



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CENTRO TECNOLÓGICO  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

JONAS DE FREITAS KUHLEKAMP

**ANÁLISE DO EFEITO EM CASCATA DA PROPAGAÇÃO DA ONDA DE CHEIA  
GERADA PELO ROMPIMENTO HIPOTÉTICO DE UMA DAS BARRAGENS  
EXISTENTES NO RIO IRANI-SC**

FLORIANÓPOLIS,  
NOVEMBRO DE 2016

**JONAS DE FREITAS KUHLKAMP**

**ANÁLISE DO EFEITO EM CASCATA DA PROPAGAÇÃO DA ONDA DE CHEIA  
GERADA PELO ROMPIMENTO HIPOTÉTICO DE UMA DAS BARRAGENS  
EXISTENTES NO RIO IRANI-SC**

Trabalho de Conclusão de Curso de graduação  
em Engenharia Civil da Universidade Federal de  
Santa Catarina.

Orientador: Prof. Dr. Pedro Luiz Borges Chaffe

FLORIANÓPOLIS,  
NOVEMBRO DE 2016

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,  
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Kuhlkamp, Jonas de Freitas

ANÁLISE DO EFEITO EM CASCATA DA PROPAGAÇÃO DA ONDA DE  
CHEIA GERADA PELO ROMPIMENTO HIPOTÉTICO DE UMA DAS  
BARRAGENS EXISTENTES NO RIO IRANI-SC / Jonas de Freitas  
Kuhlkamp ; orientador, Pedro Luiz Borges Chaffe -  
Florianópolis, SC, 2016.

77 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -  
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico.  
Graduação em Engenharia Civil.

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Rompimento hipotético de  
barragem. 3. Efeito da propagação da onda de cheia na  
cascata do rio. 4. Simulação hidrodinâmica HEC-RAS. 5. Plano  
de Segurança de barragens. I. Chaffe, Pedro Luiz Borges.  
II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em  
Engenharia Civil. III. Título.

ANÁLISE DO EFEITO EM CASCATA DA PROPAGAÇÃO DA ONDA DE CHEIA  
GERADA PELO ROMPIMENTO HIPOTÉTICO DE UMA DAS BARRAGENS  
EXISTENTES NO RIO IRANI-SC

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de "Engenheiro Civil", e aprovado em sua forma final pelo Departamento de Engenharia Civil Da universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, 28 de novembro de 2016



---

Prof. Luis Alberto Gomez, Dr.  
Coordenador do Curso de Engenharia Civil  
SIAPE: 2175158  
E-mail: luis.gomez@ufsc.br

Banca Examinadora:



Prof. Pedro Luiz Borges Chaffe, Dr.  
Orientador

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Liseane Thives Padilha, Dra.  
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Davide Franco, Dr.  
Universidade Federal de Santa Catarina

Eng. Rodolfo Dornelas

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente agradeço aos meus pais, Carlos Kühlkamp e Márcia de Freitas, que ao longo dos meus 23 anos me educaram, apoiaram e propiciaram oportunidades que eles mesmos não tiveram quando jovens.

Agradeço aos meus irmãos, Lucas e Elisa, e tenho certeza que sempre poderemos contar uns com os outros.

Agradeço ao EPEC, empresa júnior do curso de Engenharia Civil da UFSC onde trabalhei por 3,5 anos, podendo desenvolver minhas habilidades e expandir minha visão de mundo.

Aos amigos que me acompanharam nessa jornada deixo meus agradecimentos e a certeza de que muitas outras jornadas virão.

Agradeço ao Eng. Rodolfo Dornelas por ter me ensinado tudo que sei sobre a Engenharia de Barragens e agradeço também a empresa Estelar Engenheiros Associados Ltda. pelo fornecimento dos dados essenciais na execução deste trabalho.

Agradeço também Jaciara Moraes de Melo que leu e revisou todo o texto deste trabalho.

*“Não há outro campo da engenharia onde a responsabilidade para com o bem-estar público esteja mais conectado”.*

*(Robert B. Jansen, 1983, sobre a engenharia de barragens).*

## RESUMO

As barragens e seus reservatórios são estruturas com finalidades diversas. Armazenar água para consumo e irrigação, geração de energia elétrica e controle de cheias são alguns exemplos das utilizações destas estruturas. Entretanto, toda estrutura está sujeita ao risco de falha. No caso das barragens uma ruptura pode ser catastrófica, elevando o nível do rio em minutos e alagando diversas cidades ao longo do vale. Este estudo visou entender o impacto do rompimento de uma das barragens do rio Irani nas outras estruturas de barramento existentes no mesmo rio. O rio Irani possui ao longo de sua extensão 5 barragens em operação. Todas as estruturas estão dimensionadas para suportar cheias naturais com recorrência estimada em 1000 anos, porém não existe um plano de segurança integrado que analise o risco do rompimento de um dos barramentos no restante da cascata. Ao longo do desenvolvimento do estudo foram simulados, através de um modelo hidrodinâmico elaborado no *software HEC-RAS*, três cenários hidrológicos diferentes. A elaboração do modelo contou com seções topobatimétricas, níveis de água aferidos em campo, modelo digital do terreno e características das pontes e barramentos existentes no curso do rio. Os resultados do modelo são apresentados na forma gráfica, com o perfil do nível de água ao longo do rio Irani, e em forma de tabelas, identificando a influência do rompimento de uma das barragens na estabilidade das outras estruturas existentes. Ao fim demonstra-se a importância de um plano de segurança integrado para a cascata do rio Irani, considerando o risco gerado pelo rompimento de um dos barramentos na cascata do rio.

## **ABSTRACT**

Dams and their reservoirs are structures with many purposes as water supply, irrigation, hydropower, and flood control. However, every structure, in some level, is in risk. In a case of a dam failure, the consequences could be catastrophic; the river water level would rise and flood downstream cities. This paper objected understand a dam failure impact on downstream dams on the Irani River. This river has five dams in operation along its course. Every dam on the Irani River is projected and built to resist to a flood event with a recurrence time of a thousand years. Yet, there is no considerations about the risk of an upstream dam failure or an integrated Emergency Action Plan. To the development of this paper a hydrodynamic model was elaborated on the HEC-RAS software and simulated for three different hydrologic scenarios. The available data to build the model were river sections, observed water surface levels, a Digital Terrain Model, the geometry of the bridges and the dams in operation on the Irani River. The results identify an influence on the stability of the downstream dams with the failure of the upstream dam. In the end, the importance of an integrated Emergency Action Plan for the whole river profile is clear. This plan needs to take into account the risk of failure of any dam along the river on the downstream structures.



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Capacidade de armazenamento per capita no mundo em m <sup>3</sup> . .....	17
Figura 2 - Evolução da capacidade nacional instalada. ....	17
Figura 3 – Ilustração do processo de galgamento de uma barragem de terra. ....	21
Figura 4 - Ilustração do processo de piping de uma barragem de terra. ....	21
Figura 5 – Evolução da onda gerada por diferentes brechas na mesma barragem. ....	23
Figura 6 - Vista de jusante da barragem de St. Francis antes de seu rompimento. ....	24
Figura 7 - Vista de montante da barragem de St. Francis após seu rompimento. ....	25
Figura 8 - Momento em que ocorria o galgamento da Barragem de Óros. ....	26
Figura 9 - Barragem de Óros nos dias atuais. ....	26
Figura 10 – Vista de jusante da barragem de Teton durante a formação da Brecha. ...	27
Figura 11 - Barragem de Teton após o esvaziamento do reservatório. ....	28
Figura 12 - Vista de jusante da Barragem de Camará antes do rompimento. ....	29
Figura 13 - Vista de jusante da brecha formada na Barragem de Camará .....	29
Figura 14 - Vista de jusante da Barragem de Algodões I depois do rompimento. ....	30
Figura 15 - Brecha formada durante o rompimento da Barragem de Algodões I. ....	30
Figura 16 - Distrito de Bento Gonçalves após a onda de inundação. ....	31
Figura 17 - Foto de satélite da região Bento Gonçalves antes do da catástrofe. ....	32
Figura 18 - Foto de satélite após o rompimento da Barragem do Fundão. ....	32
Figura 19 - Exemplo de seções inseridas corretamente para análise da inundação. ...	36
Figura 20 - Área do estudo. ....	39
Figura 21 - Localização dos eixos das Barragens. ....	40
Figura 22 - Localização das estações pluviométricas analisadas para este estudo. ....	41
Figura 23- Localização das estações fluviométricas analisadas para este estudo. ....	42
Figura 24 - Localização dos hidrogramas de contibuição considerados no estudo. ....	43
Figura 25 - Ponte da SC-155. 49,6 km a montante do início do modelo. ....	44
Figura 26 - Ponte rio Xanxerê. 32km a montante do início do modelo. ....	45
Figura 27 - Ponte da cidade de Arvoredo. 11km a montante do início do modelo. ....	45
Figura 28 - Ponte da BR-283. 3,4km a montante do início do modelo. ....	46
Figura 29 - Curva de descarga do vertedor da PCH Rodeio Bonito definida em projeto. ....	46

Figura 30 - Estrutura do barramento da PCH Plano Alto. ....	49
Figura 31 - Gráfico cota x área x volume - PCH Plano Alto. ....	50
Figura 32 - Estrutura do barramento da PCH Xavantina. ....	50
Figura 33 - Gráfico cota x área x volume - PCH Xavantina. ....	51
Figura 34 - Estrutura do barramento da PCH Alto Irani. ....	51
Figura 35 - Gráfico cota x área x volume - PCH Alto Irani. ....	52
Figura 36 - Estrutura do barramento da PCH Arvoredo. ....	52
Figura 37 - Gráfico cota x área x volume - PCH Arvoredo. ....	53
Figura 38 - Plano de rompimento da PCH Plano alto destacado em vermelho. ....	54
Figura 39 - Plano de rompimento da PCH Xavantina destacado em vermelho. ....	54
Figura 40 - Plano de rompimento da PCH Alto Irani destacado em vermelho. ....	55
Figura 41 – Configuração final do modelo no HEC-RAS (planta). ....	56
Figura 42 - Perfil de água no modelo inserido para vazão de TR 10 anos. ....	57
Figura 43 – Resultado Cenário 1 em perfil. ....	59
Figura 44 - Hidrogramas de pico considerados no cenário 2. ....	60
Figura 45 - Resultados do Cenário 2 em perfil. ....	61
Figura 46 - Hidrogramas de pico considerados no cenário 3. ....	62
Figura 47 - Resultados do Cenário 3 em perfil. ....	64
Figura 48 - Comparativo do perfil de água máximo dos três cenários de rompimento. .	65
Figura 49 - Resultado de uma simulação com erro de computação nas pontes. ....	66
Figura 50 - Comparação entre os perfis de água com ponte (vermelho) e sem ponte (azul). Na localização da ponte da SC-155 (TR 100 anos). ....	67
Figura 51 - Onda gerada pelo rompimento da PCH Plano Alto na seção do barramento. ....	68
Figura 52 – Onda gerada no rompimento da PCH Plano Alto na seção mais a jusante do modelo. ....	69
Figura 53 - Comparativo entre as ondas geradas na primeira seção após a PCH Plano Alto. ....	70
Figura 54 - Comparativo do nível de água com e sem a barragem da PCH Plano Alto (Cenário 3). ....	71

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Quatro maiores desastres envolvendo barragens entre 1959 e 1979.....	19
Tabela 2 – Possibilidade de falha dos diferentes tipos de barragens. ....	20
Tabela 3 – Intervalo de parâmetros possíveis para a brecha conforme o tipo de barragem. .....	22
Tabela 4 - Valores do coeficiente de rugosidade para arroios e rios. ....	38
Tabela 5- Relação das estações pluviométricas analisadas para este estudo. ....	41
Tabela 6- Relação das estações fluviométricas analisadas para este estudo. ....	42
Tabela 7 - Níveis de água aferidos em campo para diferentes vazões.....	47
Tabela 8 - Comparação entre NA aferido em campo e NA obtido para vazões de 14, 16,8 e 18,5 m <sup>3</sup> . ....	48
Tabela 9 - Comparação entre NA aferido em campo e NA obtido para vazões de 24,44, 27 e 32 m <sup>3</sup> /s. ....	48
Tabela 10 - Características dos barramentos presentes no modelo. ....	49
Tabela 11 - Características das barragens com o plano de rompimento elaborado. ....	53
Tabela 12 - Vazão média de longo termo de cada contribuição do modelo.....	58
Tabela 13 - Nível de água em cada barragem no Cenário 1.....	58
Tabela 14 - Nível de água em cada barragem no Cenário 2.....	60
Tabela 15 - Nível de água em cada barragem no Cenário 3.....	63
Tabela 16 - Níveis de água em cada simulação com realce vermelho nos casos de galgamento. ....	66
Tabela 17 - Compilação dos resultados das simulações com e sem pontes. ....	68
Tabela 18 - Potencial de sobrelevação do nível de água em cada cenário. ....	70

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>14</b>
1.1. <i>Objetivo</i> .....	15
1.2. <i>Objetivos específicos</i> .....	15
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>16</b>
2.1. <i>Histórico geral das barragens</i> .....	16
2.2. <i>Segurança de barragens</i> .....	18
2.3. <i>Tipos de Barragens e Probabilidade de Ruptura</i> .....	19
2.4. <i>Formação da brecha</i> .....	21
2.5. <i>Rompimentos de barragens no século XX – Casos históricos</i> .....	23
2.5.1. Saint Francis Dam, 1928 - (JANSEN, 1983) .....	23
2.5.2. Barragem de Óros, 1960 – (JANSEN, 1983).....	25
2.5.3. Teton Dam, 1976 – (JANSEN, 1983) .....	27
2.5.4. Barragem de Camará, 2004 – (BALBI, 2008).....	28
2.5.5. Barragem de Algodões I, 2009.....	30
2.5.6. Barragem do Fundão, 2015 .....	31
2.6. <i>Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) e Plano de Ação de Emergência (PAE)</i> .....	33
2.7. <i>Modelo Hidrodinâmico - HEC-RAS</i> .....	34
2.8. <i>Falhas comuns em modelos não permanentes no HEC-RAS</i> .....	35
2.8.1. Posicionamento e espaçamento das seções (BRUNNER, 2014).....	35
2.8.2. Tempo entre intervalos de cálculo (BRUNNER, 2014).....	37
2.8.3. Coeficiente de rugosidade ( <i>Manning</i> );.....	37
<b>3. MATERIAIS E MÉTODOS.....</b>	<b>39</b>
3.1. <i>Descrição da área de estudo</i> .....	39
3.2. <i>Estudos hidrológicos</i> .....	40

3.2.1.	Estações pluviométricas .....	40
3.2.2.	Estações fluviométricas .....	41
3.2.3.	Resultado do estudo hidrológico .....	43
3.3.	<i>Elaboração do modelo hidrodinâmico</i> .....	43
3.3.1.	Inserção das pontes.....	44
3.3.2.	Condição de jusante do modelo.....	46
3.3.3.	Calibração.....	47
3.3.4.	Inserção dos barramentos .....	49
3.3.5.	Planos de rompimento .....	53
3.3.6.	Características finais do modelo .....	55
<b>4.</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÃO.....</b>	<b>58</b>
4.1.	<i>Cenário 1 - Vazão média de longo termo</i> .....	58
4.2.	<i>Cenário 2 - Vazão de TR 10 anos</i> .....	60
4.3.	<i>Cenário 3 - Vazão de TR 100 anos</i> .....	62
4.4.	<i>Resultados comparativos dos três cenários</i> .....	65
4.5.	<i>Influência das pontes</i> .....	66
4.6.	<i>Amortização da onda de cheia</i> .....	68
4.7.	<i>Efeitos do rompimento de uma barragem considerando diferentes cenários hidrológicos</i> .....	69
4.8.	<i>Resultado inesperado – Fim do Reservatório</i> .....	70
<b>5.</b>	<b>CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....</b>	<b>72</b>
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>74</b>

## 1. INTRODUÇÃO

As barragens e seus reservatórios estão entre as mais antigas estruturas idealizadas pelo homem. Existem evidências de barragens em sociedades antigas como: Babilônia, Egito, Índia e Pérsia, onde eram utilizadas para reservar água para o consumo e irrigação durante as estiagens (JANSEN, 1983).

No Brasil, o grande marco para a história das barragens foi a seca devastadora no Nordeste brasileiro em 1877. Esta tragédia, ocasionada por fenômenos naturais, tornou-se uma grande propulsora da construção de barramentos no país (CBDB, 1982).

Em todo o mundo as estruturas de engenharia estão sujeitas a falha, seja por erro de dimensionamento, execução ou operação, esta situação não é diferente no caso de barragens. Durante a história da humanidade muitos acidentes exemplificaram o risco potencial associado às estruturas de barramento. As barragens de Malpasset (1959), na França, Vaiont (1963), na Itália, Teton (1976), nos Estados Unidos e Macchu II (1979), na Índia são exemplos trágicos das possíveis consequências das falhas. Os quatro casos supracitados somaram mais de 4000 mortes e danos inestimáveis ao patrimônio público e privado (Novak, 1990).

Entre 2014 e 2016 ao menos três barragens brasileiras romperam, gerando danos irreparáveis às localidades afetadas. Em 2014 houve os rompimentos da Barragem de Herculano em Minas Gerais e da Barragem de Santo Antônio no Amapá. Já em 2015 a barragem do Fundão ruiu, devastando o distrito de Bento Rodrigues em Mariana - MG. Para minimizar as chances de falha, legislações no mundo todo vêm sendo aprovadas com especificações cada vez mais rigorosas. No Brasil, foi promulgada, em setembro de 2010, a Lei Federal Nº12.334 que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB). Já em dezembro 2015, a Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL) publicou uma resolução normativa sobre segurança das barragens vinculadas a geração de energia. Atualmente as barragens enquadradas pela PNSB como de dano potencial alto devem realizar um Plano de Ação de Emergência (PAE), documento que baliza todas as ações a serem tomadas no caso de situações extremas, como no rompimento da barragem.

Para execução do PAE é essencial o levantamento das regiões afetadas pela onda de inundação em função do tempo decorrido entre o rompimento da barragem e a chegada da onda nas regiões afetadas. Deve-se também elaborar uma série de estratégias para a minimização dos danos à vida e ao patrimônio.

A proposta deste trabalho é analisar as consequências do rompimento de um barramento a montante de outros barramentos. Pretende-se simular o nível de água máximo no perfil do rio durante a passagem da onda de inundação e analisar se este nível é capaz de afetar a estabilidade das outras barragens existentes no rio.

O *software* escolhido para a simulação do modelo hidrodinâmico foi o HEC-RAS, programa desenvolvido pelo U.S Army Corps of Engineers.

A escolha do rio Irani, deu-se pela grande quantidade de barramentos existentes no mesmo, aliada a facilidade do acesso aos dados de geometria das estruturas, terreno (restituições e seções topobatimétricas), bem como dados hidrológicos.

### 1.1. Objetivo

O objetivo do estudo consiste em analisar o efeito da onda de cheia gerada pelo rompimento hipotético da barragem da PCH Plano Alto na cascata do rio Irani.

### 1.2. Objetivos específicos

- Analisar os efeitos das pontes existentes nos resultados das simulações hidrodinâmicas;
- Analisar a amortização da onda de cheia ao longo de sua propagação pelo modelo;
- Analisar os efeitos do rompimento de uma das barragens considerando diferentes cenários hidrológicos.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. Histórico geral das barragens

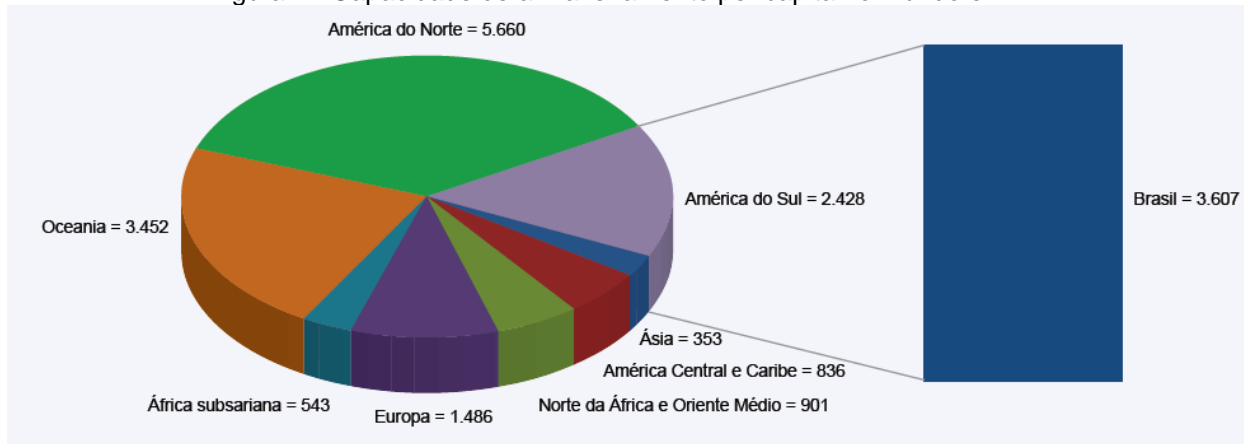
A legislação brasileira define barragem como “qualquer estrutura em um curso permanente ou temporário de água para fins de contenção ou acumulação de substâncias líquidas ou de misturas de líquidos e sólidos, compreendendo o barramento e as estruturas associadas” (BRASIL, 2010). A definição legalista não difere muito da definição técnica de Garcez (1972), para este a barragem é um “elemento estrutural construído em um curso d’água transversalmente à direção da corrente e destinado à criação de um reservatório artificial que poderá atender uma ou a várias finalidades”.

As barragens e seus reservatórios sempre estiveram intimamente ligadas ao desenvolvimento e declínio das civilizações, especialmente daquelas que dependiam fortemente da irrigação (JANSEN, 1983). Reservar água para irrigação e consumo humano ainda é de extrema importância, entretanto, ao longo do desenvolvimento das sociedades, outras finalidades foram atribuídas às barragens: controlar cheias, geração de energia, criação de regiões navegáveis e controle de sedimentação são exemplos de usos modernos das barragens (ICOLD, 2007). No Relatório de segurança de barragens publicado pela ANA (2015) também aparecem como finalidade das barragens o acúmulo dos rejeitos de mineração e contenção de rejeitos industriais.

No Brasil a primeira barragem de que se tem notícia foi construída na área urbana de Recife (PE) e atualmente é conhecida hoje como Açude Apipucos. A data exata de sua construção não é precisa, possivelmente no século XVI, antes da invasão Holandesa, uma vez que esta aparece em um mapa datado de 1577 (CBDB, 2011).

Segundo o informe da Conjuntura dos Recursos Hídricos no Brasil (ANA, 2012), o Brasil possui 3.607 m<sup>3</sup> de água armazenado em reservatórios artificiais por habitante. Para termos de comparação, esse valor só não é superior à média de volume armazenado por habitante do continente Norte Americano (Figura 1).

