Itajaí do Sul e Itajaí do Oeste.

Em relação à comparação entre os cenários, na escala apresentada, não há diferença significativa na vazão de pico, sendo esta minimamente observada no trecho logo após a confluência (Trecho 03).

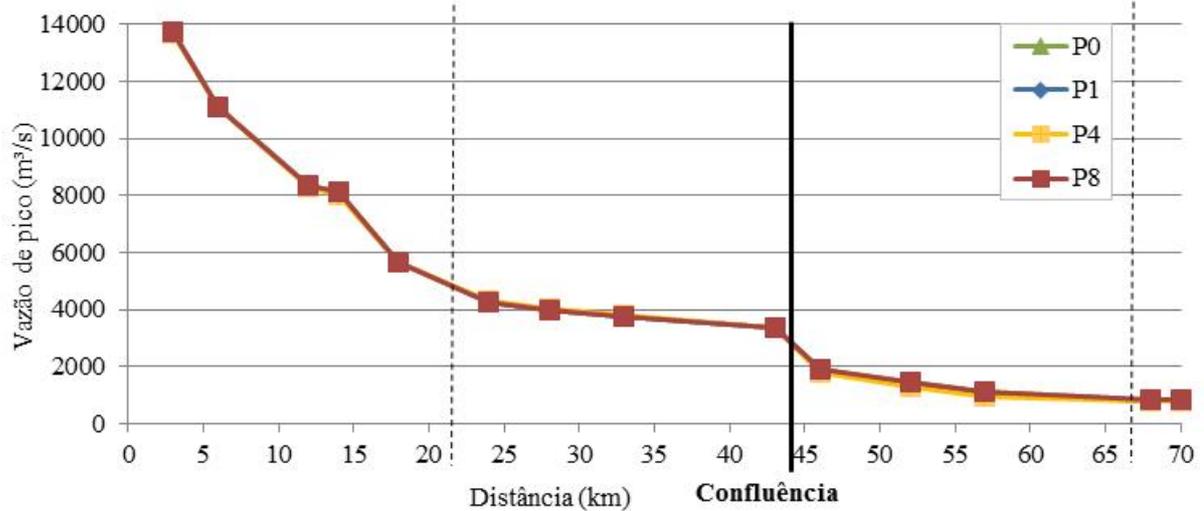


Figura 36 – Perfil longitudinal de vazão de pico.

A Figura 37 mostra a variação percentual da vazão entre seções e comprova que a maior variação da vazão ocorre na confluência, onde parte da onda de cheia gerada pela ruptura se propaga também a montante do trecho, compreendido pelos rios Itajaí do Oeste e Trombudo, o que já havia sido verificado na simulação preliminar.

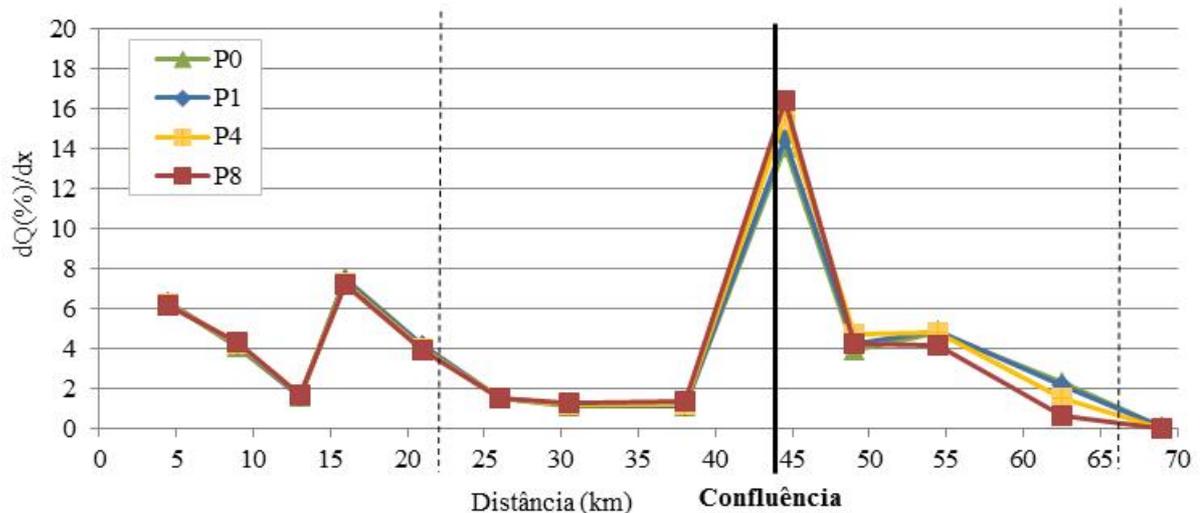


Figura 37 – Variação percentual da vazão ($dQ(\%)/dx$) entre seções ao longo do trecho.