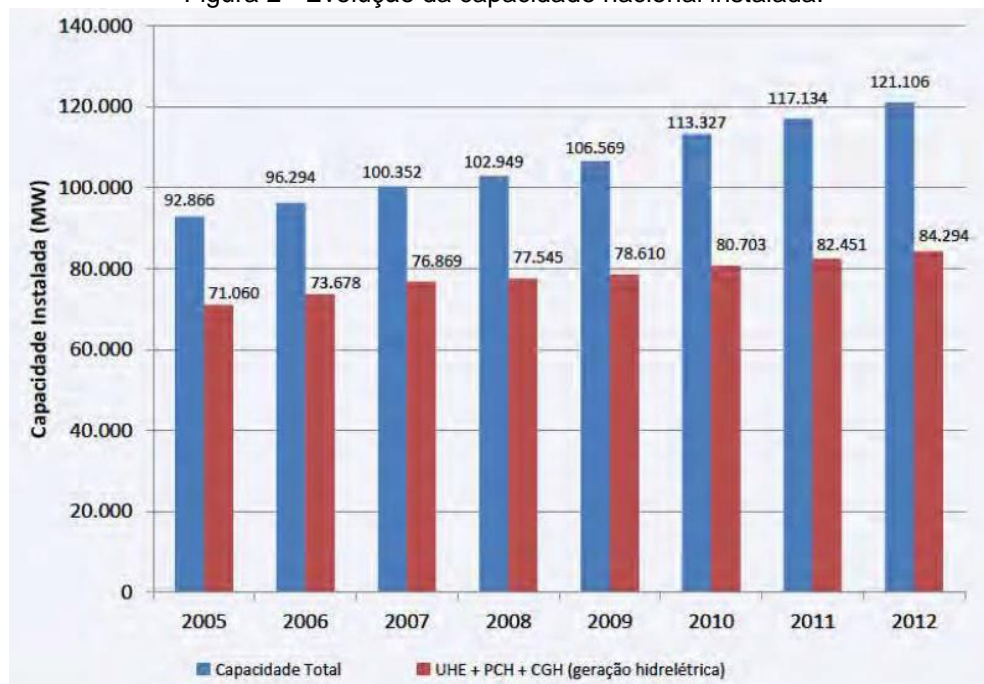


Figura 1 - Capacidade de armazenamento per capita no mundo em m<sup>3</sup>.

Fonte: Agência Nacional de Águas, 2012.

Em 2013 o Brasil possuía 1.064 empreendimentos hidrelétricos, sendo 407 Centrais de Geração Hidrelétrica (CGH), 452 Pequenas Centrais Hidrelétricas (PCH) e 205 Usinas Hidrelétricas (UHE). A capacidade de produção de energia elétrica também era crescente, tendo aumentado em 1.843MW apenas no ano de 2012, como mostra a Figura 2 (ANA, 2013).

Figura 2 - Evolução da capacidade nacional instalada.



Fonte: Agência Nacional de Águas, 2013.

## 2.2. Segurança de barragens

O risco potencial constituído pela existência de um reservatório é um dos fardos inevitáveis da civilização. Desta forma o dever primordial dos projetistas deve ser a minimização máxima dos riscos, uma vez que a ruptura do barramento pode resultar em danos inaceitáveis à vida e ao patrimônio. (NOVAK, 1990).

O rompimento de uma barragem libera repentinamente uma grande quantidade de água, formando uma onda de inundação a jusante que pode causar danos irreversíveis às populações ali estabelecidas. No estudo de Singh (1996) foram analisadas as rupturas de 1000 barramentos desde o século XII. Os danos gerados por estes rompimentos chegam a mais de 8000 mortes e os prejuízos financeiros passam da casa das centenas de milhões de dólares. O estudo de Singh conclui que o risco anual de rompimento de uma barragem é estimado em 0,01% e a probabilidade da falha ocorrer durante a vida útil da barragem (100 anos) é 1% (VISHER, 1997).

A preocupação com o tema segurança de barragens deu-se na segunda metade do século XX pela percepção da capacidade destrutiva ligada a um evento de ruptura de barragem. Passou-se então a exigir a determinação das áreas a jusante que seriam atingidas no caso de uma ruptura. O regulamento Francês foi pioneiro neste quesito, provavelmente influenciado pela falha ocorrida na barragem de Malpasset que provocou 421 vítimas fatais em 1959 (ALMEIDA, 2002).

A Tabela 1 apresenta os 4 maiores desastres envolvendo barragens entre 1959 e 1979 (Novak, 1990).

Tabela 1 – Quatro maiores desastres envolvendo barragens entre 1959 e 1979.

Barragem (ano de ocorrência)	Tipo, altura (m) (ano de construção)	Evento
Malpasset (1959)	Arch, 61 m (1954)	Problema de fundação e falta de suporte lateral do pilar; colapso total (421 mortes).
Reservatório de Vaiont (1963)	Arch, 262 m (1960)	Deslizamento da encosta do reservatório, despejando $200 \times 10^6$ de material dentro do reservatório; A onda gerada ultrapassou a crista da barragem em 110 m; A barragem ficou intacta após o evento, porém a onda gerada foi capaz de devastar vilarejos a jusante (c. 2000 mortes).
Teton (1976)	Barragem de terra, 93 m (em construção)	Erosão interna ocasionada por um corte em trincheira mal projetado; Ruína total da estrutura (11 mortos e prejuízo de 500 milhões de dólares).
Macchu II (1979)	Barragem de terra e de gravidade 26 m (1972)	Cheia catastrófica; mau funcionamento da comporta; Galgamento da barragem que não resistiu e foi completamente erodida (estima-se 2000 mortos).

Fonte: Adaptado NOVAK, 1990.

### 2.3. Tipos de Barragens e Probabilidade de Ruptura

O meio mais comum de classificação de barragens é a nomeação através dos materiais utilizados e tipo de estrutura empregado. Dentre os diferentes tipos existentes temos os mais comuns: Barragem de terra, enrocamento, concreto gravidade e arco ou múltiplo arco de concreto (JANSEN, 1983).

Não existem barramentos imunes ao risco de ruptura. Entretanto a grande maioria dos rompimentos de barragens pelo mundo ocorreu em barragens de terra e estavam associados a um evento de cheia (BRUNNER, 2014).

Não é uma surpresa que o maior número de problemas e/ou complicações ocorram no tipo de barragem predominante (barragens de terra), porém, considerando-se um comparativo entre número de falhas por número de barragens construídas, o tipo de barragem em arcos múltiplos mostra-se como o mais suscetível às falhas. (JANSEN, 1983).

Barragens podem falhar de maneira súbita ou gradual, dependendo dos fatores que proporcionaram a falha e do tipo de barramento. Na falha súbita, ou instantânea, uma grande porção da barragem é removida em um período curto de tempo, este tipo de rompimento está associado às barragens de concreto em falhas por deslizamento ou

galgamento. Já na ruptura gradual o rompimento ocorre de maneira mais lenta, normalmente levando algumas horas para chegar ao estado final da brecha, este rompimento está associado às barragens de terra, nas quais a adoção de um rompimento súbito não é uma suposição realista (VISHER, 1997).

BRUNNER (2014) apresenta uma lista de eventos ligados diretamente ao rompimento de barragens. Os eventos estão elencados a seguir. A Tabela 2 relaciona os tipos de barragens e suas possíveis falhas:

- Cheias;
- Piping;
- Escorregamento;
- Abalos sísmicos;
- Falhas de fundação;
- Falha na operação das comportas;
- Problemas estruturais;
- Ruptura de uma barragem à montante;
- Esvaziamento rápido do reservatório;
- Sabotagem;
- Remoção planejada do barramento.

Tabela 2 – Possibilidade de falha dos diferentes tipos de barragens.

Tipo de Falha	Barragem de Terra/Enrocamento	Barragem de gravidade	Barragem em arco	Barragem com contraforte	Barragem com múltiplos Arcos
Galgamento	X	X	X	X	X
Piping	X	X	X	X	X
Problemas de fundação	X	X	X	X	X
Deslizamento	X	X		X	
Tombamento		X	X		
Cracking	X	X	X	X	X
Falha de equipamento	X	X	X	X	X

Fonte: Adaptado BRUNNER, 2014.

É importante ressaltar que a inspeção visual nem sempre é um método confiável para prevenção de casos de ruptura, muitas vezes os processos que levam a estrutura ao

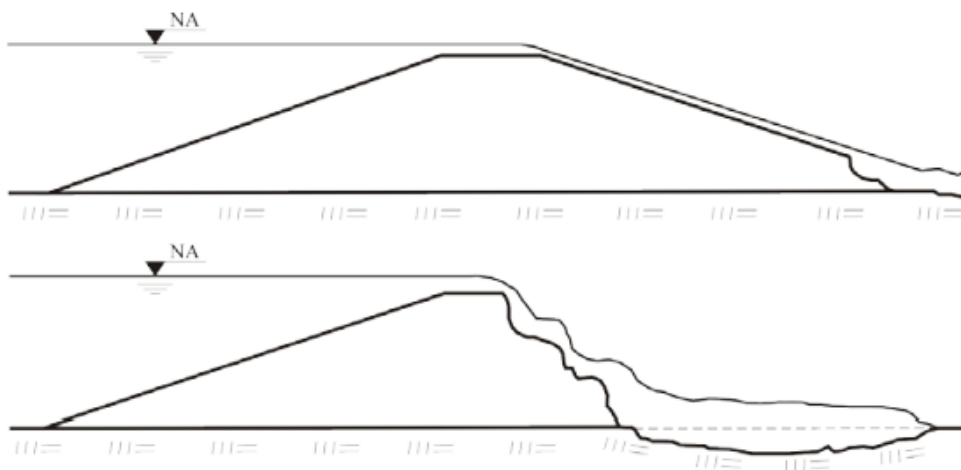
rompimento não fornecem sintomas identificáveis sem o monitoramento através equipamentos adequados (JANSEN, 1983).

#### 2.4. Formação da brecha

Parâmetros precisos de local, geometria e tempo de desenvolvimento da brecha são muito importantes para calcular-se o hidrograma de ruptura e, conseqüentemente, a inundação a jusante. Entretanto estes parâmetros costumam ser os dados mais imprecisos de toda a análise (BRUNNER, 2014).

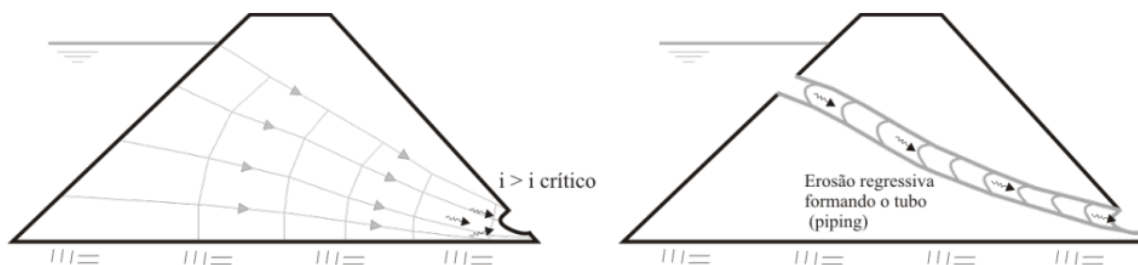
O modo de ruptura também influencia diretamente na formação da brecha. Ocorrências de galgamento e *piping* representam 62% das situações que levam a formação da brecha (Costa, 1985). A Figura 3 e a Figura 4 ilustram o processo de formação da brecha em uma barragem de terra devido ao galgamento e ao *piping*, respectivamente.

Figura 3 – Ilustração do processo de galgamento de uma barragem de terra.



Fonte: POWLEDGE, 1998 apud PERINI, 2009.

Figura 4 - Ilustração do processo de piping de uma barragem de terra.



Fonte: PERINI, 2009.

Para realizar a estimativa do tamanho da brecha e do tempo de formação da mesma pode-se considerar dois principais métodos: Equações matemáticas, que não serão apresentadas neste estudo, ou similaridade da barragem em questão com outras barragens que já sofreram ruptura.

A Tabela 3 traz faixas de valores que algumas entidades federais Norte-Americanas indicam para a estimativa dos parâmetros da brecha com base no tipo e tamanho do barramento que está sendo analisado (BRUNNER, 2014).

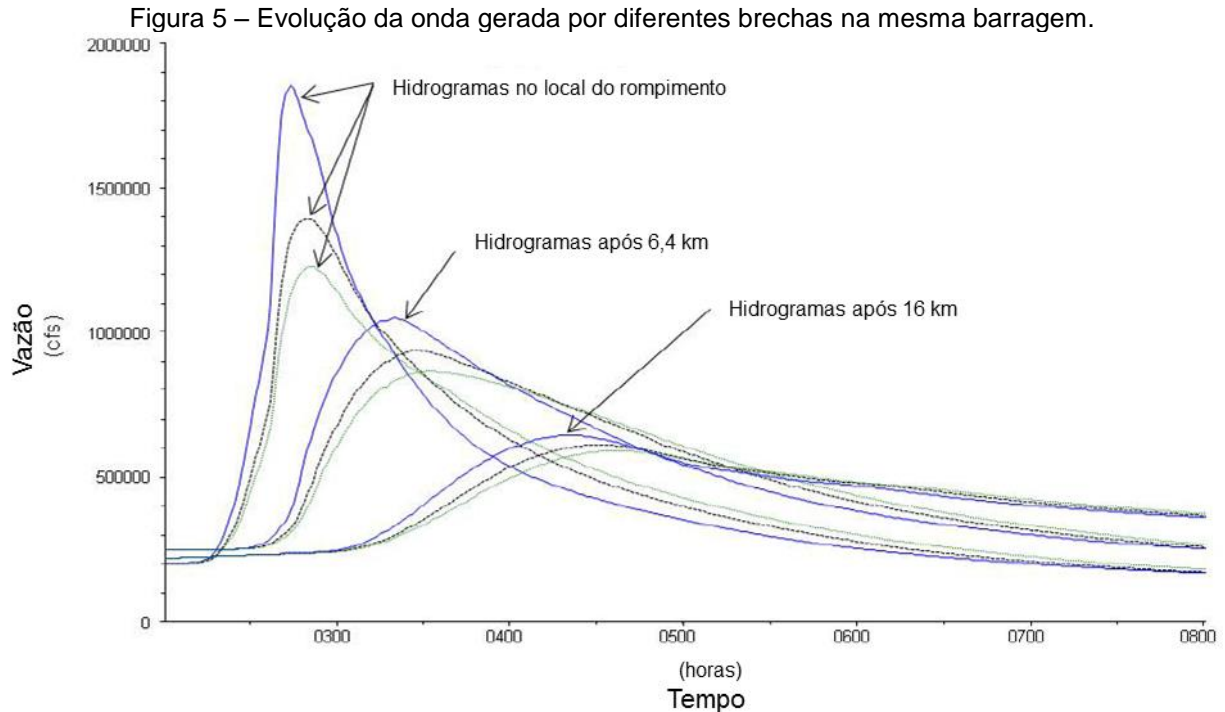
Tabela 3 – Intervalo de parâmetros possíveis para a brecha conforme o tipo de barragem.

Tipo da Barragem	Média da largura do fundo da brecha	Inclinação das paredes da brecha (H:V)	Duração da formação da brecha (Horas)	Agência (Fonte)
Terra/Enrocamento	(0,5 a 3,0) x HD (1,0 a 5,0) x HD (2,0 a 5,0) x HD (0,5 a 5,0) x HD	0 a 1,0 0 a 1,0 0 a 1,0 0 a 1,0	0,5 a 4,0 0,1 a 1,0 0,1 a 1,0 0,1 a 4,0**	USACE 1980 FERC NWS USACE 2007
Gravidade	Múltiplos blocos < 0,5L < 0,5L Múltiplos blocos	Vertical Vertical Vertical Vertical	0,1 a 0,5 0,1 a 0,3 0,1 a 0,2 0,1 a 0,5	USACE 1980 FERC NWS USACE 2007
Arco	Todo barramento Todo barramento (0,8 x L) a L (0,8 x L) a L	Inclinação do vale 0 a incl. do vale 0 a incl. do vale 0 a incl. do vale	< 0,1 < 0,1 < 0,1 < 0,1	USACE 1980 FERC NWS USACE 2007

HD = Altura da barragem, L = Largura da crista da barragem. FERC – Federal Energy Regulatory Commission. NWS – National Weather Service

Fonte: Adaptado BRUNNER, 2014.

As incertezas na definição dos parâmetros da brecha e tipo de ruptura irão produzir um hidrograma de ruptura que, certamente, não coincidirá com a realidade. Entretanto quando consideram-se brechas distintas em um estudo de rompimento é possível perceber que os diferentes hidrogramas tendem a convergir para valores similares durante as suas propagações pelo modelo. Na Figura 5, mostram-se hidrogramas gerados por simulações computacionais que consideraram, para uma mesma barragem, diferentes brechas. Após uma distância de 6,4 km a diferença entre ondas já torna-se discreta e ao alcançar 16 km a diferença entre os hidrogramas torna-se ínfima (BRUNNER, 2014).



Fonte: Adaptado BRUNNER, 2014.

Existem duas principais razões para esta tendência: o volume total de água nas diferentes ondas é basicamente o mesmo (água estocada a montante do barramento mais vazão de contribuição durante a ocorrência); Na medida que o hidrograma se propaga as zonas mais acentuadas tendem a sofrer um processo mais intenso de amortização, enquanto as zonas mais brandas são amortizadas mais lentamente. (BRUNNER, 2014).

Desta forma pode-se perceber que as incertezas da definição dos parâmetros da brecha podem até trazer alguma consequência de imprecisão do modelo nas regiões logo a jusante da barragem, porém com a evolução da propagação da onda esta consequência diminui significativamente. (BRUNNER, 2014).

## 2.5. Rompimentos de barragens no século XX – Casos históricos

### 2.5.1. Saint Francis Dam, 1928 - (JANSEN, 1983)

A barragem de gravidade com 62,5 metros de altura que compunha parte do sistema de abastecimento de água de Los Angeles, Califórnia, entrou em colapso na noite de 12 de março de 1928. O seu reservatório, que havia completado seu enchimento apenas 7 dias antes da catástrofe, tinha capacidade de 46.900.000 m<sup>3</sup>. Devido ao rompimento

repentino da estrutura de concreto da barragem, o reservatório foi completamente esvaziado em cerca de 70 minutos, criando uma cheia responsável por 450 mortes. A Figura 6 apresenta a barragem de St. Francis antes de seu rompimento.

Figura 6 - Vista de jusante da barragem de St. Francis antes de seu rompimento.



Fonte: JANSEN, 1983.

Uma das suspeitas da ruptura indica que um pequeno deslizamento do barramento abriu caminho para água penetrar entre a barragem e sua fundação, gerando uma significativa subpressão e desencadeando o processo de ruptura simultâneo nas duas margens. Com o rompimento das laterais o reservatório iniciou seu esvaziamento, proporcionando uma diminuição da subpressão e permitindo que o bloco central do barramento reassentasse na fundação cerca de 15 cm distante da sua posição inicial como mostrado na Figura 7.



Figura 7 - Vista de montante da barragem de St. Francis após seu rompimento.



Fonte: JANSEN, 1983.

#### 2.5.2. Barragem de Óros, 1960 – (JANSEN, 1983)

No dia 25 de março de 1960 a barragem de terra em construção próxima à cidade de Óros, no estado do Ceará, foi galgada durante uma cheia resultante de 635 mm de chuva distribuídos em uma semana.

As obras estavam atrasadas, fazendo coincidir o período de cheias da região com um estágio arriscado da obra. Três dias antes do acontecimento foi iniciada uma operação emergencial para altear a barragem com aterro não compactado, entretanto as chuvas limitaram o avanço da cota de proteção do barramento em um metro por dia, enquanto o nível do reservatório subia cerca de três metros por dia. No fatídico dia 25 de março a operação foi abandonada, com o reservatório à um metro da crista da barragem o galgamento era inevitável, foi aberto então um canal emergencial na margem direita (na expectativa de que a erosão neste ponto fosse mais branda do que na região central) e placas de aço foram posicionadas na face jusante do barramento para minimizar a erosão durante o galgamento. A Figura 8 registrou o galgamento da barragem.

Cerca de 100.000 pessoas haviam sido evacuadas das regiões de risco durante os 3 dias que antecederam o rompimento. Estima-se que 50.000 pessoas tenham ficado desabrigas e o número total de mortos é incerto.

Após o incidente a obra foi retomada e a barragem de Óros foi finalizada em Fevereiro de 1961. A Figura 9 apresenta a barragem atualmente.

Figura 8 - Momento em que ocorria o galgamento da Barragem de Óros.



Fonte: Ceara em fotos, 2015.

Figura 9 - Barragem de Óros nos dias atuais.



Fonte: TVOROS, 2016.

### 2.5.3. Teton Dam, 1976 – (JANSEN, 1983)

A barragem situada no Teton River tinha 93 metros de altura. As proteções contra a percolação de água incluíam trincheiras de infiltração e, abaixo delas, uma cortina de concreto. Aparentemente as proteções não foram suficientes, permitindo que ocorresse o fenômeno de “*piping*” ainda durante o enchimento do reservatório no dia 05 de Junho de 1976. A Figura 10 e a Figura 11 apresentam imagens da barragem de terra durante e depois do seu rompimento.

O número exato de mortes não foi confirmado, variando entre 11 e 14 mortes. Estima-se um prejuízo de 400 milhões de dólares.

Figura 10 – Vista de jusante da barragem de Teton durante a formação da Brecha.



Fonte: JANSEN, 1983.

Figura 11 - Barragem de Teton após o esvaziamento do reservatório.



Fonte: JANSEN, 1983.

#### 2.5.4. Barragem de Camará, 2004 – (BALBI, 2008)

Com 50 metros de altura e 296 metros de crista a barragem de Camará localizava-se na Paraíba e foi concluída no ano de 2002. No dia 17 de junho de 2004 a fundação sob a ombreira esquerda falhou, criando um orifício que esvaziou o reservatório.

Os danos gerados se estenderam por 20 quilômetros a jusante, provocando 6 mortes e deixando mais de 3000 desabrigados. Um relatório apresentado pela Universidade Federal da Paraíba concluiu que não foi dada a devida atenção ao primeiro enchimento do reservatório, finalizado em janeiro de 2004, momento em que já poderiam ter identificado os riscos e controlado o nível do lago a fim deste permanecer em uma cota segura. A Figura 12 e a Figura 13 mostram a Barragem de Camará antes e depois do rompimento, respectivamente.

Figura 12 - Vista de jusante da Barragem de Camará antes do rompimento.



Fonte: BARBOSA, 2004.

Figura 13 - Vista de jusante da brecha formada na Barragem de Camará



Fonte: BARBOSA, 2004.

### 2.5.5. Barragem de Algodões I, 2009

A barragem Algodões I, localizada no Rio Pirangi, município de Cocal, Piauí, foi construída em 2001 visando o abastecimento de água para consumo e irrigação da região. No dia 27 de maio de 2009 a ombreira direita rompeu-se, gerando o esvaziamento dos 51.000.000 m<sup>3</sup>. O desastre deixou 80 feridos e 11 mortos. A Figura 14 e a Figura 15 mostram a barragem após a ruptura (LAURIANO, 2009).

Figura 14 - Vista de jusante da Barragem de Algodões I depois do rompimento.



Fonte: ABRIL, 2009.

Figura 15 - Brecha formada durante o rompimento da Barragem de Algodões I.



Fonte: ABRIL, 2009.