O perfil longitudinal do tempo de pico é demonstrado na Figura 38. Nos trechos anteriores à confluência, a variação entre os cenários é imperceptível.

De forma geral, observa-se, pela mudança de inclinação do perfil, que a velocidade começa a diminuir mais a partir da confluência, quando a onda de cheia atinge o Trecho 03, caracterizado pelas baixas declividades e pela planície de inundação relativamente extensa, conforme exposto no item 5.2. Isso ocorre devido ao atraso ocasionado pela propagação da mesma na planície.

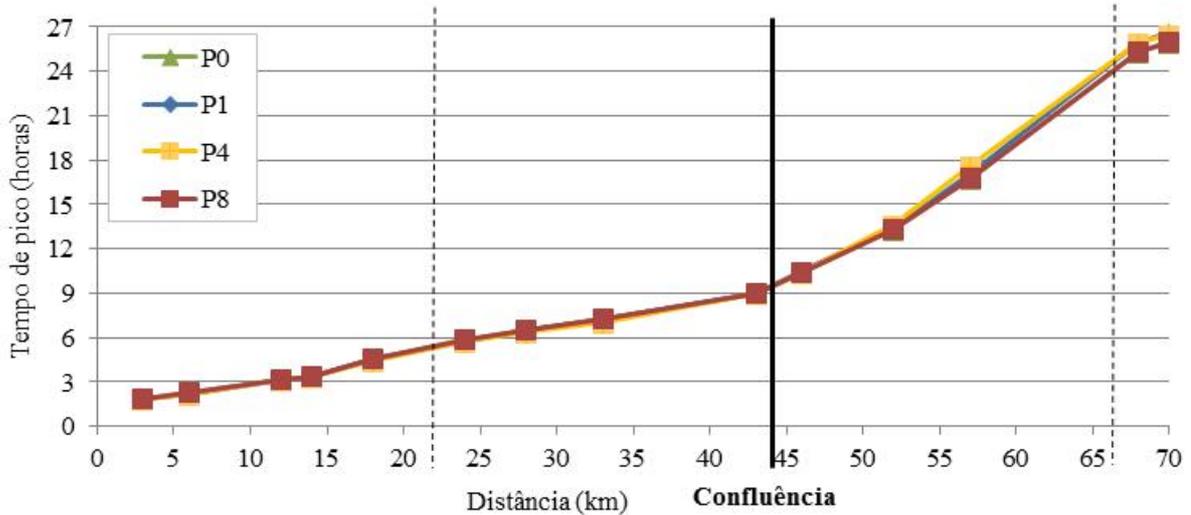


Figura 38 – Perfil longitudinal do tempo de pico.

Salienta-se que a diminuição da velocidade no cenário P8, depois da confluência, é um pouco menor, verificado através da sutil divergência do perfil deste cenário em relação aos demais.

Conforme observado nas análises feitas anteriormente, nos últimos trechos do modelo o extravasamento da vazão na calha P8 é reduzido ou nulo. Assim, o efeito de atraso causado pela planície de inundação é menor para este cenário.

Essas constatações ficam mais perceptíveis quando se analisa o perfil longitudinal da variação da celeridade da onda, ou seja, da velocidade com qual a onda se desloca entre uma seção e outra, apresentada na Figura 39. Observam-se velocidades baixas no Trecho 03 e logo em seguida um aumento brusco da velocidade no Trecho 04 para o cenário P8, onde não há extravasamento da vazão nesta calha.

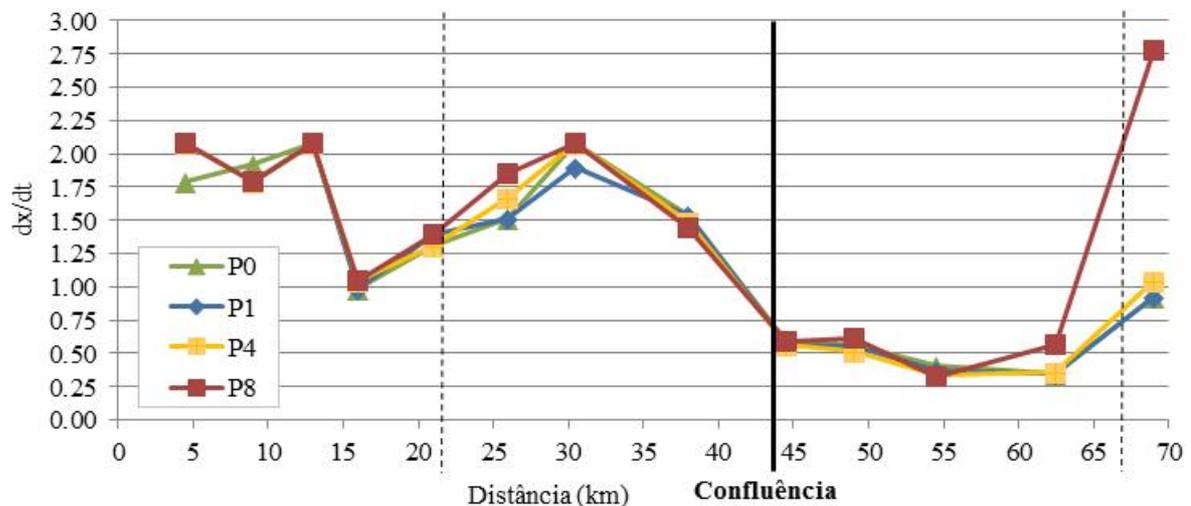


Figura 39 – Variação da celeridade da onda (dx/dt) entre seções ao longo do trecho.

Considerou-se adequado realizar uma análise estatística sucinta para avaliar como os parâmetros de interesse variam entre si nos cenários considerados. Para tal, utilizaram-se medidas de dispersão em torno da média, sendo estas o desvio padrão e o coeficiente de variação da amostra, conforme ilustrado na Figura 40.

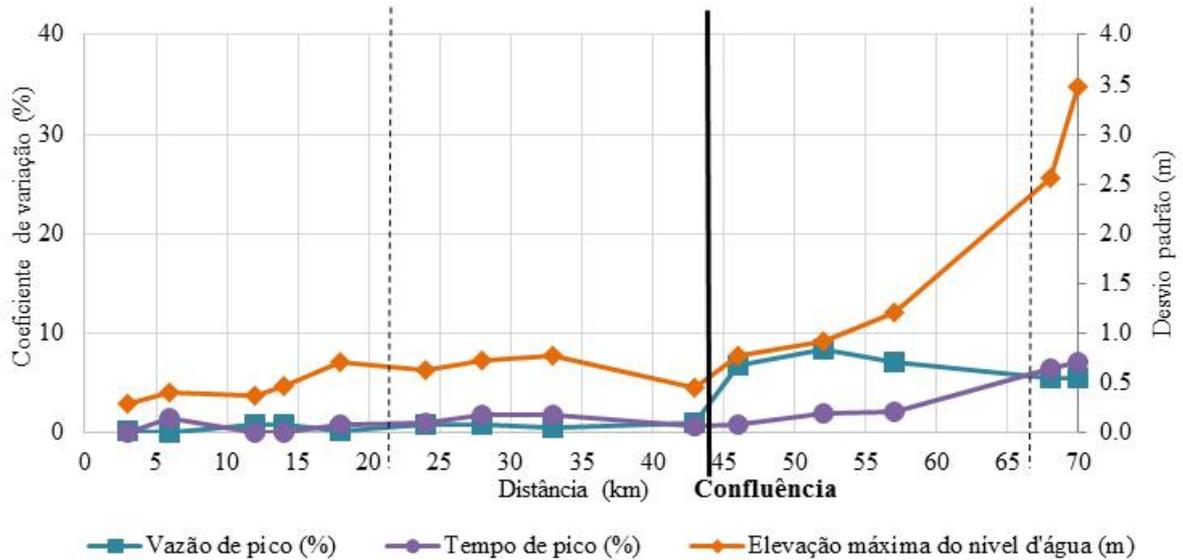


Figura 40 – Análise estatística das variáveis de interesse.

Conforme indicado na figura acima, a vazão de pico e o tempo de pico foram avaliados através de uma medida padronizada de dispersão, o coeficiente de variação, representado no eixo vertical esquerdo, em porcentagem.

A vazão e o tempo de pico apresentam variação similar nos trechos estudados localizados antes da confluência, onde se observa que a variação dessas variáveis nos cenários examinados está em torno de 1%. Após a confluência, a vazão de pico chega a variar quase 10% no trecho que foi caracterizado como um vale aberto e pouco declivoso (Trecho 03) e a variação começa a decair novamente no trecho final (Trecho 04), onde a planície de inundação é mais estreita. Em contrapartida, o tempo de pico não varia significativamente entre os cenários na região da planície de inundação, apresentando uma variação relativamente mais acentuada no trecho final, onde foram verificadas diferenças marcantes nas manchas de inundação, devido ao extravasamento da vazão nas calhas nos cenários P4 e P8, ter sido reduzido ou nulo.