Dois dias depois do sinistro o CREA-PI formou uma comissão de especialistas para elaboração de um laudo sobre a ruptura. O relatório final da comissão identificou quatro principais fatores para o ocorrido, sendo eles: erros no projeto da Barragem Algodões; ausência do poder público nas atividades de gerenciamento, manutenção e conservação da obra; projetos não executados em sua totalidade e instabilidade da encosta direita, constatada 12 anos antes do rompimento, porém negligenciada até o momento da tragédia (CREA-PI, 2010)

#### 2.5.6. Barragem do Fundão, 2015

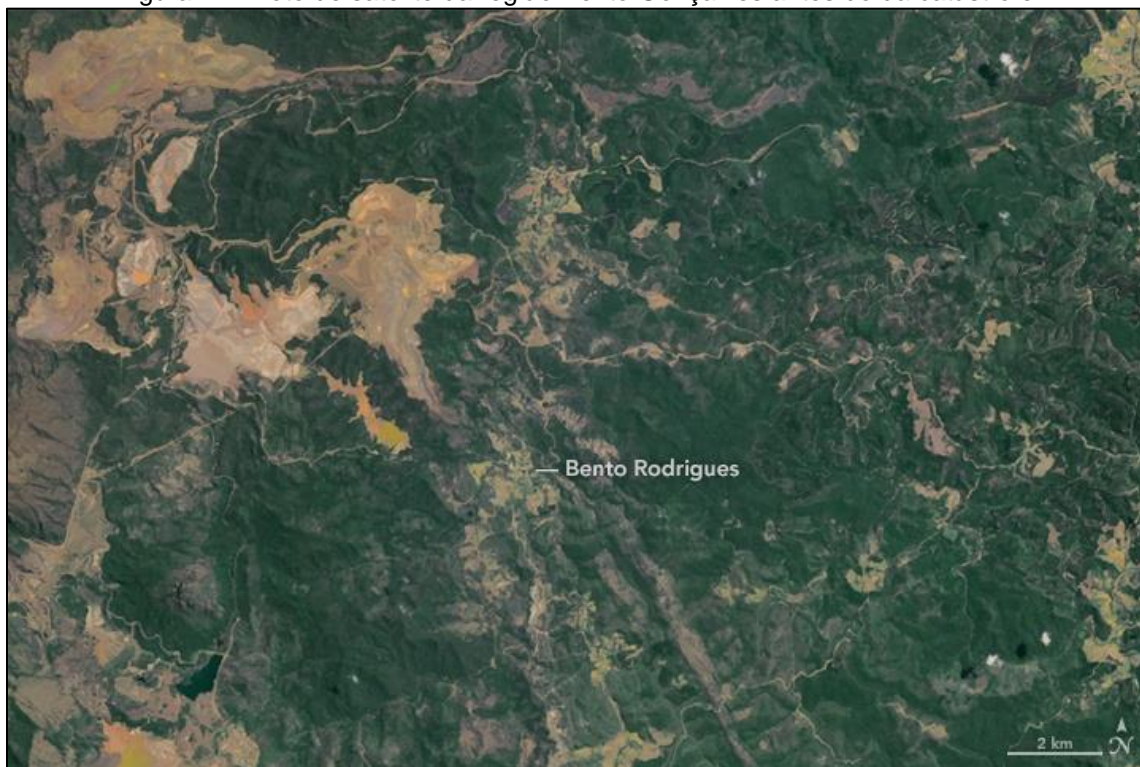
A Barragem do Fundão localizava-se a 35 km do centro do município de Mariana, no distrito de Bento Rodrigues, em Minas Gerais. Propriedade da mineradora Samarco, a barragem represava lama de rejeito da produção de minério de ferro. No dia 5 de novembro de 2015 a barragem, que passava por uma obra de alteamento, rompeu-se, liberando 50.000.000m<sup>3</sup> de lama. Foram confirmadas 19 mortes e 303 famílias ficaram desabrigadas em decorrência da onda de lama que devastou o distrito de Bento Rodrigues. A Figura 16 mostra como ficou a região afetada após a passagem da onda de inundação, já a Figura 17 e a Figura 18 apresentam uma imagem aérea de antes e depois do rompimento da Barragem do Fundão (UOL, 2015).

Figura 16 - Distrito de Bento Gonçalves após a onda de inundação.



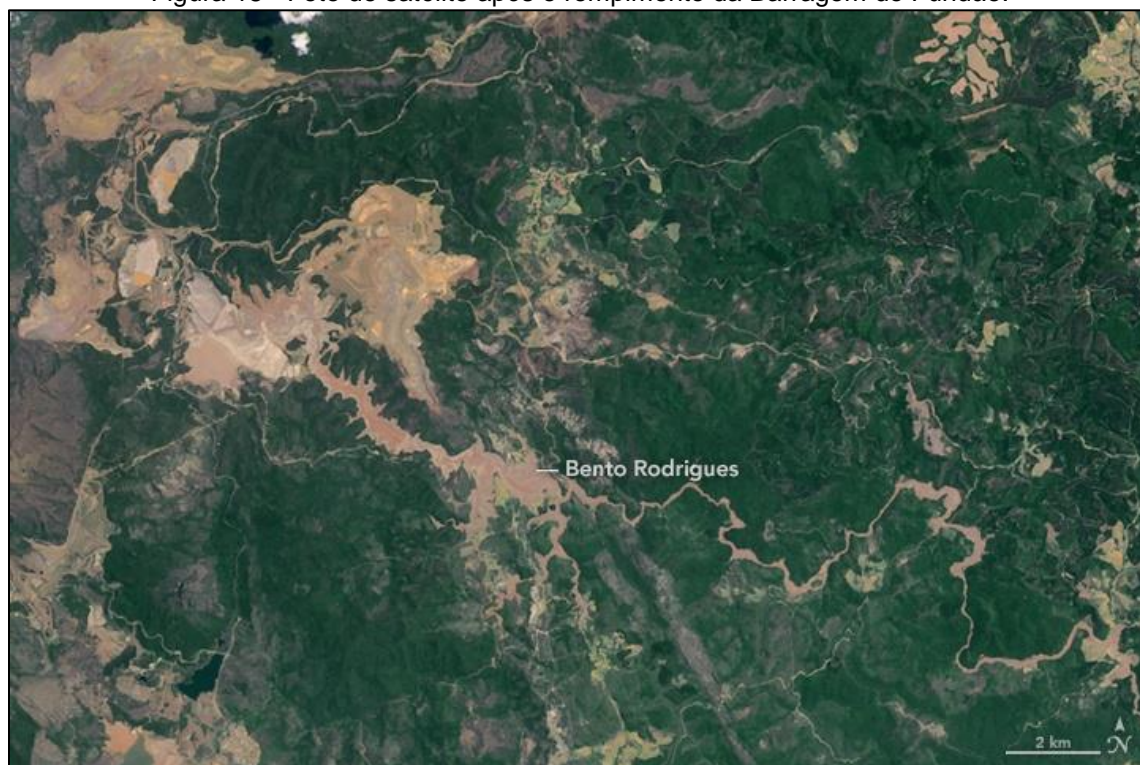
Fonte: ALVES, 2015.

Figura 17 - Foto de satélite da região Bento Gonçalves antes do da catástrofe.



Fonte: NASA, 2015.

Figura 18 - Foto de satélite após o rompimento da Barragem do Fundão.



Fonte: NASA, 2015.



## 2.6. Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) e Plano de Ação de Emergência (PAE)

Em 2010 foi estabelecida, pela Lei Nº 12.334 (BRASIL, 2010), a Política Nacional de Segurança de Barragens, a qual objetiva, de maneira resumida, as seguintes questões:

- Garantir a observância dos padrões de segurança;
- Regulamentar as ações de segurança que devem ser adotadas em todas as fases do projeto;
- Promover o acompanhamento e monitoramento pelos órgãos responsáveis;
- Possibilitar maior controle do poder público sobre os empreendimentos no que tange as questões de segurança;
- Fomentar a cultura de segurança e a gestão de riscos na área de barragens.

O parágrafo único do primeiro artigo define que qualquer barragem com uma das características citadas abaixo estará enquadrada na Lei:

- I. Altura do barramento igual ou maior a quinze metros (do ponto mais profundo da fundação à crista);
- II. Reservatório com capacidade igual ou superior a 3.000.000m<sup>3</sup>;
- III. Reservatório que contenha resíduos perigosos;
- IV. Dano potencial associado médio ou alto, conforme definido na própria lei.

Além da criação do PNSB esta lei também criou o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB), o qual objetiva um cadastro unificado das barragens compreendidas dentro da PNSB. Atualmente tem-se 17.259 barragens cadastradas no SNISB e este número vem aumentando em conjunto com a adaptação dos órgãos fiscalizadores às novas regras e disposições realizadas pela Política Nacional de Segurança de Barragens (ANA, 2015).

A Lei Nº 12.334 também obriga que as barragens de risco e dano potencial associado alto elaborem um Plano de Ação de Emergência (PAE). O PAE engloba as possíveis situações de emergência, procedimentos para identificação de mau funcionamento ou de condições que possam levar a ruptura da barragem, procedimentos a serem adotados em situações de emergência e estratégia de comunicação com as comunidades

potencialmente afetadas em caso de emergência. Das informações contidas no Plano, a delimitação da área inundada durante um evento de rompimento da barragem destaca-se por sua importância (VEROL, 2012). A legislação também pontua que o PAE deve estar disponível nas prefeituras envolvidas direta e indiretamente com o empreendimento.

## 2.7. Modelo Hidrodinâmico - HEC-RAS

O HEC-RAS é um *software* de modelagem hidrodinâmica unidimensional desenvolvido pelo Hydrologic Engineering Center (HEC) do U. S. Army Corps of Engineers (USACE). O programa utiliza-se das equações de Saint-Venant para cálculo do escoamento. Estas são equações unidimensionais originais de fluxo não-permanente em leitos fluviais e quando utilizada uma abordagem unidimensional as equações de Saint-Venant, em conformidade com os princípios da conservação da massa e quantidade de movimento, podem ser descritas como apresentadas abaixo (LAURIANO, 2010):

$$\frac{\partial h}{\partial t} + u \frac{\partial h}{\partial x} + h \frac{\partial u}{\partial x} = 0 \text{ [Conservação da Massa]}$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(S_0 - S_f) \text{ [Conservação da Quantidade de Movimento]}$$

onde  $t$  é a variável independente relativa ao tempo (s);  $x$  é a variável independente relativa à direção do escoamento (m);  $u$  é a velocidade média do escoamento (m/s);  $g$  é a aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>);  $h$  é a espessura da lâmina líquida (m);  $S_0$  é a declividade da calha fluvial ou do fundo do canal (m/m);  $S_f$  é a declividade média da linha de energia (m/m).

O HEC-RAS além de fornecer os resultados em forma de hidrogramas, nível de água e velocidades, tem embutida na sua plataforma o HEC-GeoRAS, permitindo que resultados do modelo hidráulicos possam ser apresentados, também, na forma de mapas de inundação. Entretanto o HEC-GeoRAS não é amplamente utilizado, uma vez que ainda apresenta problemas de compatibilidade em determinados casos (Lauriano, 2009). Cabe ressaltar que a versão 5.0.1 do HEC-RAS, lançada oficialmente em 2015, facilitou a inserção de mapas no GeoRAS, possibilitando a utilização de arquivos *.tiff*.

Os principais parâmetros que devem ser inseridos para a criação de um modelo no HEC-RAS estão elencados abaixo:

- Condição de contorno de montante (hidrograma de montante);
- Condição de contorno de jusante (inclinação a jusante, cotograma ou curva de descarga);
- Seções transversais ao longo do eixo do rio (seções topobatimétricas);
- Estruturas hidráulicas e suas características (barragens, pontes, diques);
- Coeficientes de rugosidade da superfície (número de *Manning*).

## 2.8. Falhas comuns em modelos não permanentes no HEC-RAS

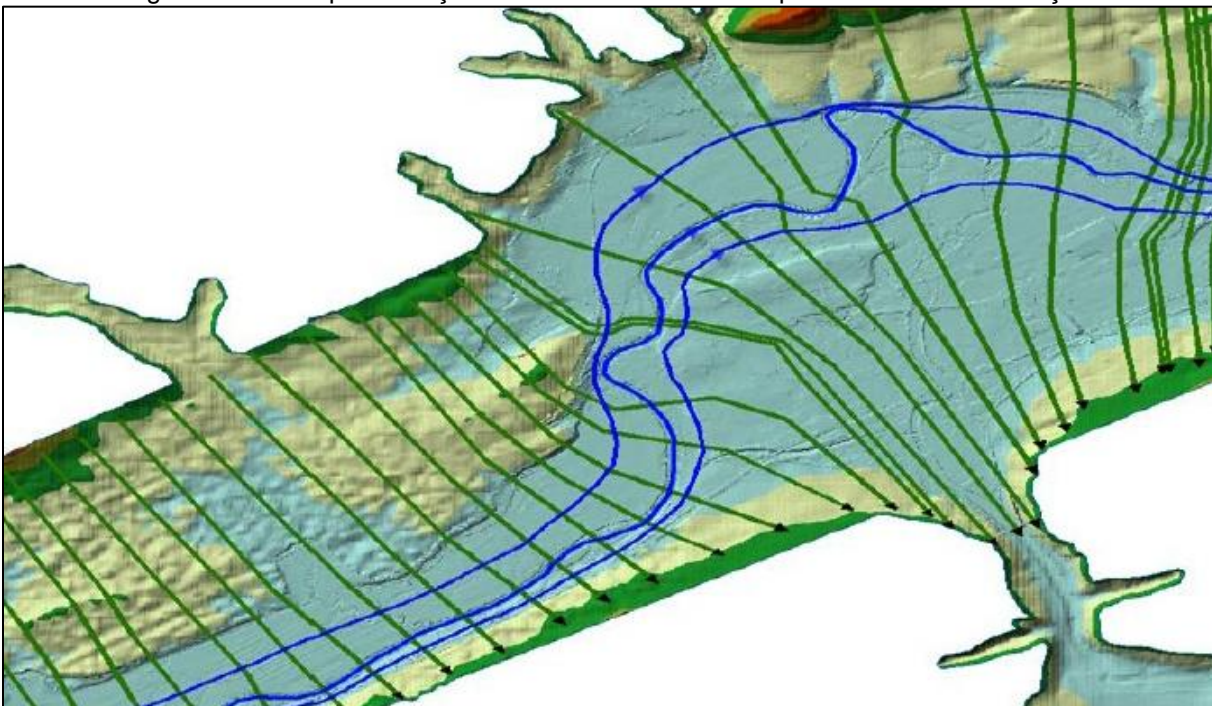
Simular a trajetória da onda de cheia gerada pela ruptura de barragem é um dos problemas de escoamento mais difíceis de serem resolvidos. Resultados não confiáveis ou modelos matematicamente instáveis podem ser gerados facilmente. Abaixo estão selecionadas três questões importantes para evitar-se erros de modelagem no HEC-RAS (BRUNNER, 2014).

### 2.8.1. Posicionamento e espaçamento das seções (BRUNNER, 2014)

Para estabelecer um modelo preciso é de suma importância que as seções sejam inseridas perpendicularmente à direção do escoamento, deve-se então prever a rota tomada pelo escoamento durante a propagação da onda. Caso seja percebido ao fim da simulação que a estimativa inicial da direção do escoamento estava incorreta é interessante que se realize um ajuste nas seções para uma nova simulação.

O espaçamento entre as seções deve se dar de forma a contemplar as contrações, expansões, modificações bruscas do leito do rio e os afluentes que serão considerados na contribuição de vazão. A Figura 19 mostra um exemplo de modelo com seções bem dispostas para uma análise de mancha de inundação.

Figura 19 - Exemplo de seções inseridas corretamente para análise da inundação.



Fonte: BRUNNER, 2014.

Além de contemplar os pontos supracitados o espaçamento entre seções, para mais fácil obtenção de um modelo estável, deve também respeitar a equação de Fread (1993) apresentada na equação 1:

$$\Delta x \leq \frac{cT_r}{20} \quad (1)$$

onde  $\Delta x$  é o espaçamento entre as seções (m);  $c$  é a velocidade da onda (m/s);  $T_r$  é o tempo de evolução do hidrograma, entre baixa vazão e pico (s).

É interessante ressaltar que muitas seções não são sinônimo de maior precisão no modelo. Seções muito próximas também podem gerar inconsistências, principalmente quando tempo entre intervalos de cálculo não acompanhar a diminuição do espaçamento entre seções. Desta forma quando são necessárias seções muito próximas (espaçamento menor que 20 metros) para modelagem de um rio é interessante que seja repensado o tempo entre intervalos de cálculo.

### 2.8.2. Tempo entre intervalos de cálculo (BRUNNER, 2014)

A melhor maneira de estimar-se o intervalo de cálculo é utilizando a condição de Courant. Quando o intervalo de cálculo está compatível com a condição o modelo tende a ser mais estável e preciso. As equações 2 e 3 são necessárias para estimar-se o intervalo de cálculo.

$$C = \frac{V_w \Delta T}{\Delta x} \leq 1 \quad (2)$$

$$\Delta T \leq \frac{\Delta x}{V_w} \quad (3)$$

onde  $C$  é o número de *Courant*;  $V_w$  é a velocidade da onda (m/s);  $\Delta T$  é o intervalo de cálculo (s);  $\Delta x$  é a distância média entre seções (m).

Para o cálculo da onda pode-se utilizar a equação 4:

$$V_w = \frac{dQ}{dA} \quad (4)$$

onde:  $V_w$  é a velocidade da onda (m/s);  $dQ$  é a mudança de vazão em um curto intervalo de tempo ( $Q_2 - Q_1$ );  $dA$  é a mudança na área molhada da seção no mesmo intervalo ( $A_2 - A_1$ ).

### 2.8.3. Coeficiente de rugosidade (*Manning*);

O número de *Manning* é muito difundido na hidráulica e indica a rugosidade da superfície de escoamento. Diversos autores já produziram estudos sobre tal, resultando em tabelas que relacionam as características da superfície com coeficientes adequados. A Tabela 4 será utilizada neste estudo para obtenção dos coeficientes de rugosidade está apresentada abaixo:

Tabela 4 - Valores do coeficiente de rugosidade para arroios e rios.

	Natureza das Paredes	Condições			
		Muito boas	Boas	Regulares	Más
1	Limpos, retilíneos e uniformes	0,025	0,028	0,030	0,033
2	Como em 1, porém com vegetação e pedras	0,030	0,033	0,035	0,040
3	Com meandros, bancos e poços pouco profundos, limpos	0,035	0,040	0,045	0,050
4	Como em 3, águas baixas, declividade fraca	0,040	0,045	0,050	0,055
5	Como em 3, com vegetação e pedras	0,033	0,035	0,040	0,045
6	Como em 4 com pedras	0,045	0,050	0,055	0,060
7	Com margens espraçadas e pouca vegetação	0,050	0,060	0,070	0,080
8	Com margens espraçadas e muita vegetação	0,075	0,100	0,125	0,150

Fonte: Adaptado PORTO,2006.

Entretanto uma fonte de instabilidade comum acontece subestimando-se o número de *Manning* em terrenos muito inclinados. Esta subestimação pode gerar perfis d'água muito pequenos, aumentando a velocidade do escoamento e atingindo a condição de escoamento supercrítico. Jarrett, 1984, estudou o escoamento em trechos inclinados de rios (inclinações maiores que 0,2%) e desenvolveu uma equação para uma aproximação mais precisa do número de *Manning* nestes casos. A seguir é apresentada a equação 5, desenvolvida por Jarrett (1984), a equação é válida para trechos com inclinação maior que 0,2% (BRUNNER, 2014).

$$n = 0,39S^{0,38}R^{-0,16} \quad (5)$$

onde:  $n$  = número de *Manning*;  $S$  = inclinação da linha de energia (m/m) e  $R$  = raio hidráulico do canal do rio.

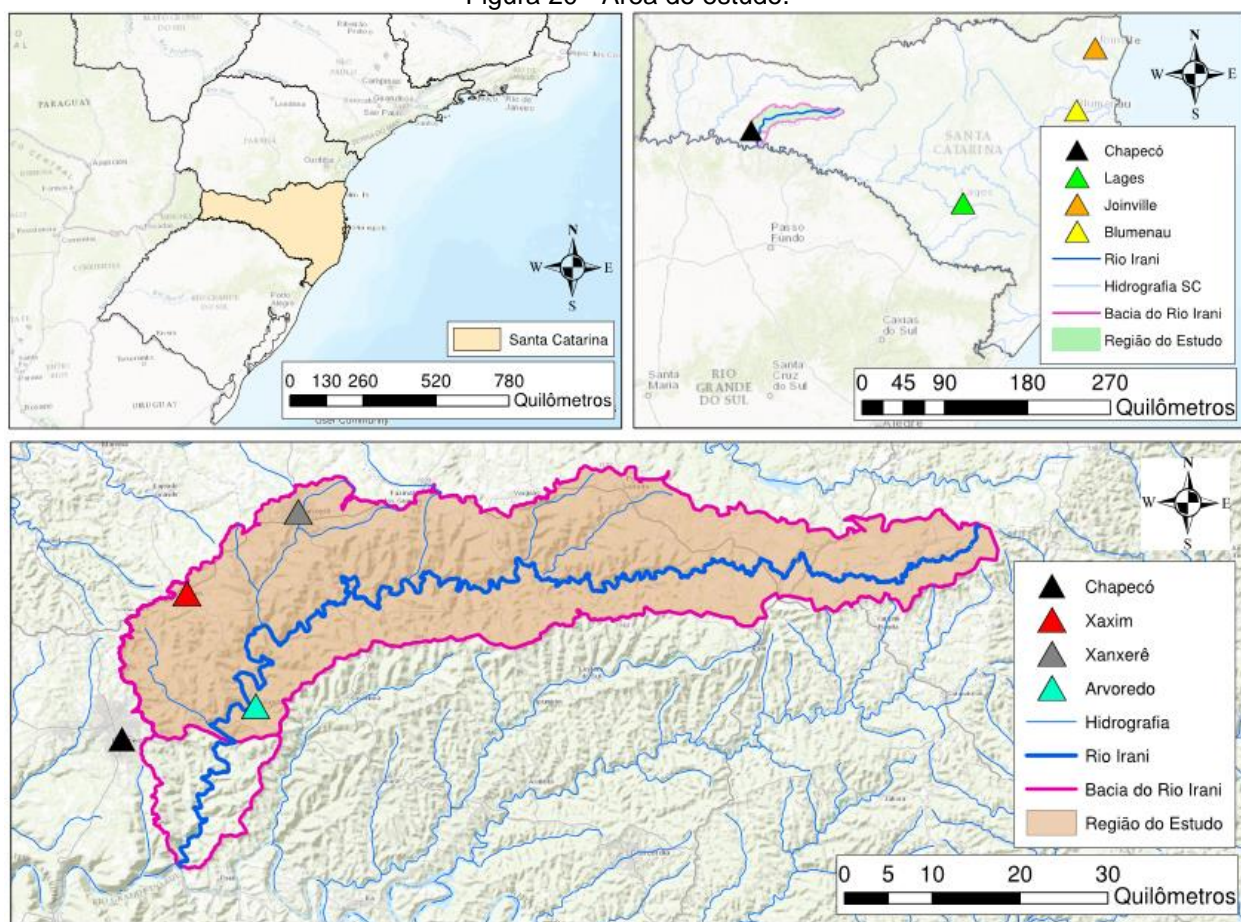
### 3. MATERIAIS E MÉTODOS

#### 3.1. Descrição da área de estudo

O rio Irani está localizado inteiramente no estado de Santa Catarina. Pertencente à Bacia do rio Uruguai (Bacia 7) o rio tem 184 km de extensão e sua foz se dá no próprio rio Uruguai. A bacia hidrográfica do rio Irani possui uma área de drenagem de 1598 km<sup>2</sup>.

A área do estudo não compreende a totalidade da bacia hidrográfica do rio Irani, tendo seu fim no barramento da PCH Rodeio Bonito, 25 km antes da foz e totalizando uma área de drenagem de 1444 km<sup>2</sup>. A Figura 20 apresenta a localização da bacia hidrográfica do rio Irani e da área de estudo.

Figura 20 - Área do estudo.

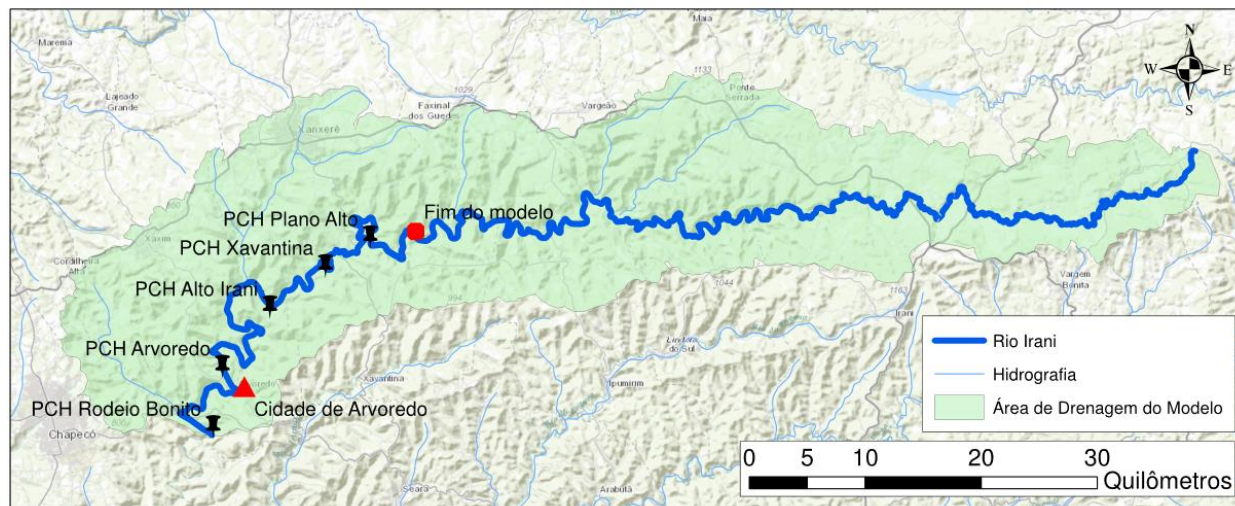


Fonte: Autor do estudo.

O modelo matemático elaborado para a realização deste estudo estende-se entre o final do reservatório da PCH Plano Alto e o barramento da PCH Rodeio Bonito, totalizando 66,85 km de extensão.

Nestes quase 67 km estão atualmente em operação 5 PCHs (PCH Plano Alto, PCH Xavantina, PCH Alto Irani, PCH Arvoredo e PCH Rodeio Bonito). A Figura 21 apresenta a localização das PCHs, extensão do modelo e área de drenagem do modelo.

Figura 21 - Localização dos eixos das Barragens.



Fonte: Autor do estudo.

### 3.2. Estudos hidrológicos

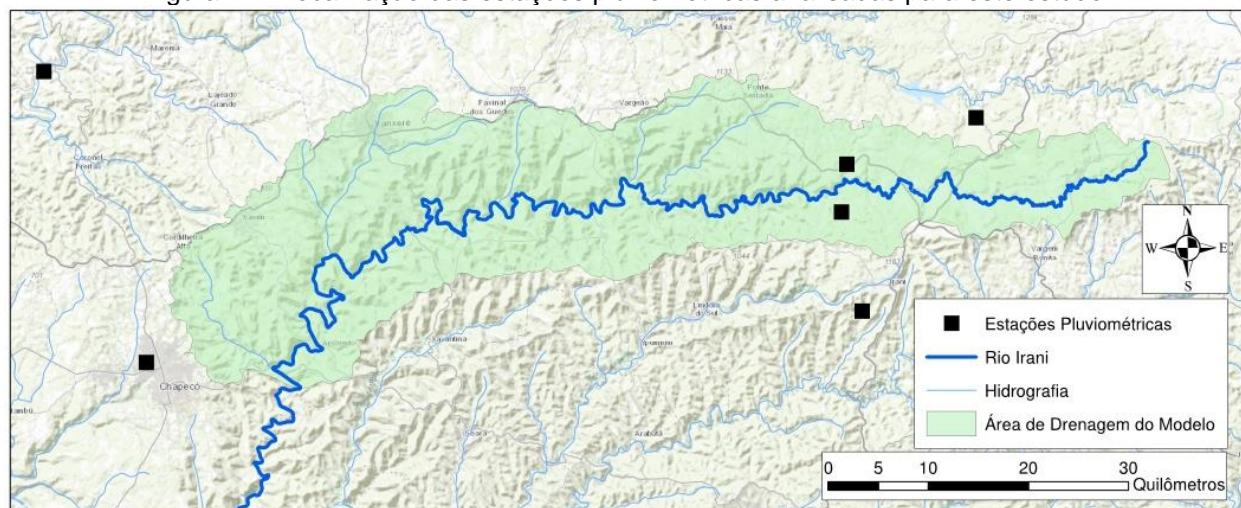
A elaboração dos estudos hidrológicos não fez parte do escopo deste estudo. Os dados referentes à hidrologia da região foram obtidos com a empresa Estelar Engenheiros Associados Ltda, a qual realizou os estudos hidrológicos da área durante a elaboração do plano de segurança da PCH Xavantina. Nos tópicos “3.3.1. Estações pluviométricas e 3.3.2. Estações fluviométricas” explica-se de forma sucinta a base de dados utilizada e a metodologia seguida objetivando os resultados necessários.

#### 3.2.1. Estações pluviométricas

As informações das estações pluviométricas foram obtidas por meio do banco de dados do HidroWeb, da Agência Nacional de Águas – ANA e INMET (Instituto Nacional de Meteorologia). A Figura 22 e Tabela 5 apresentam as estações pluviométricas consideradas neste estudo.



Figura 22 - Localização das estações pluviométricas analisadas para este estudo.



Fonte: Autor do estudo.

Tabela 5- Relação das estações pluviométricas analisadas para este estudo.

Código	Nome	Bacia	Sub-Bacia	UF	Município	Responsável	Latitude	Longitude	Altitude (M)
2651001	Campina Da Alegria	7	73	SC	Vargem Bonita	Ana	-26:52:24	-51:47:47	1000
2651040	Ponte Serrada	7	73	SC	Ponte Serrada	Ana	-26:55:14	-51:55:41	1000
2652001	Bonito	7	73	SC	Ipumirim	Ana	-26:57:9	-51:55:41	600
2652034	Porto Fae Novo	7	73	SC	Coronel Freitas	Ana	-26:49:9	-52:44:7	360
2751011	Irani	7	73	SC	Irani	Ana	-27:3:4	-51:54:44	1040
2752016	Chapecó	7	73	SC	Chapecó	Inmet	-27:5:25	-52:38:7	679

Fonte: Estelar Engenheiros Associados.

### 3.2.2. Estações fluviométricas

Para determinação das cheias de pico instantâneo no rio do Irani, no local dos barramentos das PCHs já instaladas, foram utilizadas duas estações fluviométricas base: Passo Alto Irani e Barca Irani, sendo a primeira próxima ao ponto mais a montante do modelo e a segunda próxima ao ponto mais a jusante do modelo, compreendendo assim a variação do trecho estudado.

Além dos dados das estações Passo Alto Irani e Barca Irani também foram obtidos dados das estações Bonito, PCH Plano Alto Montante 1 e PCH Arvoredo Jusante. Os dados

foram obtidos através do site HIDROWEB de responsabilidade da ANA e estão apresentados na Tabela 6.

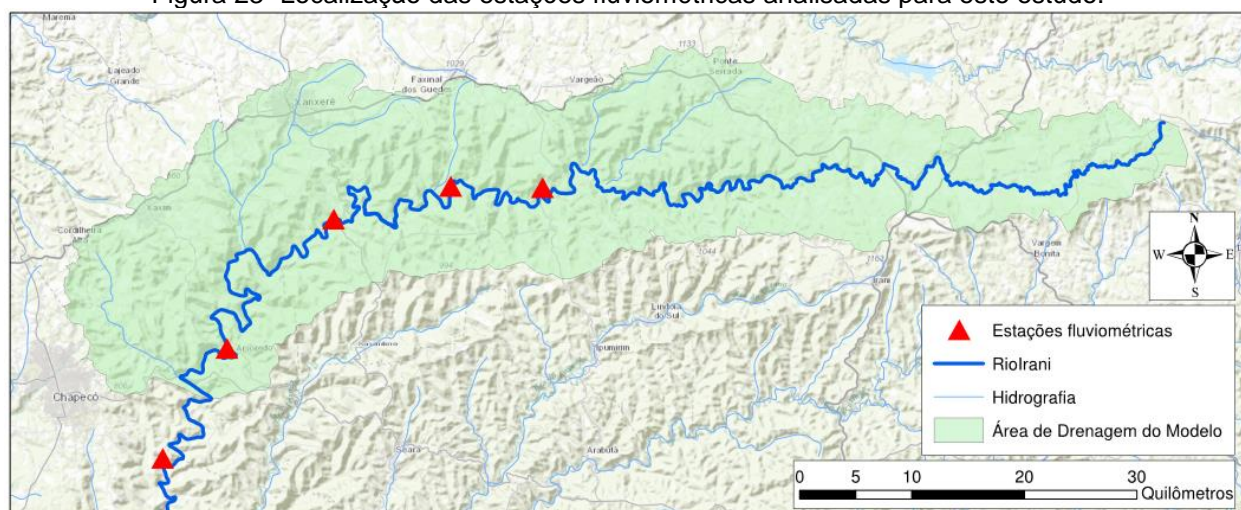
A partir da curva de frequência de cheias de vazões médias diárias determinadas pela distribuição selecionada para o local das estações fluviométricas, transferiu-se os dados por relação direta de área de drenagem para o local de cada barramento. As estações base foram escolhidas conforme a proximidade da estação ao local de interesse, e pela entrada dos afluentes (Figura 23).

Tabela 6- Relação das estações fluviométricas analisadas para este estudo.

Código	Nome	Rio	Município	Responsável	Latitude	Longitude	Altitude (m)	Ad (km <sup>2</sup> )
73300000	Bonito	Rio Irani	Ipumirim	Ana	26:56:55	52:10:57	600	654
73310000	PCH Plano Alto	Rio Irani	Xavantina	Spe Plano Alto	26:56:27	52:15:40	567	818
73330000	Passo Alto Irani	Rio Irani	Xavantina	Ana	26:58:10	-52:22:1	480	933
73335000	PCH Arvoredo	Rio Irani	Arvoredo	Spe Arvoredo	27:4:15	52:27:49	336	1260
73350000	Barca Irani	Rio Irani	Chapecó	Ana	27:9:56	52:31:22	280	1500

Fonte: Estelar Engenheiros Associados.

Figura 23- Localização das estações fluviométricas analisadas para este estudo.



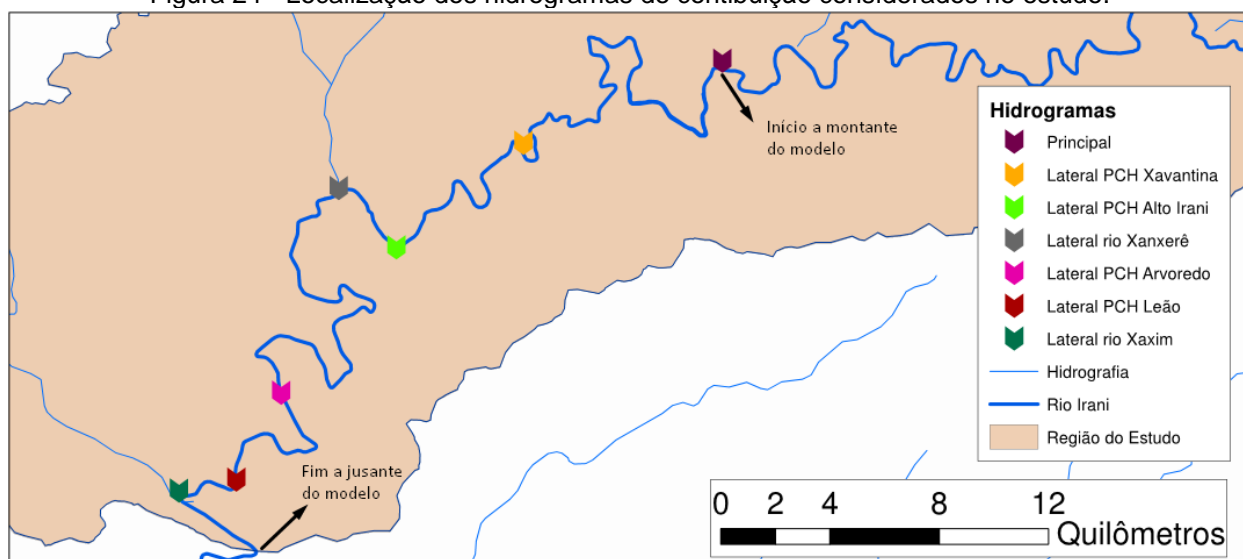
Fonte: Autor do estudo.

### 3.2.3. Resultado do estudo hidrológico

Como resultado do estudo hidrológico foram obtidos sete hidrogramas de contribuição para cada cenário, um no ponto mais a montante do modelo – o qual será inserido como condição de contorno - e outros 6 hidrogramas de contribuições laterais que serão inseridos ao longo do modelo. Dos 6 hidrogramas laterais 2 são afluentes do rio Irani (rio Xanxerê e rio Xaxim), outros 3 hidrogramas laterais estão localizados antes dos barramentos da PCH Xavantina, PCH Alto Irani e PCH Arvoredo e consideram a área de drenagem incremental de cada trecho e o hidrograma lateral restante localiza-se no eixo do barramento da PCH Leão que está em fase de Projeto Básico e localiza-se entre a PCH Arvoredo e a confluência do rio Irani com o rio Xaxim.

A posição exata das contribuições consideradas é apresentada na Figura 24.

Figura 24 - Localização dos hidrogramas de contribuição considerados no estudo.



Fonte: Autor do estudo.

Para a realização do estudo foram levados em consideração três cenários: um com vazão constante igual a média de longo termo, outro com vazões de pico com tempo de recorrência de 10 anos e por último um cenário com vazões de pico para um tempo de recorrência de 100 anos.

### 3.3. Elaboração do modelo hidrodinâmico

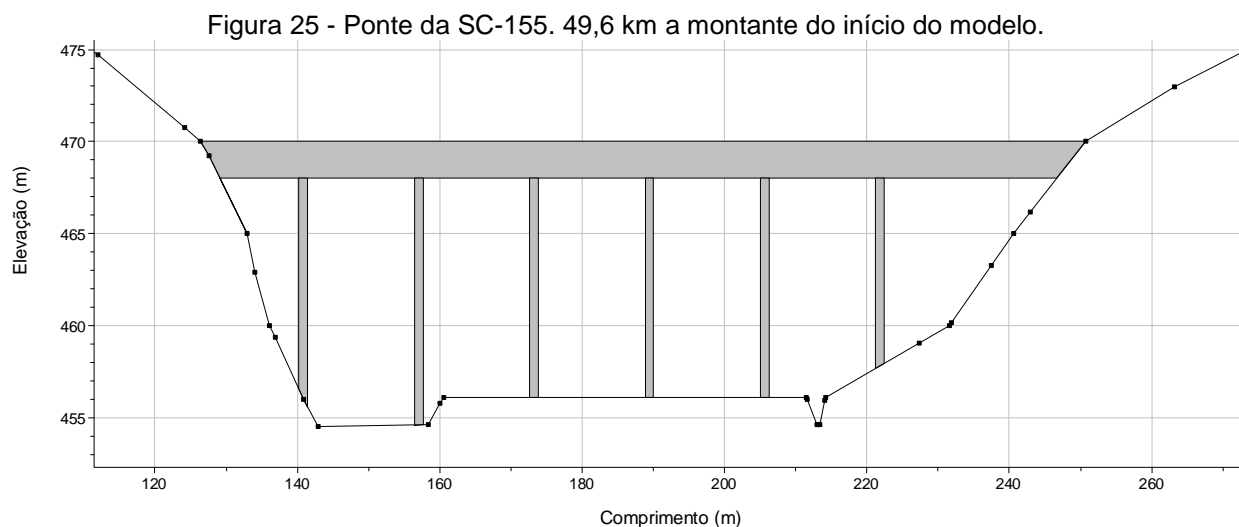
Para elaboração do modelo matemático dispunha-se de 9 seções topobatimétricas dispostas entre os quilômetros 18 e 22 do modelo. Uma vez que não há seções

topobatimétricas suficientes para representar a geometria real do rio (com estreitamentos e corredeiras) foi utilizada a superfície gerada pelo levantamento aerofotogramétrico como base para inserção de seções nos locais não contemplados pela topobatimetria. Cabe salientar que este método só proporciona o levantamento da parte não submersa das seções.

Posteriormente foi adicionado e calibrado um fundo para as seções da restituição, a fim de compatibilizar os resultados do modelo hidrodinâmico com níveis de água aferidos em campo.

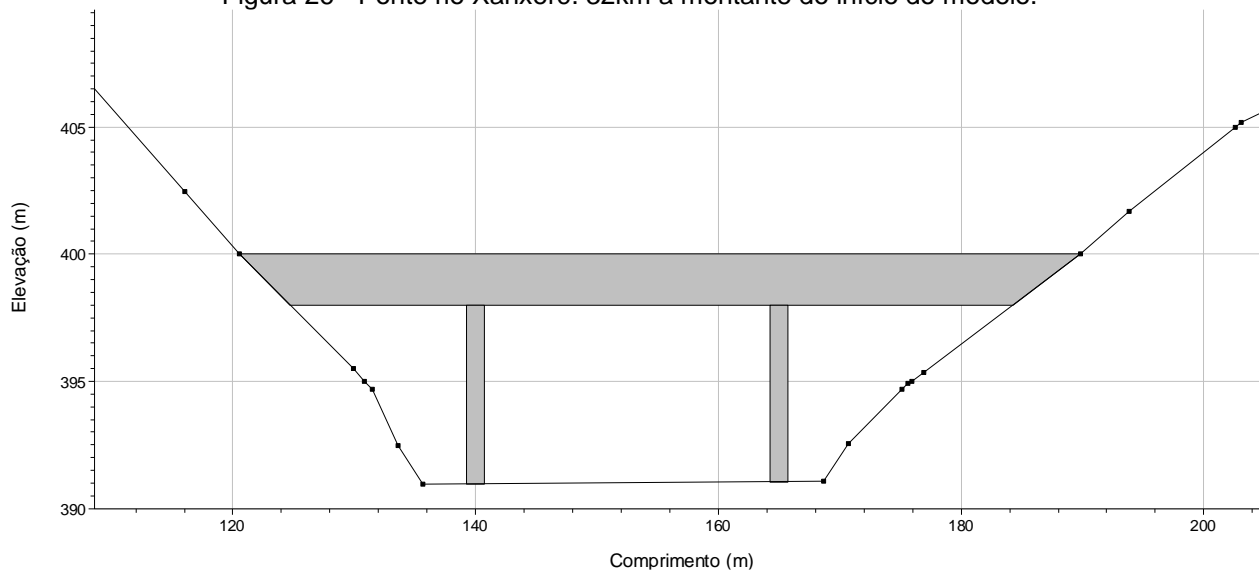
### 3.3.1. Inserção das pontes

Em busca de uma representação fiel das condições reais foram inseridas as 4 pontes apontadas na restituição. A seguir são apresentadas as geometrias das pontes inseridas no modelo (Figura 25, Figura 26, Figura 27 e Figura 28).



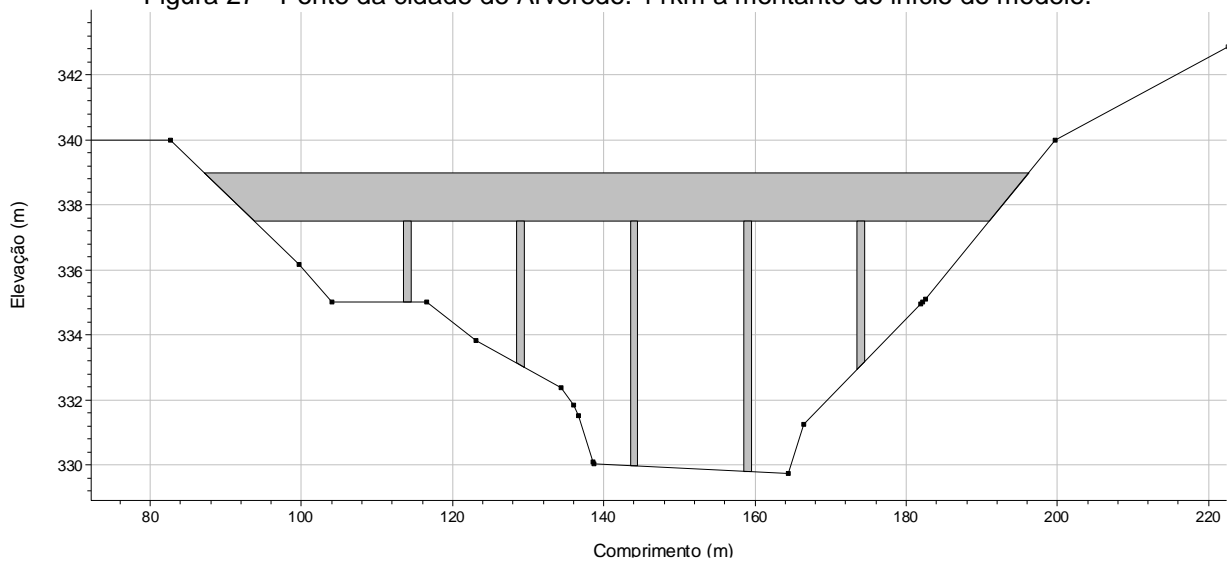
Fonte: Autor do estudo.

Figura 26 - Ponte rio Xanxerê. 32km a montante do início do modelo.