Em relação à elevação máxima do nível d'água, faz mais sentido a análise de um parâmetro estatístico dimensional, portanto escolheu-se avaliar o desvio padrão, que no caso é apresentado em metros no eixo vertical direito. Até a confluência observa-se um desvio médio de 0,5 m entre os cenários. Porém, a partir da chegada da onda na planície de inundação, ocorre um crescimento do desvio dessa variável, atingindo níveis de 3,5 m no trecho último

trecho. Essa variação mais acentuada é justificada pela discussão final do item 5.3, em que se verificou que no trecho final a calha do cenário P8 não extravasa e, portanto, a elevação máxima do nível d'água é consideravelmente menor do que nos demais cenários e, conseqüentemente, o desvio padrão neste trecho é maior.

5.5 TEMPO DE RETORNO DAS VAZÕES DE PICO

As análises realizadas até este ponto evidenciaram que as diferenças mais significativas nas variáveis ocorrem quando a magnitude da vazão é tal que a capacidade de escoamento da calha do rio torna-se relevante. Assim, considerou-se adequado realizar uma análise da frequência das vazões de pico, de forma a avaliar para qual tempo de retorno das vazões máximas a capacidade de escoamento é determinante.

Entre a seção logo a jusante da barragem (S3km) e a seção logo a montante da confluência (S43km), as vazões verificadas foram muito superiores a qualquer vazão já observada nas estações fluviométricas da região, estando na ordem de 14 mil m³/s a 3 mil m³/s, respectivamente, conforme ilustrado nos hidrogramas da Figura 24. Como referência, a vazão decamilenar da estação fluviométrica Ituporanga equivale a 2.134,9 m³/s e a da estação Rio do Sul (Novo) é igual a 2.610,9 m³/s, conforme apresentado na Tabela 5.

Assim, considerou-se que neste trecho, a análise do tempo de retorno não seria relevante. Contudo, a partir da confluência, as vazões de pico são mais comparáveis a vazões com tempo de retorno menores. Portanto, utilizou-se a série de vazões máximas da estação Rio do Sul (Novo) para estimar o tempo de retorno das vazões observadas após a confluência, através da regionalização de vazões utilizando a área de drenagem como variável, que foi delimitada para cada seção considerada através da base topográfica do SRTM.

Dessa forma, estimou-se o tempo de retorno das vazões máximas observadas nas seções de 46 km, 52 km, 57 km, 68 km e 70 km, conforme apresentado na Figura 41.

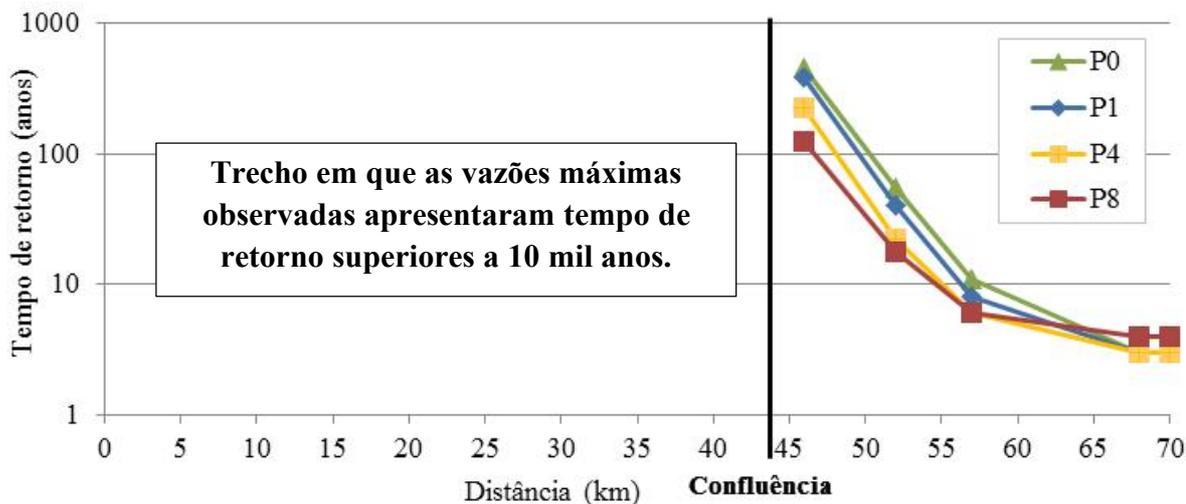


Figura 41 – Tempo de retorno das vazões de pico.

Na seção 46 km, analisando os cenários considerados, observa-se que o tempo de retorno das vazões de pico varia entre, aproximadamente, 100 e 500 anos e o coeficiente de variação da vazão de pico entre os cenários, conforme o item anterior, ficou em torno de 7% nesta seção.

Levando em conta os demais resultados observados até agora, constata-se que essas maiores divergências na vazão de pico, em comparação com a variação observada até a seção 46 km, ocorrem predominantemente por dois motivos, a chegada da onda numa região com uma planície de inundação mais extensa e pela diminuição relativa da magnitude da vazão, considerando que uma parte significativa da vazão se propaga à montante do trecho (rios Itajaí do Oeste e Trombudo).