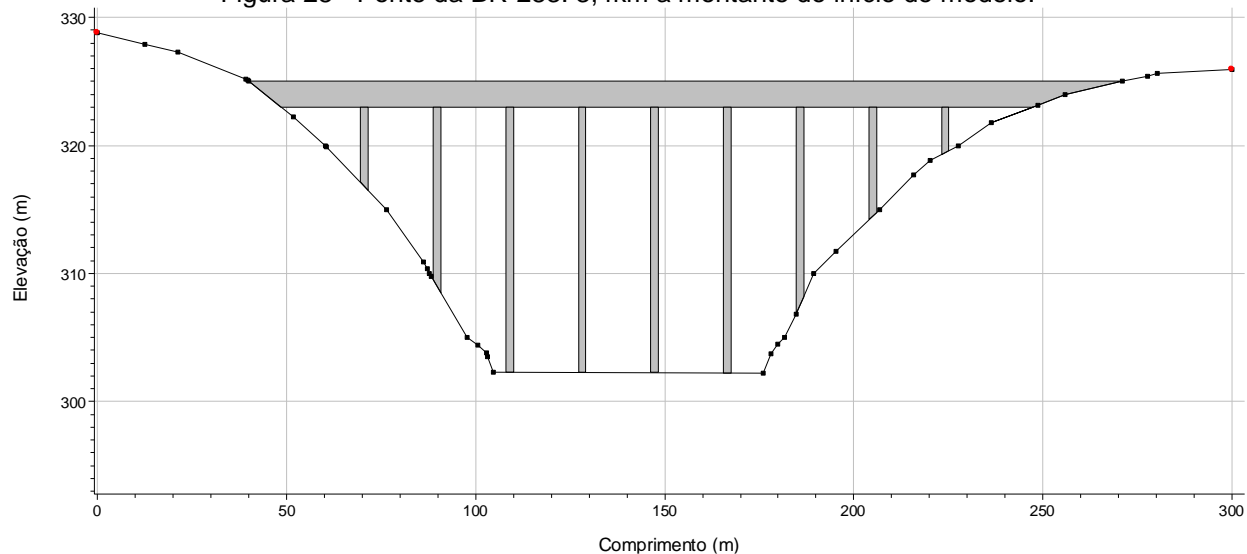
Fonte: Autor do estudo.

Figura 27 - Ponte da cidade de Arvoredo. 11km a montante do início do modelo.



Fonte: Autor do estudo.

Figura 28 - Ponte da BR-283. 3,4km a montante do início do modelo.

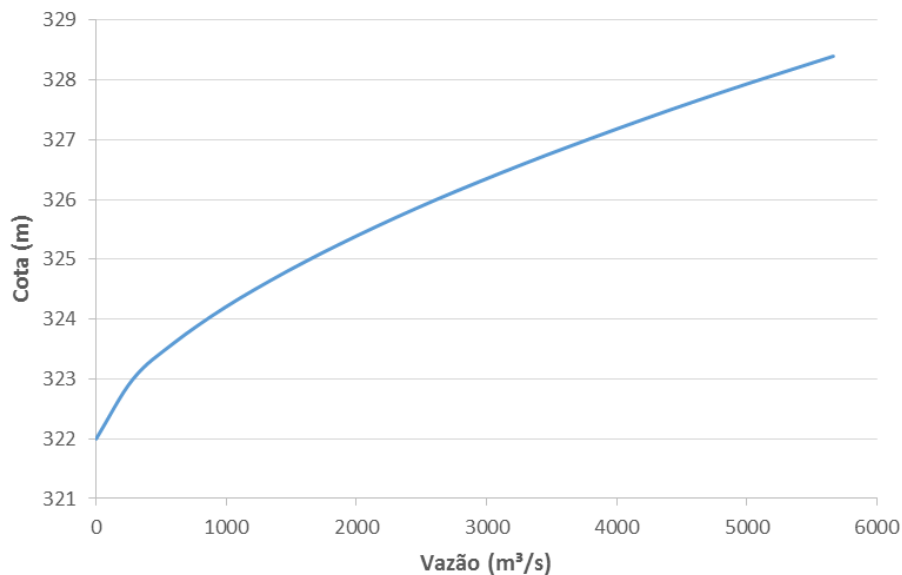


Fonte: Autor do estudo.

### 3.3.2. Condição de jusante do modelo

Um dos parâmetros obrigatórios para a simulação hidrodinâmica no HEC-RAS é a condição de jusante do modelo. Para este modelo em específico optou-se por utilizar a curva de descarga do vertedor da PCH Rodeio Bonito. A Figura 29 apresenta a condição de jusante inserida.

Figura 29 - Curva de descarga do vertedor da PCH Rodeio Bonito definida em projeto.



Fonte: Autor do estudo.

### 3.3.3. Calibração

A calibração do modelo foi realizada com base em 27 níveis de água com vazões conhecidas provenientes de levantamentos de campo anteriores à instalação das barragens. Os níveis de água estavam distribuídos ao longo de todo o modelo e o intervalo de vazões variava de 14 a 32 m<sup>3</sup>/s. Na tabela Tabela 7 encontram-se os níveis de água utilizados e suas respectivas vazões de referência.

Tabela 7 - Níveis de água aferidos em campo para diferentes vazões.

Name	Estaca (km)	NA (m)					
		Q=14 m <sup>3</sup> /s	Q=16,8 m <sup>3</sup> /s	Q=18,5 m <sup>3</sup> /s	Q=24,44 m <sup>3</sup> /s	Q=27 m <sup>3</sup> /s	Q=32 m <sup>3</sup> /s
SL-011	2.457		300,28				
SL-022	4.537		308,35				
SL-065	12.110		334,93				
SL-096	17.620					347,42	
SL-120	23.209					359,85	
SL-134	25.276					368,19	
SL-161	30.315					385,46	
SL-193	36.645						409,57
SL-204	39.498						419,51
SL-232	45.162	441,91		441,98			
SL-235	45.378	441,95		442,07			
SL-243	46.394						448,01
SL-247	47.288	447,45		447,54			
SL-248	47.370	447,51		447,59			
SL-249	47.482	447,86		447,93			
SL-250	47.543	448,70		448,79			
SL-259	49.071						454,26
SL-272	51.040				456,82		
SL-279	52.518				461,99		
SL-306	60.352				498,62		
SL-319	66.104				513,22		

Fonte: Autor do estudo.

O fundo das seções retiradas da restituição, após a calibragem, variou entre 0,5 m e 1,5 m e o coeficiente de manning adotado foi 0,04, utilizando-se como base a classificação de rio retilíneos e uniformes com pedras e vegetação em más condições, determinado por Porto, 2006.

Dos 27 níveis de água aferidos apenas dois (SL – 193 e SL – 243 para a vazão de 34 m<sup>3</sup>/s) foram descartados por motivos de incompatibilidade com os outros níveis aferidos e com os resultados do modelo. As tabelas a seguir mostram a comparação de todos os níveis de água aferidos com os obtidos na calibração.

Tabela 8 - Comparação entre NA aferido em campo e NA obtido para vazões de 14, 16,8 e 18,5 m<sup>3</sup>.

Name	Estaca (km)	Vazão (m <sup>3</sup> /s)					
		14,0		16,8		18,5	
		NA de campo (m)	NA obtido (m)	NA de campo (m)	NA obtido (m)	NA de campo (m)	NA obtido (m)
SL-011	2.457			300,28	300,28		
SL-022	4.537			308,35	308,35		
SL-065	12.110			334,93	334,69		
SL-232	45.162	441,91	441,90			441,98	441,98
SL-235	45.378	441,95	441,90			442,07	441,99
SL-247	47.288	447,45	447,44			447,54	447,57
SL-248	47.370	447,51	447,47			447,59	447,62
SL-249	47.482	447,86	447,87			447,93	447,97
SL-250	47.543	448,70	448,70			448,79	448,80

Fonte: Autor do estudo.

Tabela 9 - Comparação entre NA aferido em campo e NA obtido para vazões de 24,44, 27 e 32 m<sup>3</sup>/s.

Name	Estaca (km)	Vazão (m <sup>3</sup> /s)					
		24,4		27,0		32,0	
		NA de campo (m)	NA obtido (m)	NA de campo (m)	NA obtido (m)	NA de campo (m)	NA obtido (m)
SL-096	17.620			347,42	347,26		
SL-120	23.209			359,85	359,65		
SL-134	25.276			368,19	368,22		
SL-161	30.315			385,46	384,93		
SL-193	36.645					409,57	406,04
SL-204	39.498					419,51	419,41
SL-243	46.394					448,01	445,51
SL-259	49.071					454,26	454,22
SL-272	51.040	456,82	457,47				
SL-279	52.518	461,99	461,92				
SL-306	60.352	498,62	498,51				
SL-319	66.104	513,22	513,87				

Fonte: Autor do estudo.



### 3.3.4. Inserção dos barramentos

Na extensão do modelo existem 5 barramentos e as características de cada uma dessas estruturas estão organizadas na Tabela 10.

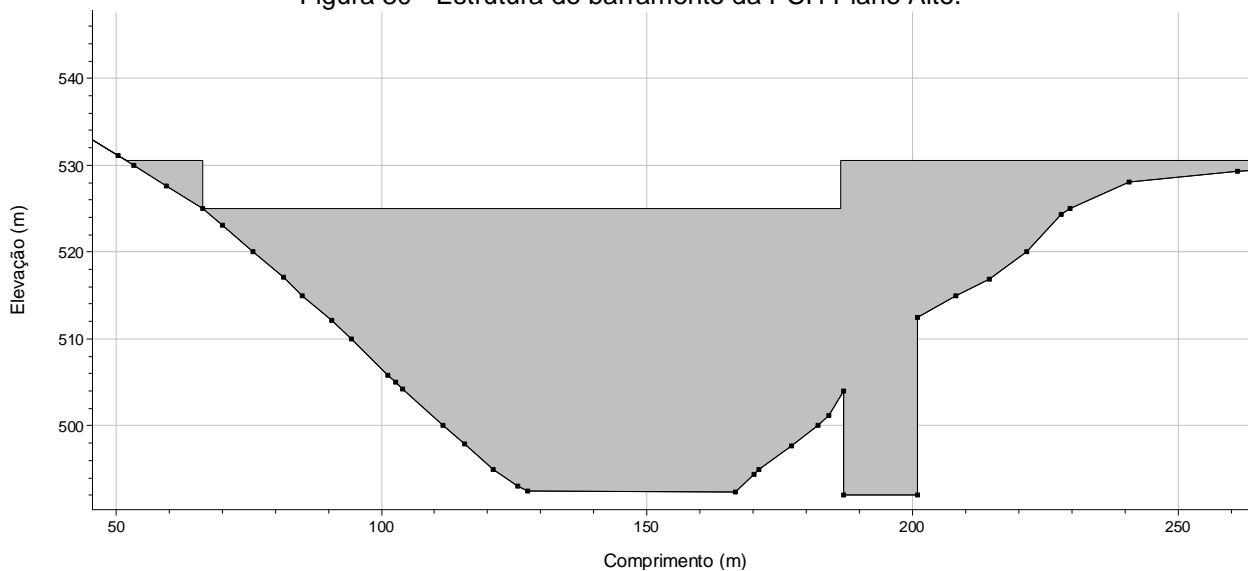
Tabela 10 - Características dos barramentos presentes no modelo.

Identificação	Vertedor de Soleira Livre		Barragem	
	Elevação (m)	Comprimento (m)	Elevação (m)	Material
PCH Plano Alto	525,00	120,00	530,50	Concreto
PCH Xavantina	462,37	110,00	468,50	Terra
PCH Alto Irani	442,00	97,00	449,00	Terra
PCH Arvoredo	367,00	155,00	372,00	Concreto
PCH Rodeio Bonito	322,00	150,00	328,00	Concreto

Fonte: Autor do estudo.

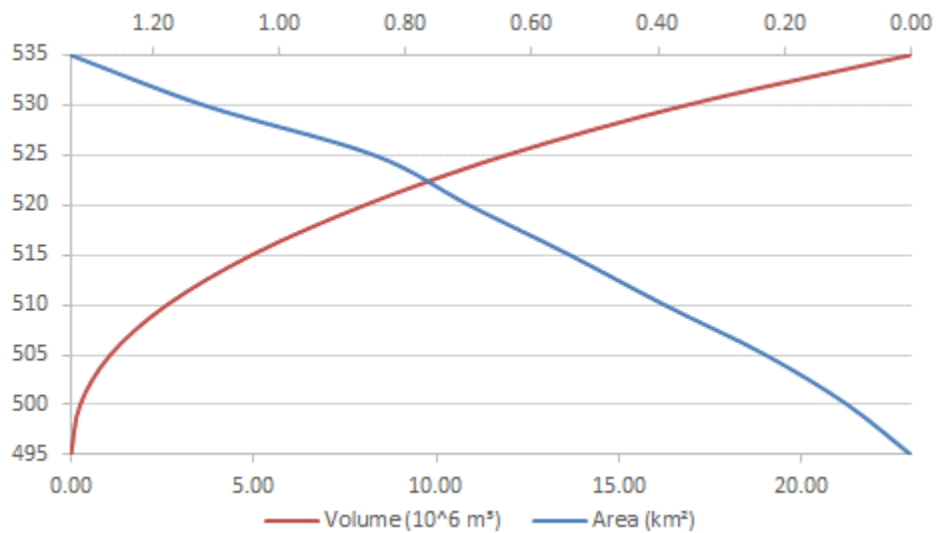
Destes barramentos quatro tiveram suas geometrias inseridas e o barramento mais a jusante foi inserido no modelo apenas com a curva de descarga do vertedor, como explicado no capítulo “3.3.2 Condição de jusante do modelo”. A seguir são apresentadas as estruturas inseridas no HEC-RAS e as informações dos seus respectivos reservatórios (Figura 30 a Figura 37).

Figura 30 - Estrutura do barramento da PCH Plano Alto.



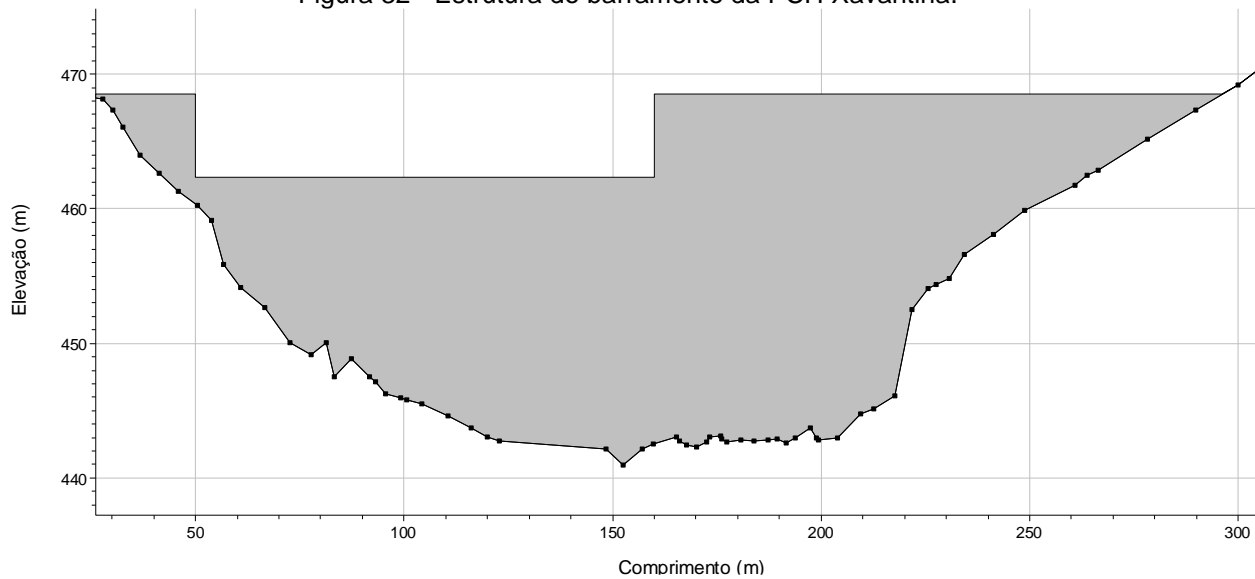
Fonte: Autor do estudo.

Figura 31 - Gráfico cota x área x volume - PCH Plano Alto.



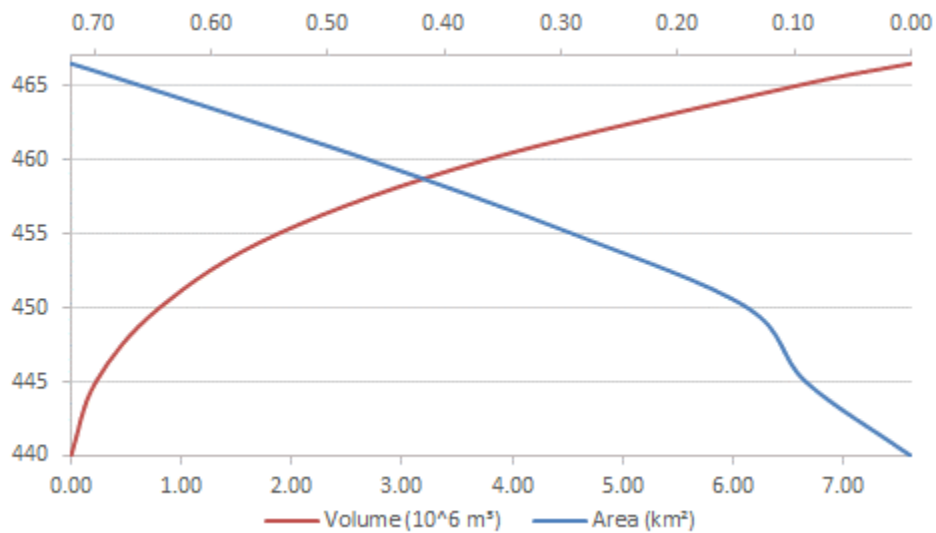
Fonte: Autor do estudo.

Figura 32 - Estrutura do barramento da PCH Xavantina.



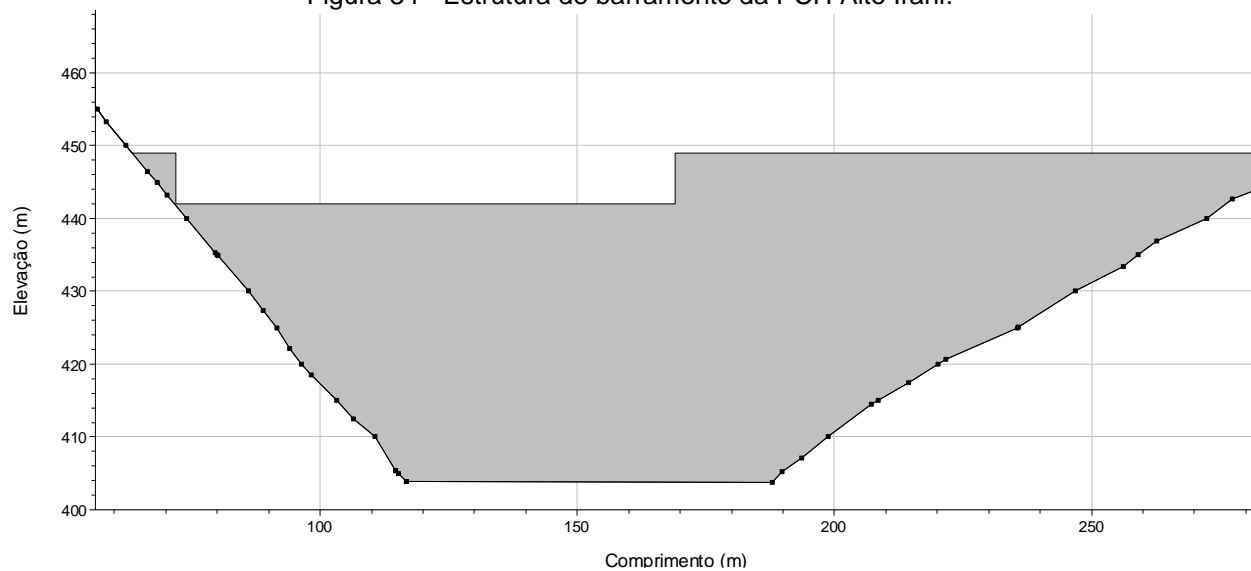
Fonte: Autor do estudo.

Figura 33 - Gráfico cota x área x volume - PCH Xavantina.



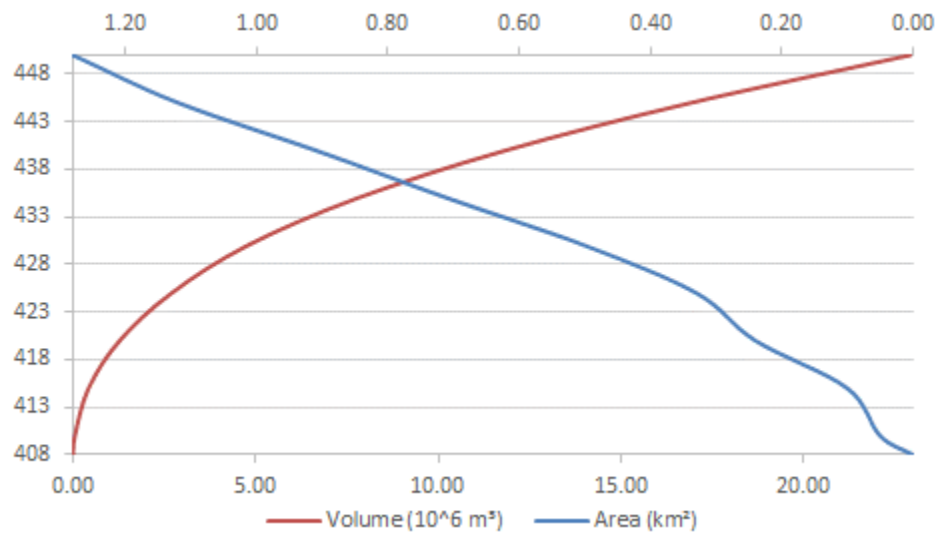
Fonte: Autor do estudo.

Figura 34 - Estrutura do barramento da PCH Alto Irani.



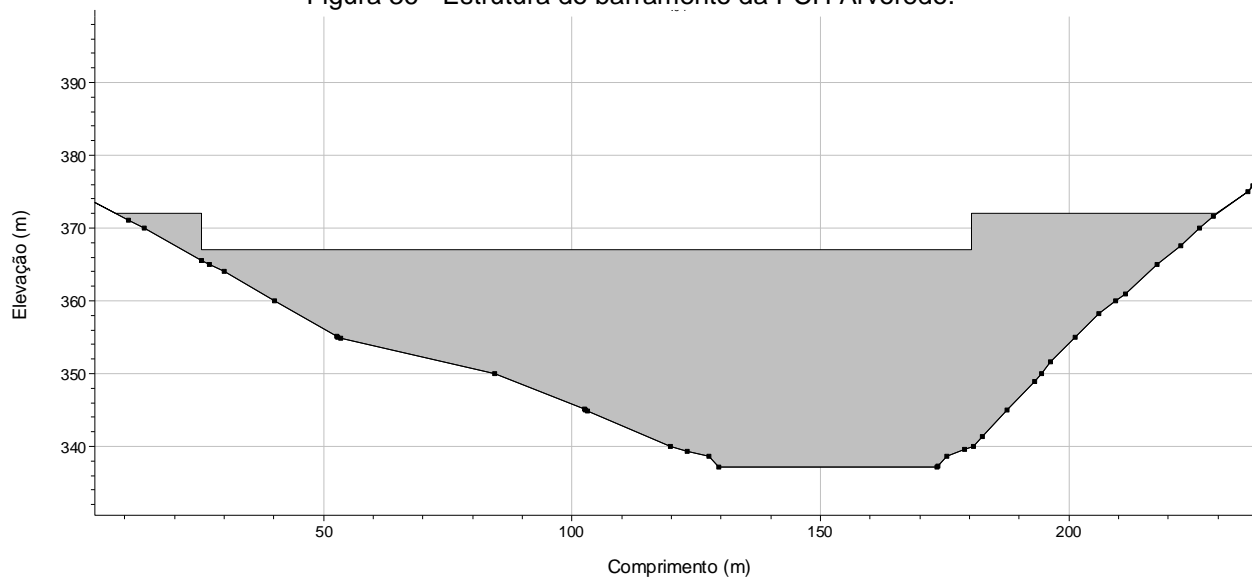
Fonte: Autor do estudo.

Figura 35 - Gráfico cota x área x volume - PCH Alto Irani.



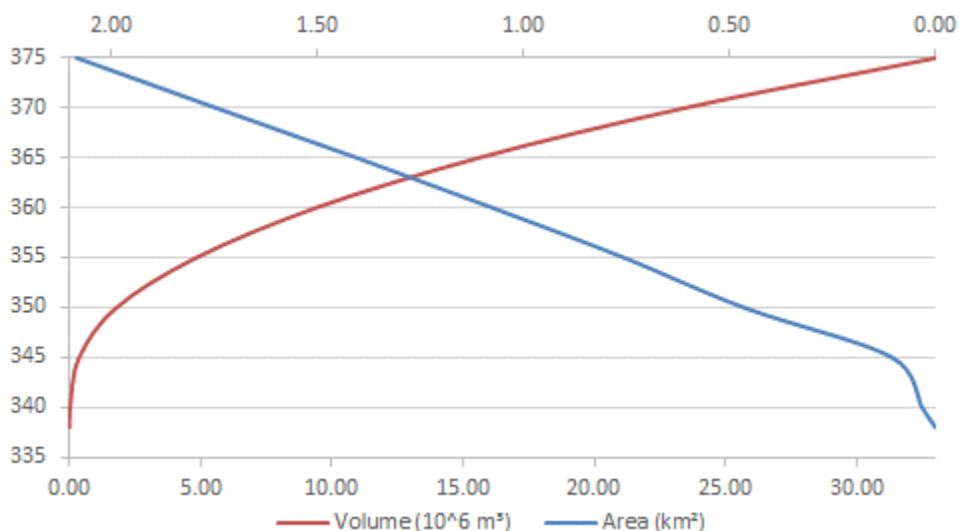
Fonte: Autor do estudo.

Figura 36 - Estrutura do barramento da PCH Arvoredo.



Fonte: Autor do estudo.

Figura 37 - Gráfico cota x área x volume - PCH Arvoredo.



Fonte: Autor do estudo.

### 3.3.5. Planos de rompimento

Foram elaborados planos de rompimento para as três barragens superiores da cascata, PCH Plano Alto, PCH Xavantina e PCH Alto Irani. Para elaboração dos planos os principais parâmetros analisados foram materiais e elevações de cada barramento, apresentados na Tabela 11.

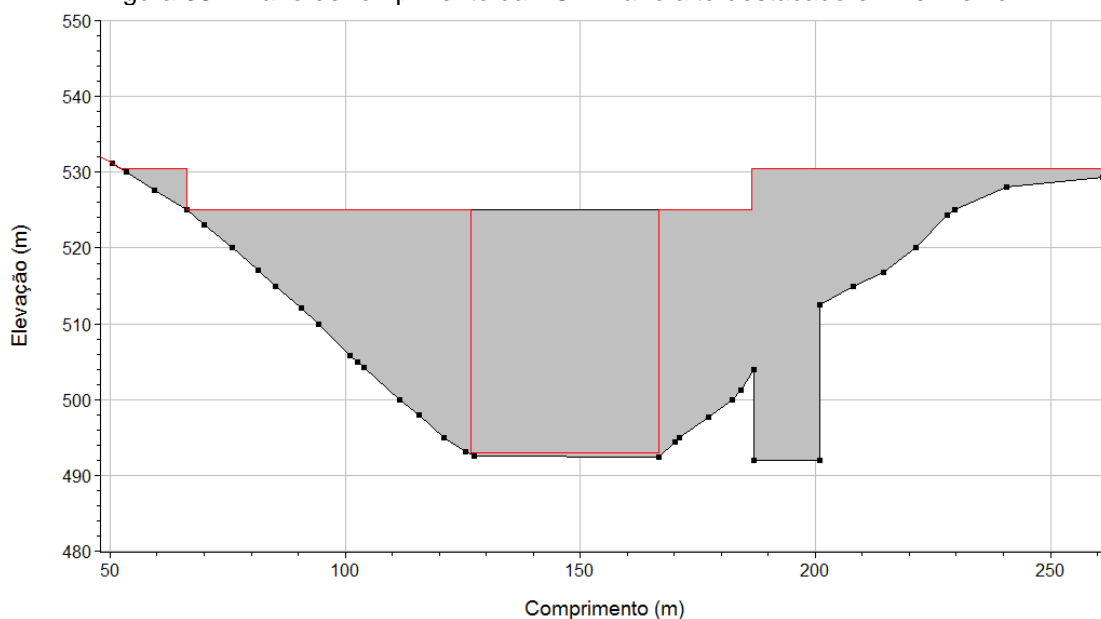
Tabela 11 - Características das barragens com o plano de rompimento elaborado.

Identificação	Barragem	
	Material	Elevação da Barragem (m)
PCH Plano Alto	Concreto	530,50
PCH Xavantina	Terra	468,50
PCH Alto Irani	Terra	449,00

Fonte: Autor do estudo.

Para a PCH Plano Alto, a qual tem seu barramento de concreto, foi considerado o rompimento rápido (6 minutos) de um bloco do vertedor com largura de 40 metros, a Figura 38 apresenta este plano de rompimento destacado em vermelho. O momento do rompimento foi definido no tempo igual a maior sobreelvaç o no vertedor, desta forma para diferentes situações hidrológicas o nível de água no rompimento também será diferente.

Figura 38 - Plano de rompimento da PCH Plano alto destacado em vermelho.

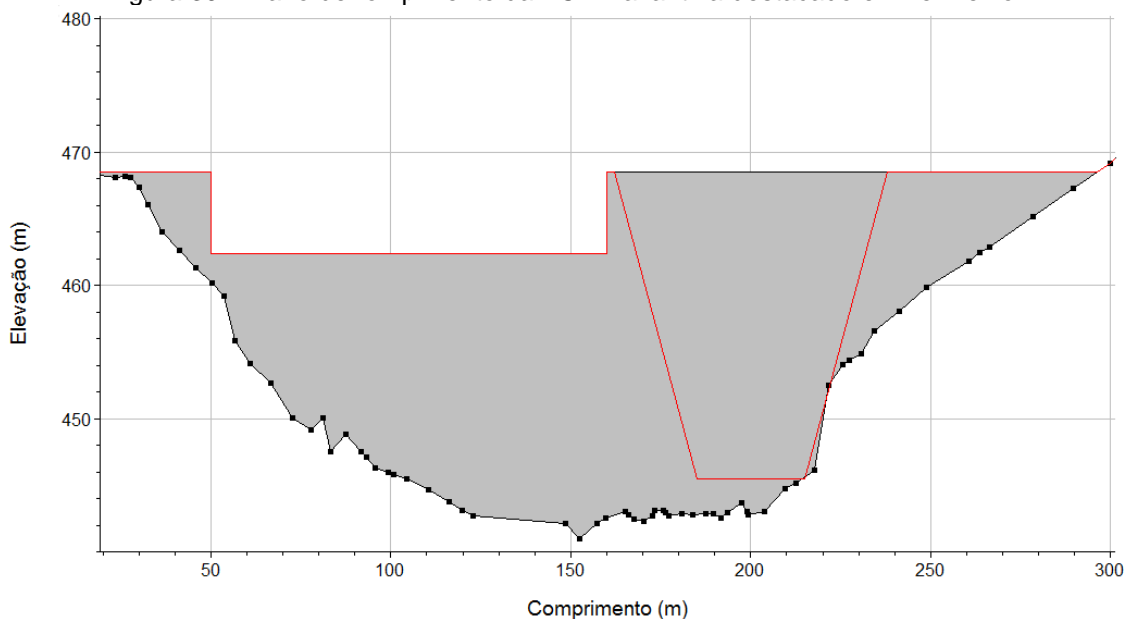


Fonte: Autor do estudo.

Já para as barragens das PCHs Xavantina e Alto Irani, por serem ambas de terra, foi considerado o rompimento por galgamento das estruturas. Em 90 minutos as brechas alcançam sua geometria final com formato trapezoidal, largura de fundo igual a altura máxima do barramento e encostas com  $45^\circ$  de inclinação.

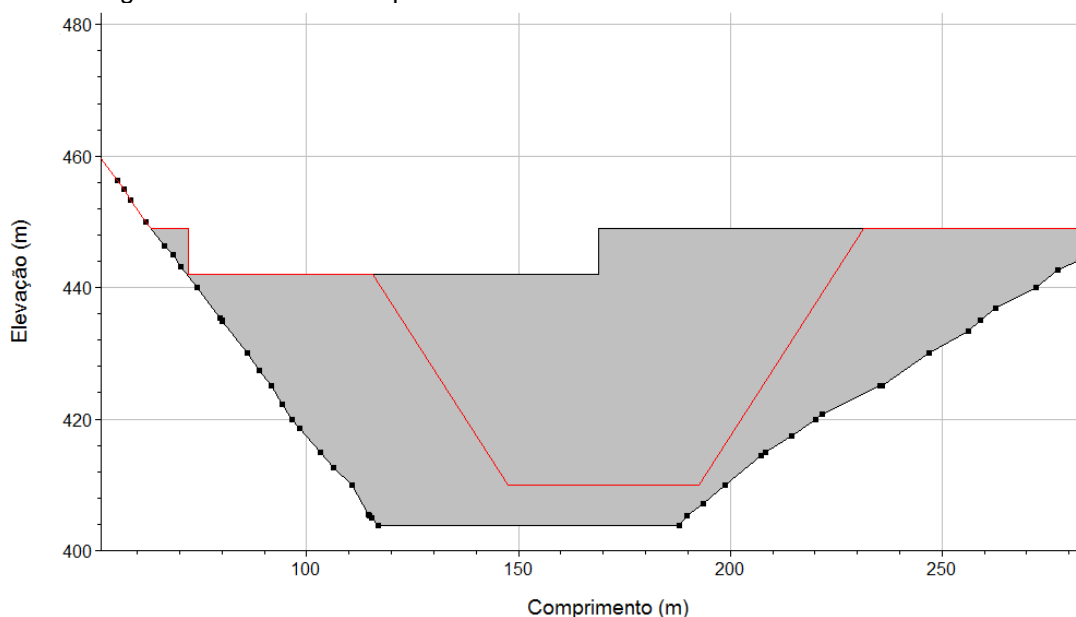
A Figura 39 apresenta o plano de rompimento da PCH Xavantina e a Figura 40 o plano da PCH Alto Irani.

Figura 39 - Plano de rompimento da PCH Xavantina destacado em vermelho.



Fonte: Autor do estudo.

Figura 40 - Plano de rompimento da PCH Alto Irani destacado em vermelho.



Fonte: Autor do estudo.

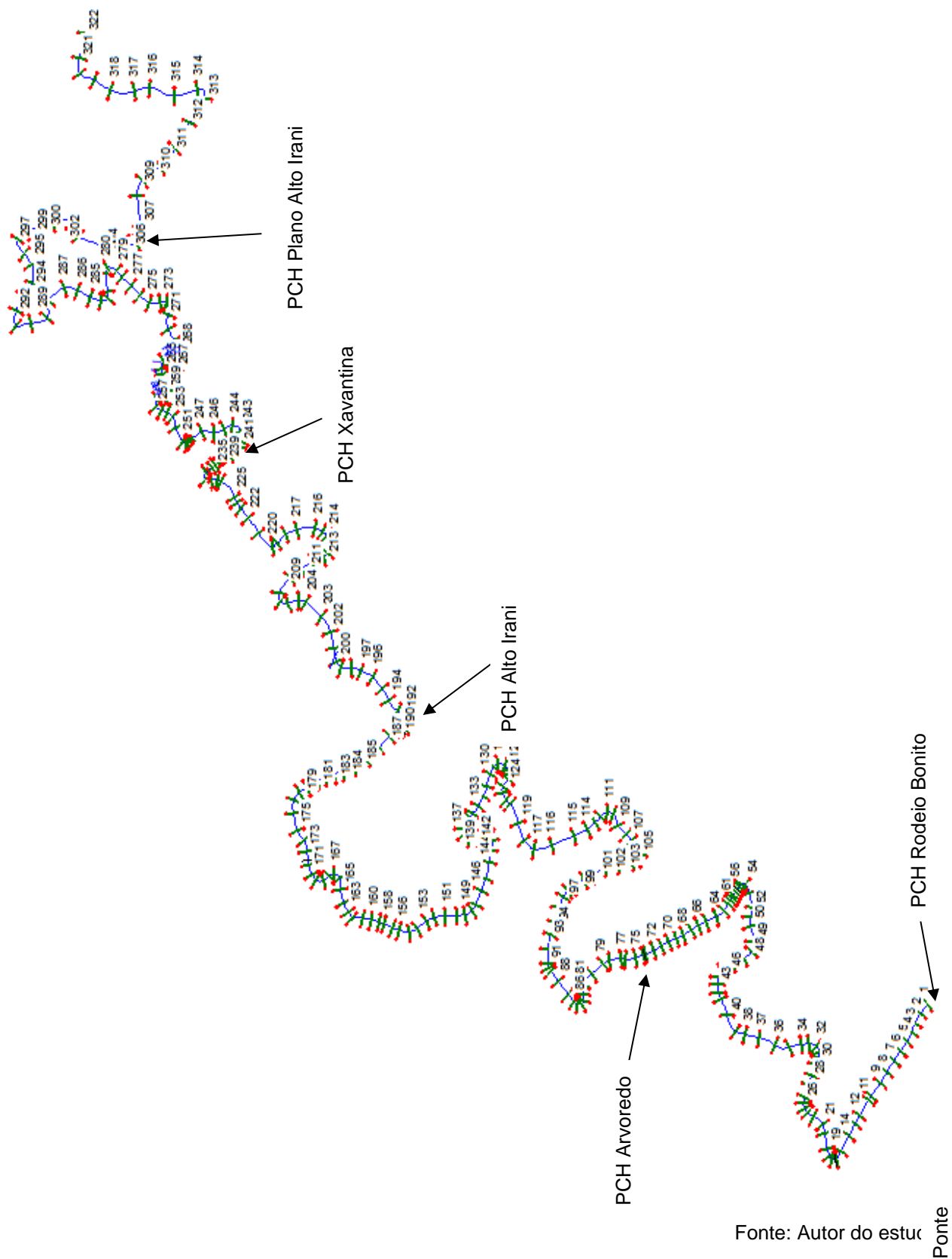
### 3.3.6. Características finais do modelo

O modelo em sua configuração final totalizou 322 seções, dentre as quais 8 eram seções topobatimétricas e o restante foram seções advindas da restituição que tiveram seu fundo calibrado conforme explicado no capítulo “3.3.3 Calibração”.

O ponto mais a jusante do modelo encontra-se no vertedor da PCH Rodeio Bonito e o mais a montante situa-se no final do reservatório da PCH Plano Alto, totalizando 66,85 km.

As figuras a seguir apresentam o modelo inserido no HEC-RAS em planta e o perfil de água no modelo para uma vazão de TR 10 anos, respectivamente. (Figura 41 e Figura 42).

Figura 41 – Configuração final do modelo no HEC-RAS (planta).

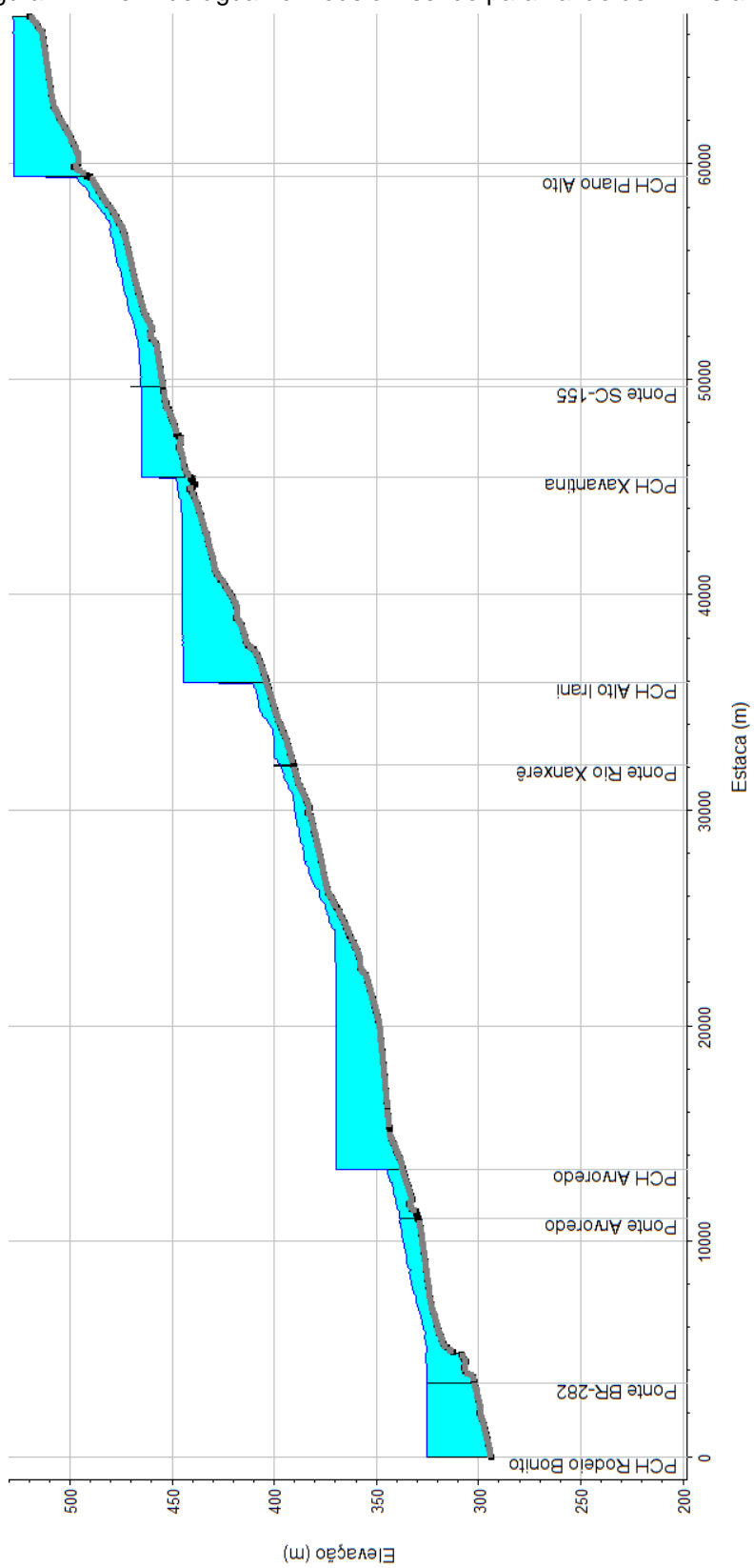


Fonte: Autor do estudo

Ponte



Figura 42 - Perfil de água no modelo inserido para vazão de TR 10 anos.



Fonte: Autor do estudo.

#### 4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Foram considerados três cenários de condições hidrológicas diferentes. O primeiro cenário considerou as vazões de contribuição igual à vazão média de longo termo ( $Q_{mlt}$ ), para o segundo cenário considerou-se vazões com tempo de recorrência de 10 anos e no terceiro cenário foram consideradas vazões com TR 100 anos.

Os cenários foram escolhidos devido à grande variabilidade de vazão entre eles. Para o primeiro cenário busca-se analisar o risco associado ao rompimento da primeira barragem a montante (PCH Plano Alto) em uma situação normal de operação. Já o segundo e terceiro cenário buscam analisar os impactos do rompimento durante situações hidrológicas adversas.

##### 4.1. Cenário 1 - Vazão média de longo termo

Os hidrogramas de contribuição considerados estão apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 - Vazão média de longo termo de cada contribuição do modelo.

PRINCIPAL	PCH Xavantina	PCH Alto Irani	PCH Arvoredo	Rio Xanxerê	PCH Leão	Rio Xaxim
30,0 m³/s	2,6 m³/s	1,2 m³/s	6,2 m³/s	2,1 m³/s	1,0 m³/s	5,4 m³/s

Fonte: Autor do estudo.

Para esta situação a sobrelevação no vertedor da PCH Plano Alto foi de apenas 16 cm, muito abaixo dos 6 metros necessários para atingir a cota de proteção da barragem na EL. 531 m, entretanto foi considerado o rompimento hipotético desta barragem a fim de analisar-se o impacto nas demais estruturas presentes no rio Irani.

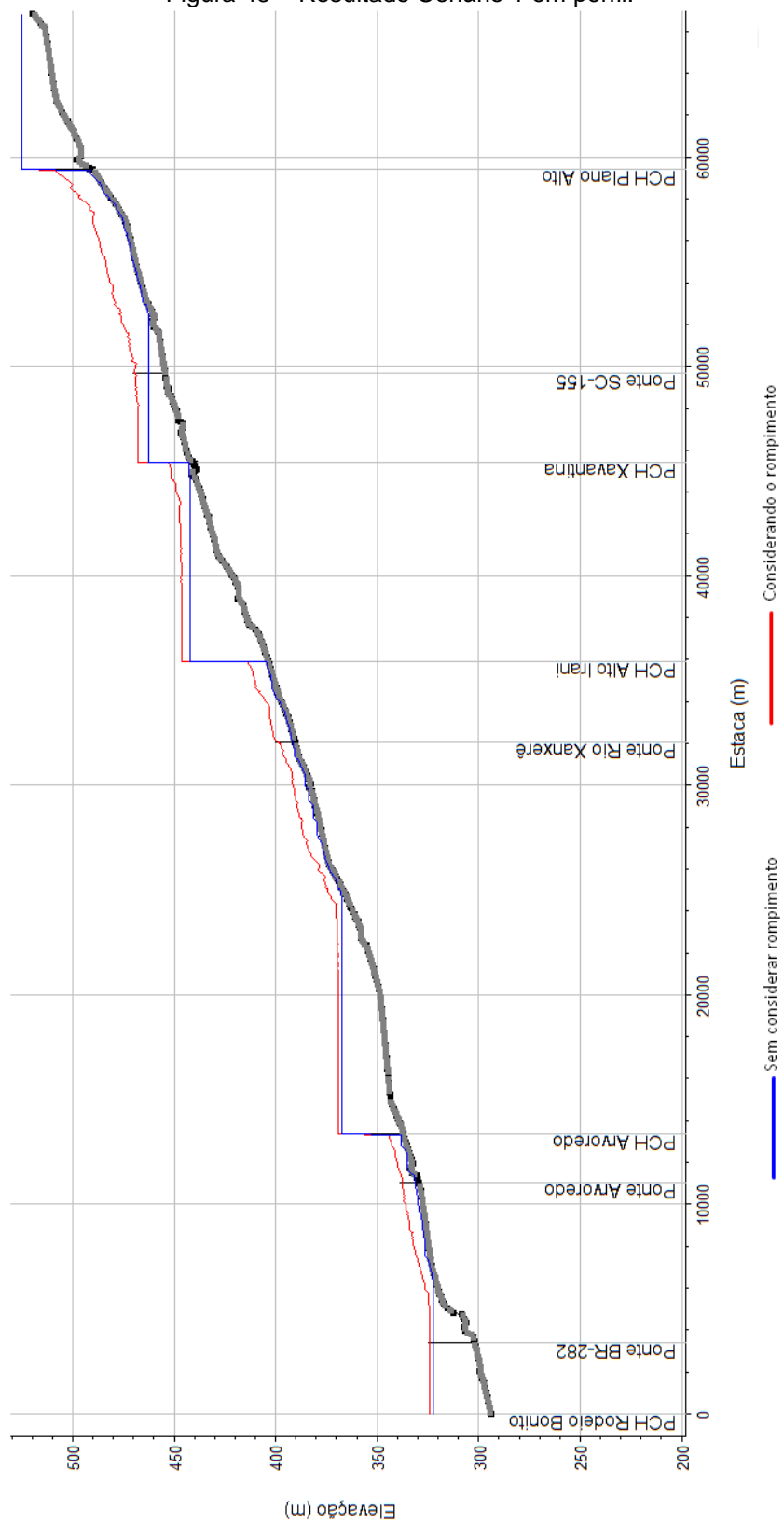
Percebe-se pelos resultados apresentados na Tabela 13 e Figura 43 que a onda de cheia gerada não foi capaz de elevar o nível de água no rio de forma a galgar as barragens a jusante, já que os planos de rompimento destas barragens estavam atrelados ao galgamento das mesmas apenas o rompimento da PCH Plano Alto foi considerado.