Além disso, nesta seção não foram observadas diferenças significativas nas demais variáveis analisadas, tempo de pico e elevação máxima do nível d'água, e nas manchas de inundação.

A partir da seção 52 km, começam a surgir maiores diferenças nas manchas de inundação, conforme observado na Figura 32, e nesta seção as vazões observadas possuem tempo de retorno entre 20 e 50 anos. Isto comprova que as variações na extensão da mancha de inundação começam a ser mais perceptíveis quando as vazões são mais frequentes, em comparação às vazões observadas antes da confluência, cujo período de retorno eram superiores a 10 mil anos.

Da mesma forma, na seção 57 km, onde o tempo de retorno das vazões de pico são menores ainda, variando entre 6 e 11 anos, as diferenças nas manchas de inundação dos cenários são ainda mais acentuadas.

No trecho final, compreendido pelas seções 68 km e 70 km, o tempo de retorno das vazões foi cerca de 3 anos para todos os cenários. Neste local, a extensão da planície de inundação é menos acentuada e a magnitude das vazões de pico se aproxima à de vazões frequentemente observadas, consistindo em vazões características de inundação da calha maior do rio.

Nessas seções observaram-se diferenças marcantes na extensão da inundação, comparando os cenários em questão. Conforme observado anteriormente, neste local a capacidade de escoamento da calha P8 é suficiente para conduzir a vazão afluyente sem extravasamento da mesma para a planície. Nota-se que à medida que as vazões de pico se aproximam de vazões com tempo de retorno menores, a presença da calha se torna cada vez mais relevante, considerando a capacidade de escoamento da calha.

Em resumo, constatou-se que nos dois primeiros trechos, onde as vazões de pico observadas foram muito superiores a vazões como a decamilenar, o escoamento da vazão possibilitado pela existência da calha não é suficiente para que se observem diferenças significativas nas variáveis avaliadas. Porém quando a vazão de pico é reduzida a valores comparáveis a vazões mais frequentes, observam-se diferenças mais marcantes nas manchas de inundação.

5.6 LIMITAÇÕES DO ESTUDO

Conforme explanado no item 3.2, a formulação matemática do HEC-RAS 2D utiliza as equações de águas rasas para a propagação do escoamento no modelo. Essas equações são obtidas a partir da integração das equações 3D no eixo z e, portanto, a pressão levada em conta é hidrostática e as acelerações verticais são desprezadas. Contudo, em um evento de rompimento de barragem, ocorrem ondas com variações bruscas (Tucci, 2005). Assim, os resultados obtidos logo a jusante da barragem devem ser observados com cautela.

Além disso, por questões de simplificação, este estudo não apresentou de fato a modelagem do rompimento da barragem, ou seja, a inserção da barragem e da brecha e posterior formação do hidrograma de ruptura, conforme o equacionamento utilizado pelo HEC-RAS. Ao invés, foi inserido um hidrograma de ruptura triangular, cujas variáveis foram obtidas através de uma equação empírica, como uma condição de contorno de montante e foi realizada a propagação de onda de ruptura. Isso implica que a representação da onda de ruptura pode não condizer com a realidade e, novamente, os resultados próximos à barragem devem ser avaliados tendo em conta essa limitação.

6 CONCLUSÕES

O presente trabalho avaliou a influência da calha do rio nas principais variáveis de interesse consideradas em estudos de simulação de onda de cheia gerada pelo eventual rompimento de uma barragem, utilizando o modelo hidrodinâmico HEC-RAS versão 5.0.3 para propagar a onda de ruptura hipotética oriunda da Barragem Sul, localizada no Rio Itajaí do Sul. Para tanto, foram analisados quatro cenários, nos quais foram fixados os demais dados de entrada e foram modificadas as profundidade da calha no rio, utilizando como base topográfica um MDT com 2 m de resolução.

De forma geral, as simulações de propagação de onda de ruptura mostraram que a influência do detalhamento da calha do rio é sensível às características geomorfológicas e a magnitude da vazão de pico.

No trecho compreendido entre a Barragem Sul e a confluência entre os rios Itajaí do Sul e Itajaí do Oeste (Trechos 01 e 02), que foi caracterizado como um vale relativamente mais encaixado e declivoso e onde a magnitude das vazões de pico observadas possuem tempo de retorno superior a 10 mil anos, as variações observadas entre os cenários, em termos de vazão de pico e tempo de pico, foram da ordem de 1%. Em relação à elevação máxima do nível d'água, o desvio padrão médio foi da ordem de 0,5 m e as diferenças nas manchas de inundação foram imperceptíveis. Isto demonstra que para locais com estas características geomorfológicas e considerando ondas de cheia desta magnitude, o detalhamento da calha principal do rio não afeta significativamente os resultados de tempo de pico, vazão de pico e elevação máxima do nível d'água.

Após a confluência, no Trecho 03, a onda de cheia atinge uma região de planície relativamente extensa e a magnitude das vazões dessa onda é comparável a vazões com tempos de retorno menores que 500 anos. No início do trecho, não são observadas diferenças significativas nas manchas de inundação e a variação do tempo de pico se manteve próxima a observada no trecho anterior, tal como a elevação máxima do nível d'água. Já a vazão de pico apresentou variações maiores entre os cenários, porém inferiores a 10% em todos os casos, o que é considerado um nível de incerteza adequado em estudos de rompimento de barragens.

Quando os tempos de retorno das vazões de pico observadas nesse trecho diminuem, ficando na ordem de 20 a 50 anos, são observadas maiores variações nas manchas de inundação e maiores desvios na elevação máxima de nível d'água, uma vez que a capacidade de escoamento da calha começa a ser relevante.

No último trecho do modelo (Trecho 04), onde as vazões de pico de assemelham a vazões com tempo de retorno da ordem de 3 anos, as mudanças em relação a mancha de inundação e elevação máxima do nível d'água são as mais preponderantes. A calha definida no cenário P8 foi capaz de escoar parcialmente ou totalmente a vazão afluyente da onda de cheia, fazendo com que o tempo de pico nesse cenário fosse significativamente menor. Assim, este trabalho evidenciou que o detalhamento da calha influencia significativamente nos resultados, relativos a manchas de inundação, quando se trata de local caracterizado como planície de inundação e quando as vazões máximas são próximas a vazões de calha cheia.

Ressalta-se que, além da extensão da planície, os resultados estão atrelados à largura do rio que influencia diretamente na capacidade de escoamento do mesmo. Neste estudo, analisou-se cursos hídricos com larguras da ordem de 50 m nos trechos anteriores à confluência e de 90 m após a confluência.

Também, destaca-se que o cenário de rompimento adotado para estimativa do hidrograma de ruptura foi bastante severo e conservador, sendo a brecha formada equivalente ao tamanho total da barragem e o nível do reservatório no máximo possível, no momento do rompimento. Esta configuração de brecha gerou uma vazão de pico de ruptura bastante extrema. No caso de uma configuração de brecha diferente, as vazões observadas na ruptura poderiam ser menores logo a jusante do barramento e a calha poderia influenciar nos resultados obtidos para os trechos antes da confluência. Contudo, salienta-se que esses os resultados obtidos, considerando um cenário conservador, ficam a favor da segurança.

Ademais, através da simulação preliminar de propagação da onda de cheia, constatou-se a importância da definição correta do domínio de simulação, ao verificar os efeitos da propagação da onda de cheia à montante do trecho. Assim, é imprescindível que o modelo se prolongue até um local suficientemente distante de onde foram observados tais efeitos, podendo definir esse limite considerando a cota máxima do terreno atingida pela inundação, como foi feito neste trabalho. Além disso, a definição do limite do modelo à jusante também é necessária para garantir que o estudo se estenda de fato até onde os efeitos da onda de cheia gerada pela ruptura sejam sentidos. Isto pode ser avaliado através da análise do tempo de retorno das vazões de pico e definir o limite num local onde se observem vazões frequentemente observadas naquela seção.

Neste estudo se dispunha de um MDT preciso e com abrangência estadual e, portanto, havia um levantamento topográfico extenso disponível para realização da simulação de domínio. Contudo, num estudo onde se necessite conduzir um levantamento topográfico do vale à jusante da barragem, sugere-se que essa simulação preliminar seja conduzida utilizando

um MDE obtido através de dados orbitais e disponibilizados gratuitamente em escala global, como o SRTM (resolução espacial de 30 m), somente para avaliar a zona de inundação máxima e assim definir a extensão necessária do levantamento topográfico a ser adquirido.

Sobre a necessidade do levantamento de seções topobatimétricas em estudos de rompimento, sugere-se que seja feita uma simulação de ruptura preliminar utilizando também um MDE gratuito com batimetria simplificada, para analisar, a partir das características geomorfológicas da região e da magnitude das vazões de pico, em quais trechos existe a necessidade de utilizar-se uma batimetria detalhada e quais podem ser modelados com a partir do acoplamento de MDE preciso com batimetria simplificada, estimada a partir de perfis transversais existentes nos cursos hídricos locais.

A partir da análise dos resultados obtidos, observa-se que nos casos de desconhecimento da batimetria local, a utilização de calhas subescavadas fica a favor da segurança em relação à estimativa das vazões de pico e das manchas de inundação, porém subestimam o tempo de chegada da onda.