Tabela 13 - Nível de água em cada barragem no Cenário 1.

Identificação	Nível da água (m)	Cota de proteção (m)	Rompimento considerado?
PCH Plano Alto	525,23	530,50	SIM
PCH Xavantina	467,64	468,50	NÃO
PCH Alto Irani	446,39	449,00	NÃO
PCH Arvoredo	369,29	372,00	NÃO
PCH Rodeio Bonito	324,27	328,00	NÃO

Fonte: Autor do estudo.

Figura 43 – Resultado Cenário 1 em perfil.

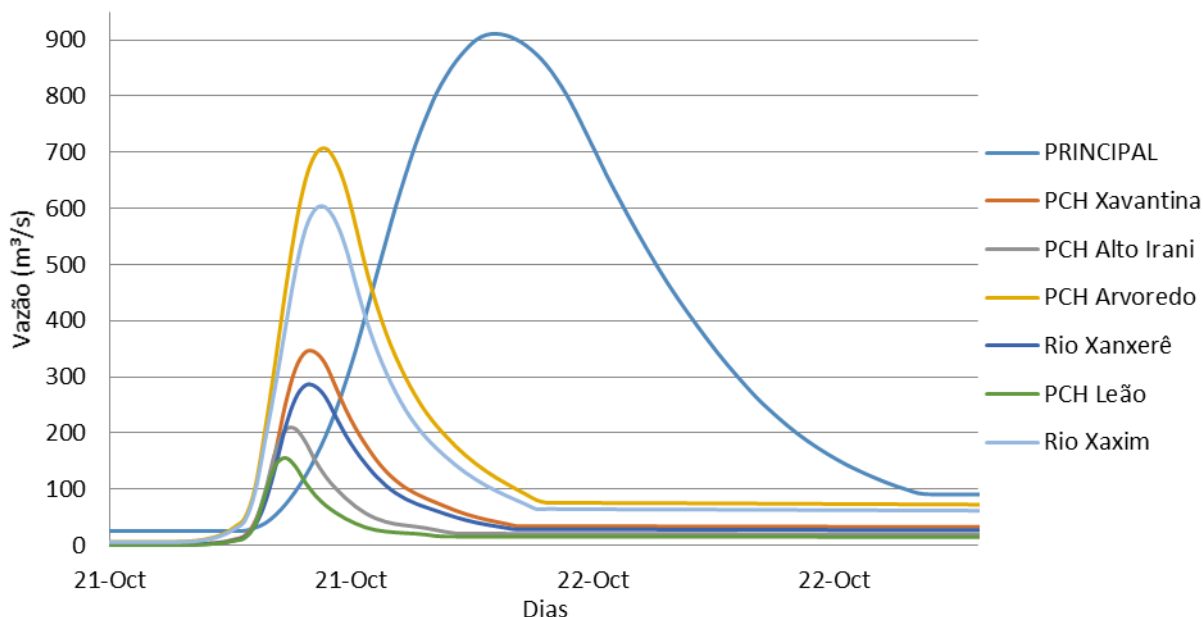


Fonte: Autor do estudo.

#### 4.2. Cenário 2 - Vazão de TR 10 anos

Os hidrogramas inseridos nos pontos de contribuição de vazão estão apresentados na Figura 44.

Figura 44 - Hidrogramas de pico considerados no cenário 2.



Fonte: Autor do estudo.

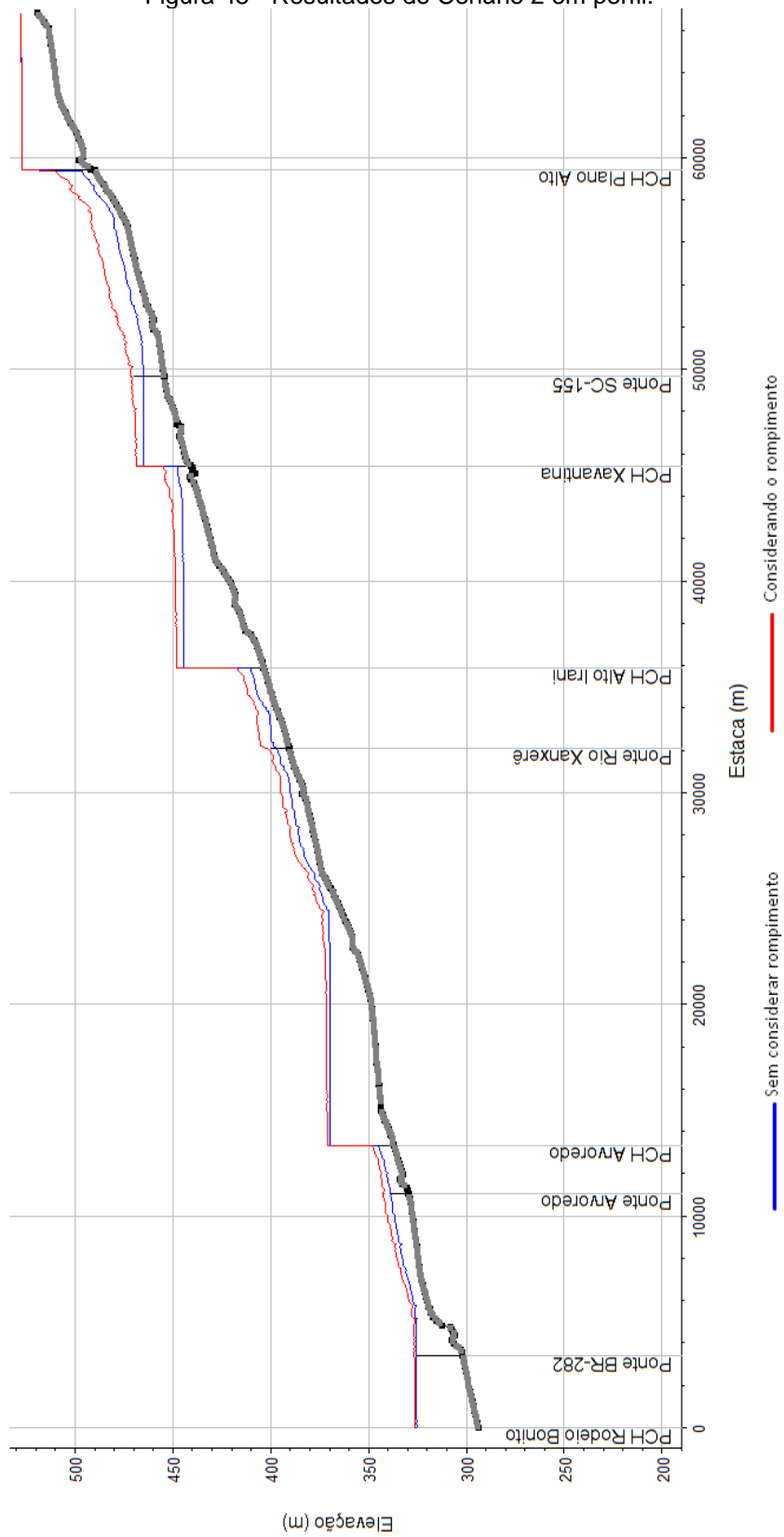
Para esta situação a sobrelevação no vertedor de soleira livre da PCH Plano Alto foi 2,25 m, porém, mesmo que não tenha sido ultrapassada a cota de proteção do barramento, foi considerado o rompimento hipotético da barragem a fim de analisar-se o impacto deste nas estruturas de jusante. Neste cenário a onda de cheia gerada pelo rompimento da PCH Plano Alto foi capaz de galgar a barragem da PCH Xavantina, dando início ao rompimento da mesma. O rompimento deste segundo barramento intensificou a onda de cheia, entretanto nenhuma outra barragem foi galgada pela onda. A Tabela 14 e a Figura 45 apresentam os resultados obtidos na simulação do Cenário 2.

Tabela 14 - Nível de água em cada barragem no Cenário 2.

Identificação	Nível da água (m)	Cota de proteção (m)	Rompimento considerado?
PCH Plano Alto	527,25	530,50	SIM
PCH Xavantina	468,90	468,50	SIM
PCH Alto Irani	448,27	449,00	NÃO
PCH Arvoredo	371,09	372,00	NÃO
PCH Rodeio Bonito	326,21	328,00	NÃO

Fonte: Autor do estudo.

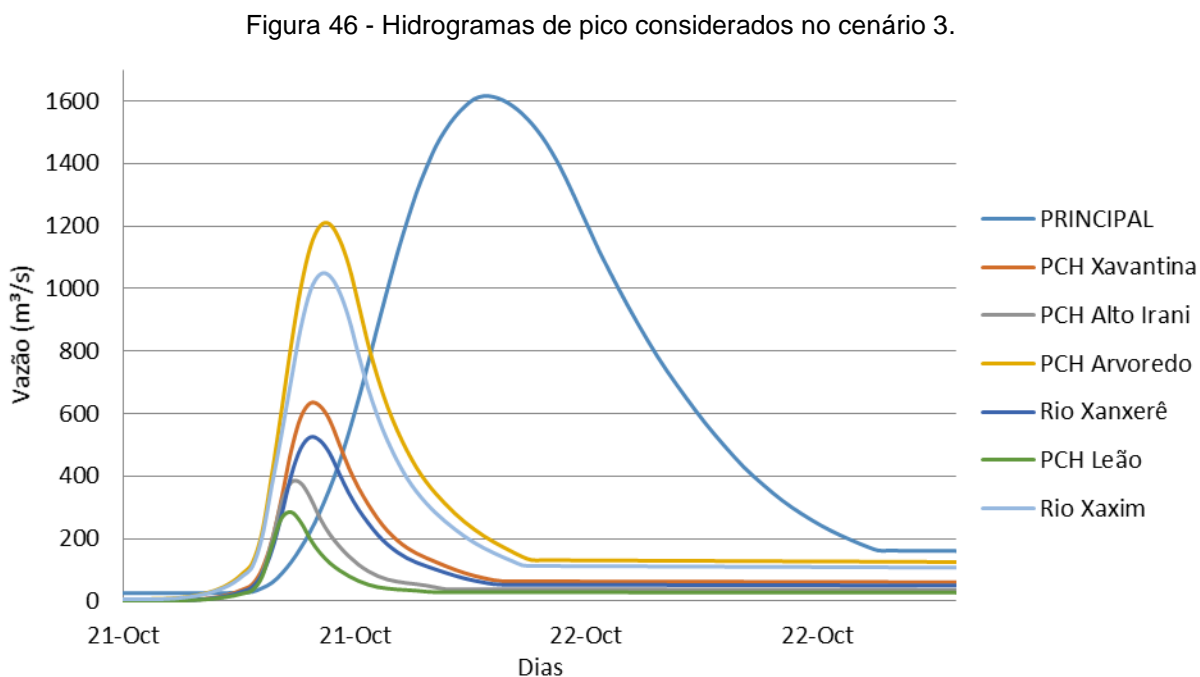
Figura 45 - Resultados do Cenário 2 em perfil.



Fonte: Autor do estudo.

#### 4.3. Cenário 3 - Vazão de TR 100 anos

Os hidrogramas inseridos nos pontos de contribuição de vazão estão apresentados na Figura 46.



Fonte: Autor do estudo.

Para esta situação a sobrelevação no vertedor de soleira livre da PCH Plano Alto foi 3,30 m, insuficiente para atingir a cota de proteção do barramento. Entretanto, da mesma forma que no Cenário 2, foi considerado o rompimento hipotético da barragem a fim de analisar-se o impacto deste nas demais estruturas presentes no rio Irani.

Neste cenário a onda de cheia gerada pelo rompimento da PCH Plano Alto foi capaz de ultrapassar a cota de proteção do barramento da PCH Xavantina o que deu início ao processo de rompimento do mesmo, o rompimento deste segundo barramento intensificou a onda de cheia e, diferentemente do Cenário 2, a onda tornou-se suficientemente grande para sobrelevar o nível de água no rio de forma a galgar o barramento da PCH Alto Irani, dando início ao processo de ruptura desta PCH e gerando uma nova intensificação da onda de cheia. Esta onda de cheia intensificada pelo rompimento das PCH Xavantina e Alto Irani foi capaz também de galgar os outros dois barramentos existentes (PCH Arvoredo e PCH Rodeio Bonito), o que caracteriza uma

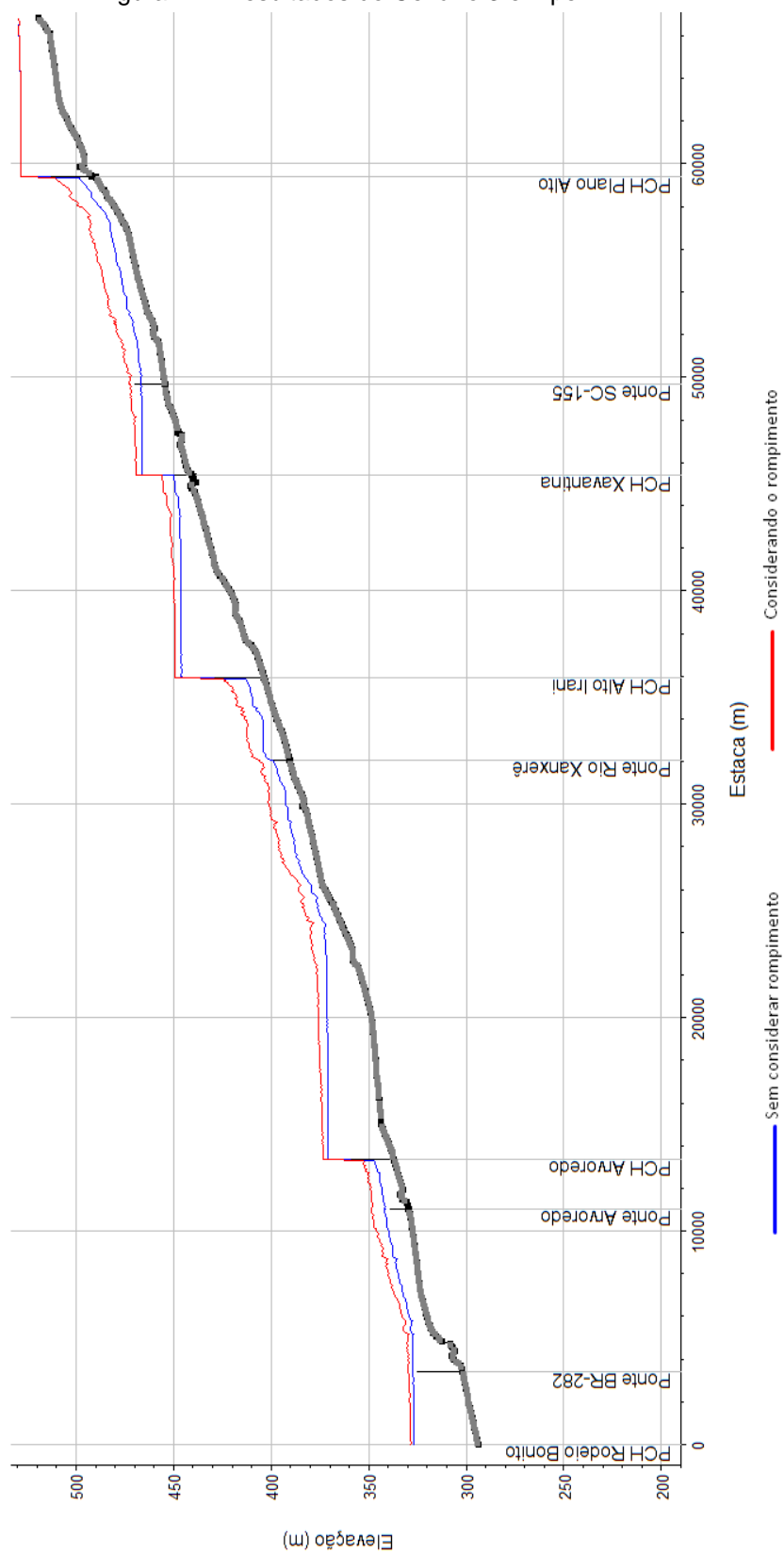
situação de possível instabilidade dessas estruturas. A Tabela 15 e a Figura 47 apresentam os resultados obtidos na simulação do Cenário 3.

Tabela 15 - Nível de água em cada barragem no Cenário 3.

Identificação	Nível da água (m)	Cota de proteção (m)	Rompimento considerado?
PCH Plano Alto	528,30	530,50	SIM
PCH Xavantina	469,39	468,50	SIM
PCH Alto Irani	449,19	449,00	SIM
PCH Arvoredo	373,53	372,00	NÃO
PCH Rodeio Bonito	328,50	328,00	NÃO

Fonte: Autor do estudo.

Figura 47 - Resultados do Cenário 3 em perfil.



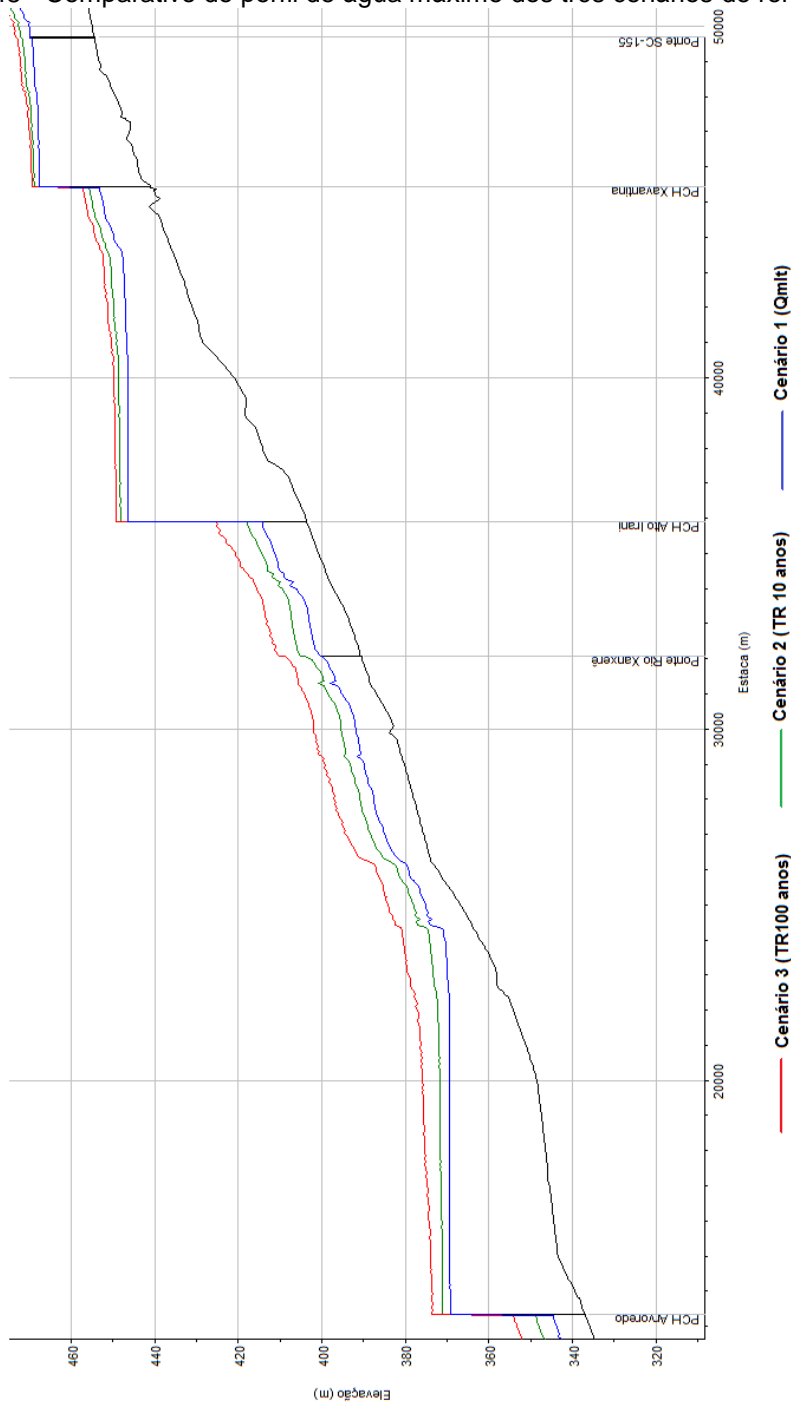
Fonte: Autor do estudo.



#### 4.4. Resultados comparativos dos três cenários

Os resultados de cada cenário também foram comparados para uma análise de consistência dos dados. Era esperado que para os cenários de maior vazão o perfil máximo de água no modelo fosse maior em qualquer uma das seções. Este fato se confirmou, como pode ser observado no perfil (Figura 48).

Figura 48 - Comparativo do perfil de água máximo dos três cenários de rompimento.



Fonte: Autor do estudo.

Também foram analisados os níveis máximos de água em cada barramento para cada simulação. A Tabela 16 apresenta os resultados de nível máximo e a cota de proteção dos barramentos, os resultados em vermelho indicam que houve o galgamento da barragem.

Tabela 16 - Níveis de água em cada simulação com realce vermelho nos casos de galgamento.

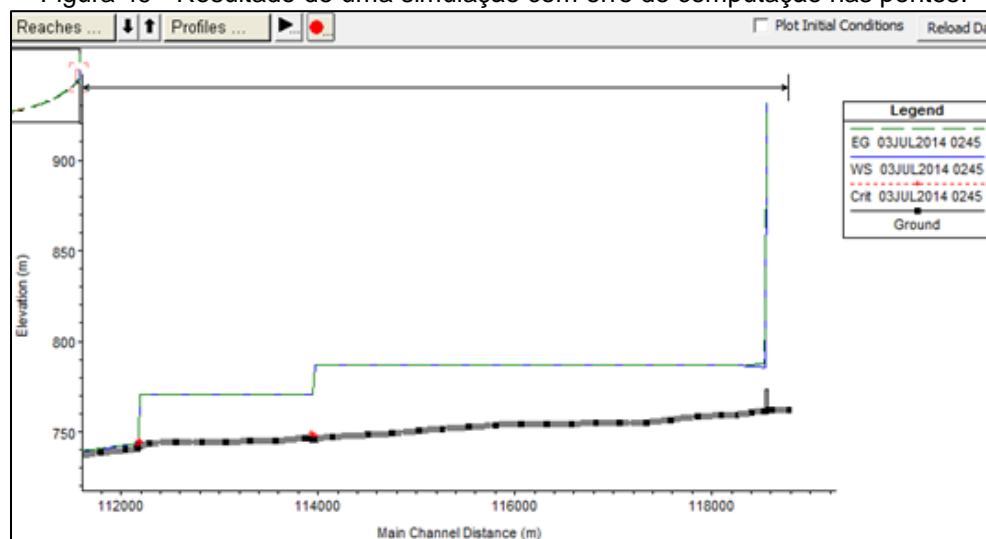
Identificação	Cota de proteção (m)	Nível da água (Cenário 1 - Qmlt) (m)	Nível da água (Cenário 2 - TR10) (m)	Nível da água (Cenário 3 - TR100) (m)
PCH Xavantina	468,50	467,64	468,90	469,39
PCH Alto Irani	449,00	446,39	448,27	449,19
PCH Arvoredo	372,00	369,29	371,09	373,53
PCH Rodeio Bonito	328,00	324,27	326,21	328,50

Fonte: Autor do estudo.