Por fim, salienta-se que este estudo não teve como objetivo determinar com fidelidade os resultados da hipotética ruptura da Barragem Sul em específico, mas utilizar o local como um estudo de caso. Portanto, as manchas de inundação geradas estão atreladas as considerações e decisões tomadas neste estudo.

7 RECOMENDAÇÕES

A partir do que foi verificado neste estudo, sugere-se que a metodologia aqui utilizada seja reaplicada para áreas de estudos diferentes, de modo a verificar se o comportamento aqui observado se mantém em locais com características geomorfológicas distintas como, por exemplo, cursos d'água de larguras mais expressivas. Também, sugere-se a utilização de cenários de ruptura menos conservadores, para averiguar a influência da batimetria numa condição de vazão menor.

Além disso, recomenda-se que sejam conduzidos estudos similares para avaliar a influência da calha rio utilizando-se dados topográficos com resolução espacial menor e menos preciso, como dados orbitais de altimetria disponíveis gratuitamente, por exemplo, a base topográfica do SRTM, a fim de verificar se, com a diminuição da resolução espacial e da precisão do MDE utilizado, são observados resultados similares aos obtidos neste estudo.

8 REFERÊNCIAS

ANA - Agência Nacional de Águas. **Hidroweb: Sistema de informações hidrológicas**. 2013. Disponível em: <<http://hidroweb.ana.gov.br>>. Acesso em: set. 2017.

ANA - Agência Nacional de Águas. **Relatório de Segurança de Barragens 2016**. Brasília, ANA. 2017a.

ANA - Agência Nacional de Águas. Resolução nº236 de 30 de janeiro de 2017. Estabelece a periodicidade de execução ou atualização, a qualificação dos responsáveis técnicos, o conteúdo mínimo e o nível de detalhamento do Plano de Segurança da Barragem, das Inspeções de Segurança Regular e Especial, da Revisão Periódica de Segurança de Barragem e do Plano de Ação de Emergência, conforme art. 8º, 9º, 10, 11 e 12 da Lei nº 12.334 de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens - PNSB. Brasília. 2017b.

ANA - Agência Nacional de Águas. **Vol. IV – Guia de orientação e formulários do Plano de Ação de Emergência – PAE**. Brasília: ANA, 2016.

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

BALBI, D. A. F. **Metodologias para a Elaboração de Planos de Ações Emergenciais para Inundações Induzidas por Barragens: estudo de caso – barragem de Peti/MG**. 2008. 336 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.

BATES, P. D. Integrating Remote Sensing Data with Flood Inundation Models: How Far Have We Got? **Hydrological Processes**, v. 26, n. 16, p.2515-2521, mai. 2012.

BRASIL. Lei n. 12.334, de 20 de setembro de 2010. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens. **Diário Oficial da União**, Brasília, 20 set. 2010.

BRASIL. Secretaria de Infraestrutura Hídrica. Ministério da Integração Nacional. **Manual de Segurança e Inspeção de Barragens**. Brasília: Cartaz, 2002. 148 p.

BRASIL, L. S. S. **Utilização de modelagens uni e bidimensional para a propagação de onda de cheia proveniente de ruptura hipotética de barragem: estudo de caso – barragem de Rio de Pedras/MG**. 2005. Dissertação. Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2005.

BUREAU OF RECLAMATION. **Design of small dams: a water resources technical publication**. [s.l.], 3. ed., 1987. 860 p.

CHOW, V. T. **Open-Channel Hydraulics**. Caldwell: McGraw Hill Book Company, Inc; Tokyo: Kogakusha, c1959. 680 p.

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

COLLISCHONN, W.; DORNELES, F. **Hidrologia para Engenharia e Ciências Ambientais**. Porto Alegre. Ed. Associação Brasileira de Recursos Hídricos (ABRH). 2013.

COLLISCHONN, W. **Análise do rompimento hipotético da barragem de Ernestina-RS**. 1997. 193f. Dissertação. Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1997.

CONSELHO NACIONAL DE RECURSOS HÍDRICOS (CNRH). Resolução nº143 de 10 de julho de 2012. Estabelece critérios gerais de classificação de barragens por categoria de risco, dano potencial associado e pelo volume do reservatório, em atendimento ao art. 7º da Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. Brasília. 2012.

CUNGE, J. A.; HOLLY, F. M.; VERWEY, A. **Practical Aspects of Computational River Hydraulics**. Boston, Pitman Edition, 1980.

DIÁRIO CATARINENSE. **Fotos aéreas mostram volume de água na barragem de Ituporanga.** 2017. Disponível em: <<http://www.dc.clicrbs.com.br/sc/estilo-de-vida/noticia/2017/06/fotos-aereas-mostram-volume-de-agua-na-barragem-de-ituporanga-9808555> />. Acesso em: dez. 2017.

ENGEMAP GEOINFORMAÇÕES. **Case SDS.** Disponível em: <<http://engemap.com.br/v3/case-sds/>>. Acesso em: dez. 2017

FRAGA, N. C.; SIMAS, F. O. O planejamento de barragens para a navegação fluvial e o controle de enchente no Rio Itajaí-Açu em Blumenau (SC): uma análise comparativa com a região de Braunschweig na Alemanha. In: **Encontro Latino-Americano de Ciências Sociais e Barragens**, Belém, 2010, Belém.

FROEHLICH, D. C.. Embankment Dam Breach Parameters Revisited. In: **Water Resources Engineering**. ASCE. p 887 – 891, 1995a.

FROEHLICH, D. C.. Peak Outflow from Breached Embankment Dam. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v.121, n. 1, p 90-97, 1995b.

ICOLD – INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **Dams & the World's Water: An Educational Book that explains how Dams Help to Manage the World's Water**. Paris, 2007. 82 p.

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

JENSEN, J. R. **Sensoriamento Remoto do Ambiente – Uma Perspectiva em Recursos Terrestres**. Ed. Parêntese. São Paulo. 2009.

LAURIANO, A.W. **Estudo de ruptura da barragem de Funil: Comparação entre os modelos FLDWAV e HEC-RAS**. 2009. Dissertação. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Dissertação. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte. 2009.

LEOPOLD, L.B. **A View of the River**. Cambridge, MA, USA: Harvard University Press, 1994.

LOPES, J. D. 2015. **Influência de dados topobatimétricos detalhados na modelagem hidrodinâmica de canais: UHE Tucuruí – PA**. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental). Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis. 2015.

MAPBIOMAS **Projeto MapBiomias - Coleção 2 da Série Anual de Mapas de Cobertura e Uso de Solo do Brasil**. Disponível em: < <http://mapbiomas.org>>. Acesso em: out. 2017

MASCARENHAS, F. C. B. **Modelação matemática de ondas provocadas por ruptura de barragens**. 291 f. Tese (Doutorado) - Curso de Pós-graduação de Engenharia, Coppe/UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1990.

NAGHETTINI, M.; PINTO, E.J.A. **Hidrologia Estatística**. Belo Horizonte: CPRM, 2007. 552p.

NOVO, E. M. L. M.. **Sensoriamento remoto: princípios e aplicações**. 4 ed. São Paulo: Blucher, 2010.

PIERCE, M. W. et al. Predicting Peak Outflow from Breached Embankment Dams. **Journal Of Hydrologic Engineering**. p. 338-349. Maio 2010.

PONTES, P. R. M. **Comparação de modelos hidrodinâmicos simplificados de propagação de vazão em rios e canais**. 2011. Dissertação. Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2011.

ROCHA, F. F. **Retroanálise da Ruptura da Barragem São Francisco - Mirai, Minas Gerais, Brasil**. 2015. Dissertação. Programa de Pós Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2015.

SANTA CATARINA. **Barragens Oeste e Sul têm capacidade aumentada de armazenamento. Governo de Santa Catarina**, 2016 Disponível em: <<http://www.sc.gov.br/index.php/noticias/temas/defesa-civil-e-bombeiros/barragens-oeste-e-sul-tem-capacidade-aumentada-de-armazenamento/>>. Acesso em: set. 2017.

SDS - Secretaria de Estado do Desenvolvimento Econômico Sustentável. **Sistema de Informações Geográficas de Santa Catarina (SIGSC)**. 2014. Disponível em: <<http://sigsc.sds.sc.gov.br/>>. Acesso em: 24 ago. 2017

TSCHIEDEL, A. F. **Avaliação de Fontes de Incerteza em Estudos de Rompimentos de Barragens**. 2017. Dissertação. Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2017.

TUCCI, C. E. M. **Modelos Hidrológicos**. 2. ed. rev. e ampl. Porto Alegre: Editora da UFRGS, 2005.

USACE - US ARMY CORPS OF ENGINEERS. **HEC-RAS River Analysis System Hydraulic Reference Manual**. Hydrologic Engineering Center. California, EUA. 2016.

USACE - US ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Using HEC-RAS for a Dam Break Studies**. Hydrologic Engineering Center. California, EUA. 2014.

VERÓL, A. P. **Simulação da propagação de onda decorrente de ruptura de barragem, considerando a planície de inundação associada a partir da utilização de um modelo pseudo-bidimensional**. 2010. Dissertação. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2010.

WAHL, T.L. Uncertainty of Predictions of Embankment Dam Breach Parameters. **Journal Of Hydraulic Engineering**, [s.l.], v. 130, n. 5, p.389-397, mai. 2004.

ZHEN-GANG, J. **Hydrodynamics and Water Quality – Modeling Rivers, Lakes and Estuaries**. Ed Wiley. 2008.