#### 4.5. Influência das pontes

Nas simulações não permanentes do HEC-RAS as pontes podem ser a causa de problemas como instabilidades e resultados irreais. Estes problemas são decorrentes da inserção de parâmetros equivocados nas tabelas de propriedades hidráulicas da ponte. Uma das maneiras de analisar se os resultados obtidos podem ser considerados tangíveis é observar a perda de carga localizada nas pontes, perdas de carga muito elevadas podem ser indícios de um erro na modelagem da ponte. A Figura 49 apresenta um resultado irreal ocasionado por uma ponte mal modelada, fazendo com que a perda de carga na ponte passe de 100 metros de coluna d'água.

Figura 49 - Resultado de uma simulação com erro de computação nas pontes.



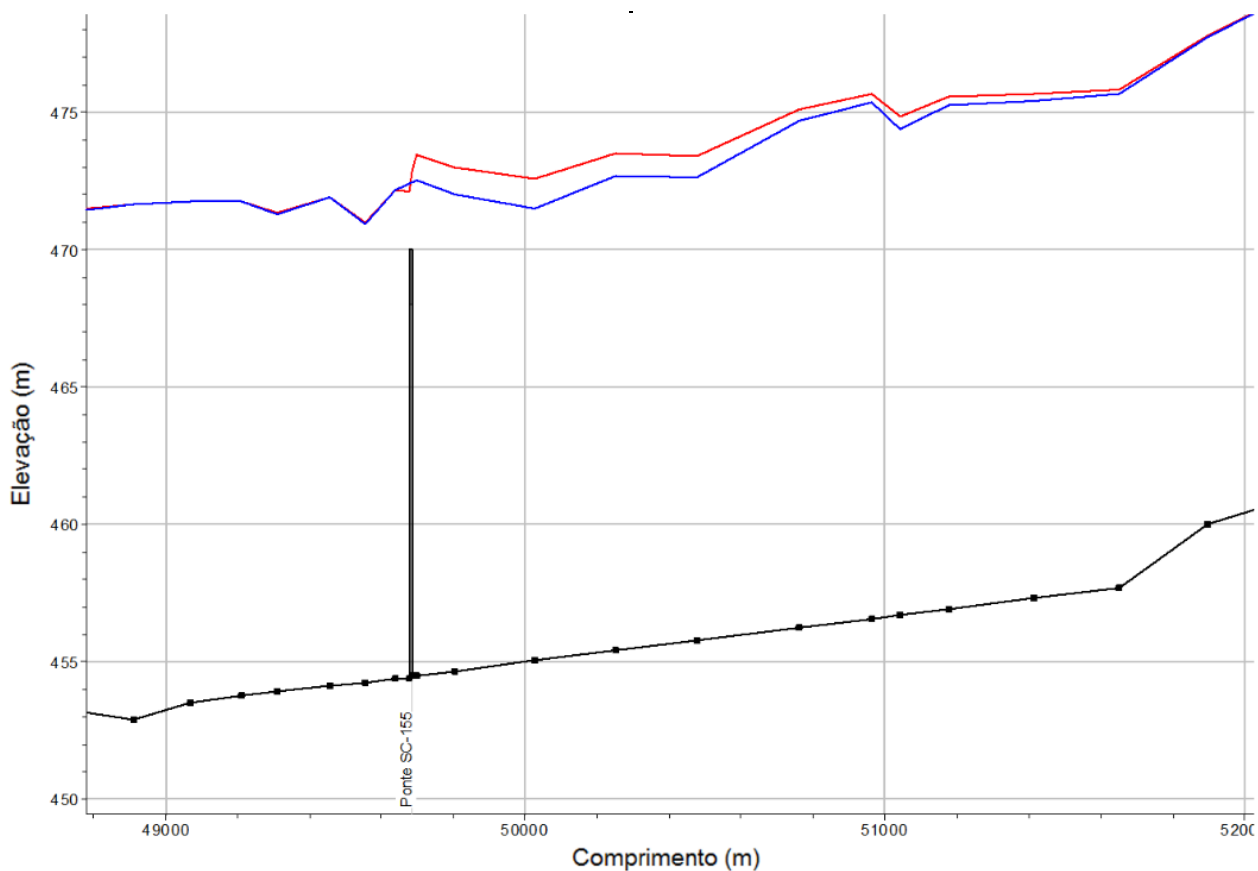
Fonte: GOODELL, 2014.

Além de serem possíveis focos de erros na simulação as pontes também fazem com que o modelo demore mais para computar, qualquer alteração na geometria ou nos parâmetros hidráulicos das pontes levam o programa a ter que recalculas as curvas de descarga nas pontes. Este recálculo, no caso específico deste estudo, mais que dobrava o tempo de computação do modelo.

Desta forma, a fim de analisar a relevância das pontes para o modelo, frente a problemática de inseri-las, foram realizadas simulações para diferentes vazões de pico (TR10 e TR100 anos) e simulado o rompimento em cascata das PCHs Plano Alto e Xavantina.

A imagem abaixo (Figura 50) exemplifica os resultados das simulações na ponte da SC-155 e a Tabela 17 apresenta os resultados compilados das diferenças de níveis nas simulações com e sem pontes.

Figura 50 - Comparação entre os perfis de água com ponte (vermelho) e sem ponte (azul). Na localização da ponte da SC-155 (TR 100 anos).



Fonte: Autor do estudo.

Tabela 17 - Compilação dos resultados das simulações com e sem pontes.

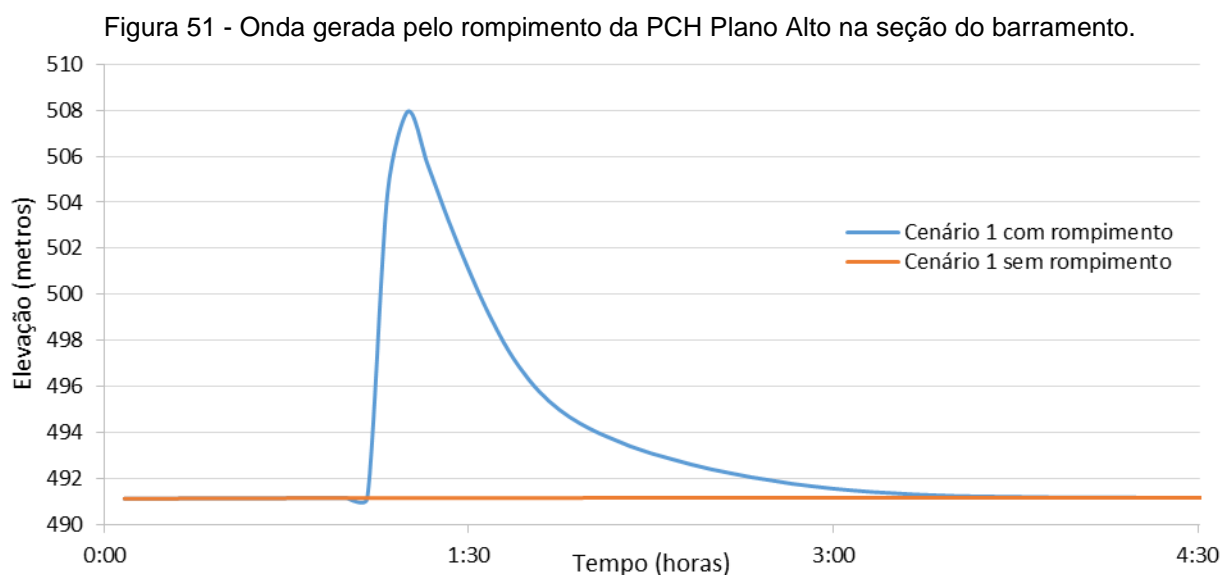
ID	SIMULAÇÃO	NA (m)	
		TR10	TR100
Ponte SC-155	Sem ponte	471,49	472,54
	Com ponte	472,4	473,48
Ponte Rio Xanxerê	Sem ponte	402,13	403,39
	Com ponte	405,66	407,2
Ponte de Arvoredo	Sem ponte	342,73	344,36
	Com ponte	342,67	344,25
Ponte BR-283	Sem ponte	326,71	327,64
	Com ponte	326,59	327,59

Fonte: Autor do estudo.

#### 4.6. Amortização da onda de cheia

O cenário 1 foi o escolhido para a análise da amortização da onda de cheia. A escolha baseou-se no fato de ter sido considerado apenas o rompimento de uma barragem, o que facilita a análise de amortecimento da onda.

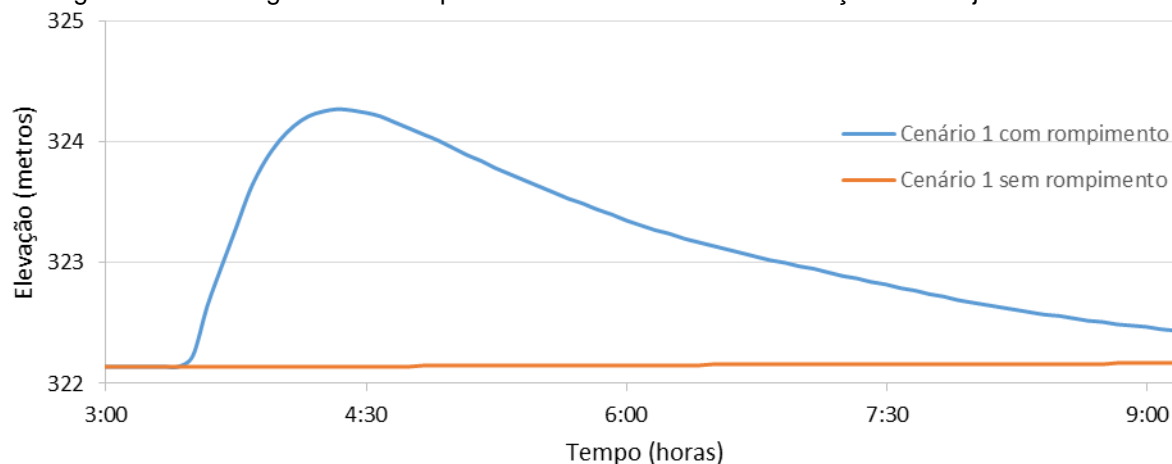
No momento do rompimento da barragem da PCH Plano Alto o pico da onda chegou a 16,8 metros de altura com uma hora e quinze minutos de simulação. A Figura 51 apresenta a onda de cheia gerada na seção do rompimento.



Fonte: Autor do estudo.

Já na última seção do modelo, localizada no vertedor da PCH Rodeio Bonito, o pico da onda aconteceu com quatro horas e quinze minutos de simulação, entretanto a altura do pico da onda foi de apenas 2 metros. A Figura 52 apresenta a onda de cheia na última seção do modelo.

Figura 52 – Onda gerada no rompimento da PCH Plano Alto na seção mais a jusante do modelo.



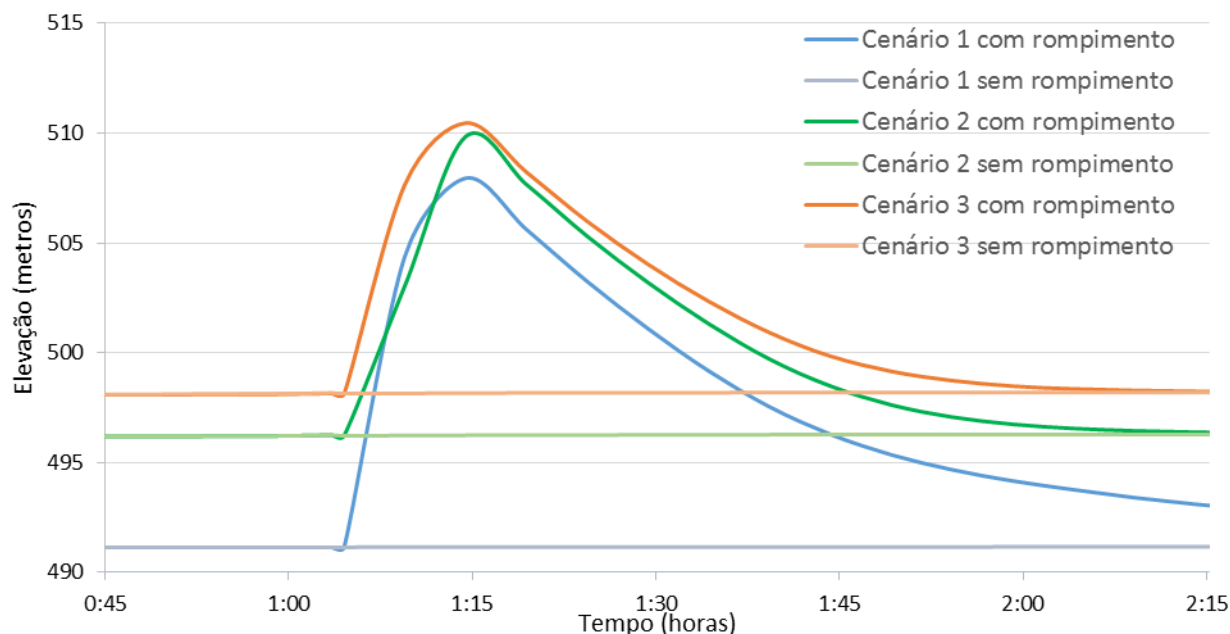
Fonte: Autor do estudo.

Ao longo dos 66,85 km do modelo a onda inicial teve seu pico diminuído em 15 metros, entretanto o período de influência da onda aumentou cerca de 4 horas.

#### 4.7. Efeitos do rompimento de uma barragem considerando diferentes cenários hidrológicos

Dos três cenários analisados a maior área inundada ocorreu com os hidrogramas de pico para uma condição de tempo de recorrência de 100 anos, o que era esperado. Entretanto ao analisar as ondas geradas pelo rompimento percebe-se que com vazões mais baixas o tamanho relativo da onda é maior. A Figura 53 apresenta a diferença nas amplitudes das ondas e a Tabela 18 mostra o potencial de sobrelevação do nível de água natural para cada onda.

Figura 53 - Comparativo entre as ondas geradas na primeira seção após a PCH Plano Alto.



Fonte: Autor do estudo.

Tabela 18 - Potencial de sobrelevação do nível de água em cada cenário.

Identificação	Nível de água		$\Delta$ (m)
	Com rompimento (m)	Sem rompimento (m)	
Cenário 1 (Qmlt)	508,0	491,2	16,8
Cenário 2 (TR10)	509,9	496,3	13,6
Cenário 3 (TR100)	510,5	498,2	12,3

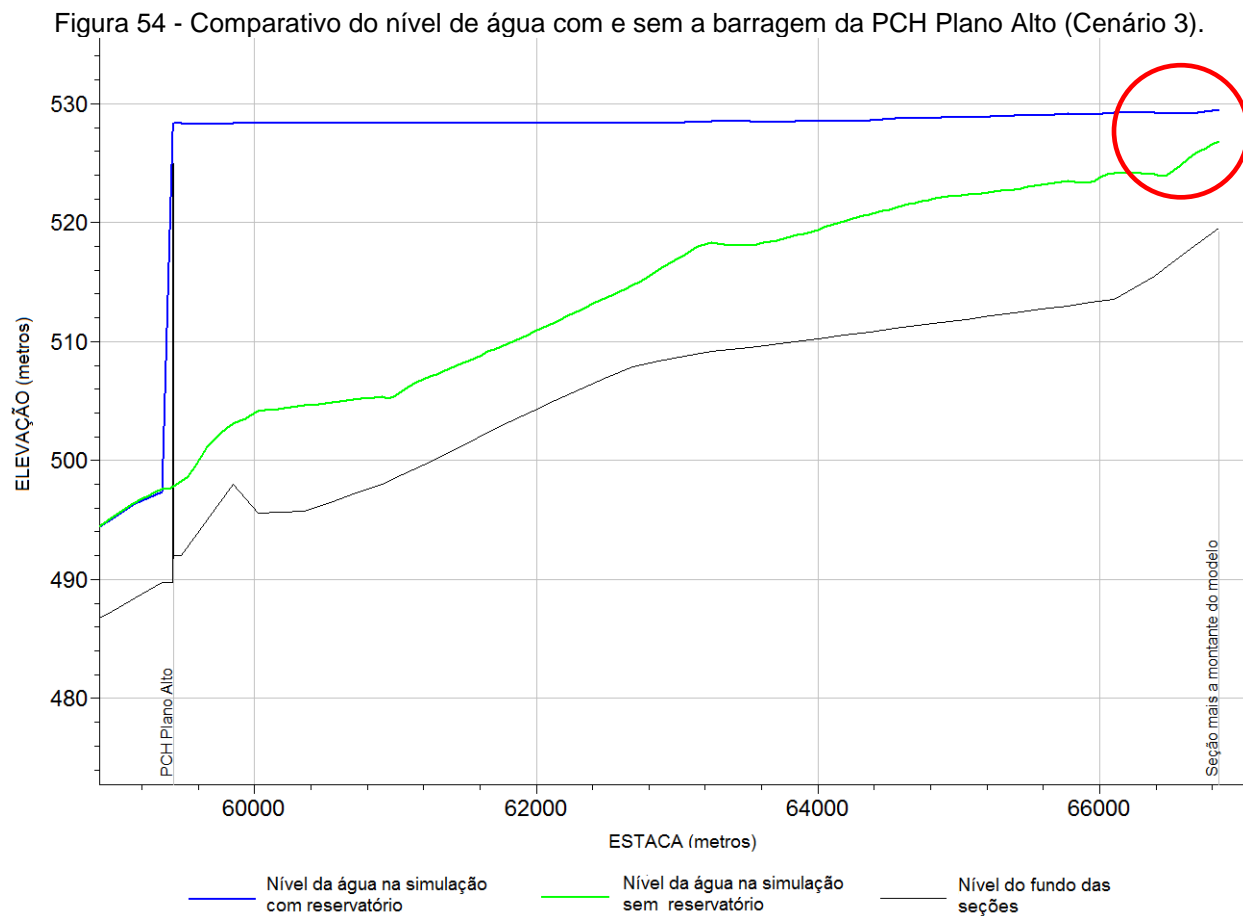
Fonte: Autor do estudo.

No cenário 1 - com a vazão de longo termo - existem pontos em que o nível de água sobreleva-se quase 17 metros em menos de 15 minutos, gerando um novo fator de risco, pois esta onda pode atingir uma população desprevenida, enquanto em uma situação de chuva extrema a população e os órgãos competentes já estarão em alerta, facilitando o processo de evacuação das áreas a serem afetadas.

#### 4.8. Resultado inesperado – Fim do Reservatório

O fim de um reservatório é caracterizado na seção em que o nível de água na condição natural é igual ao nível de água na condição com o barramento. Na Figura 54 percebe-se que no modelo hidrodinâmico elaborado o reservatório da PCH Plano Alto não está completamente representado, pois ainda resta uma diferença de nível de 2,7 metros entre as simulações com e sem o barramento do cenário 3. Isto pode gerar uma

minoração da onda de cheia, uma vez que o volume do reservatório não foi completamente considerado.



Fonte: Autor do estudo.

Recomenda-se que em um estudo futuro o modelo seja estendido, de maneira a contemplar a totalidade do reservatório na situação hidrológica mais extrema a ser estudada.

## 5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Neste trabalho analisou-se a influência do rompimento hipotético da PCH Plano Alto nas demais estruturas de barramento existentes no rio Irani. No trecho da cascata analisado existem hoje 5 PCHs em operação, sendo a Plano Alto a PCH a montante.

Analisando o modelo para a vazão média de longo termo (cenário 1) pôde-se observar o fenômeno de amortização da onda de cheia decorrente do rompimento da barragem de Plano Alto. A onda teve seu pico inicial reduzido em 88% ao longo dos 66,85 km de extensão do modelo. Acredita-se que este fenômeno teve seu efeito potencializado pela existência de quatro reservatórios artificiais ao longo do eixo considerado.

As diferenças de níveis geradas pelas pontes chegaram a quatro metros para a Ponte SC-155 e um metro na Ponte do Rio Xanxerê durante a simulação com condições hidrológicas de TR100 anos (cenário 3). Visto o efeito no nível de água gerado pela existência das pontes e considerando que as pontes são, normalmente, conexões locais entre regiões povoadas, foi prudente considerar a existência das mesmas nas simulações dos três cenários analisados. Esta conclusão deve-se ao fato de que estudos de rompimento estão normalmente vinculados com a avaliação do risco à vida e ao patrimônio da população a jusante e desconsiderar as sobrelevações geradas pelas pontes pode levar à subestimação dos riscos.

Através das simulações realizadas fica claro que o rompimento da barragem Plano Alto pode gerar instabilidades nas barragens a jusante, principalmente em cenários hidrológicos desfavoráveis. Por mais que as PCHs do rio Irani estejam protegidas para condições naturais com recorrência de até 1000 anos, o rompimento da PCH Plano Alto durante um evento de TR100 anos pode resultar no colapso sucessivo dos outros 4 barramentos da cascata do rio, uma vez que as simulações indicam que a cota de proteção de todas as barragens seriam extrapoladas neste cenário.

Os resultados do estudo são claros com relação à influência da PCH Plano Alto nas demais estruturas existentes no rio Irani. Desta forma considera-se de extrema importância a elaboração de um Plano de Segurança Integrado que analise o efeito do rompimento de cada barramento sobre os demais barramentos existentes na cascata do rio. Para elaboração deste Plano de Segurança Integrado é de suma importância que sejam levados em consideração os aprendizados obtidos no presente trabalho.



Ao longo dos 66,85 km do modelo hidrodinâmico existiam 27 níveis de água aferidos com vazões até 37 m<sup>3</sup>/s, desta forma o modelo foi calibrado para uma vazão próxima à média de longo termo. Entretanto a vazão de pico no Cenário 3 é cerca de 1600 m<sup>3</sup>/s, muito distante da vazão média para qual o modelo hidrodinâmico do rio foi calibrado. Recomenda-se, então, novas campanhas de medição dos níveis de água para vazões maiores e a instalação de réguas linimétricas nas regiões de interesse, para desta forma calibrar o modelo através de um maior intervalo de vazões.

## REFERÊNCIAS

- ABRIL. Página web compilada. Disponível em: <http://www.abril.com.br/noticias/fotos/barragem-algodoes-rompimento-piaui/?ft=barragem-algodoes-04g.jpg>. Acesso em 10 de julho de 2016
- ALVES, Rogério. Fotos para TV Senado. Página web compilada. Disponível em: <https://www.flickr.com/photos/agenciasenado/22828956680/>. Acesso em 10 de julho de 2016.
- ANA – AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS. Conjuntura dos Recursos Hídricos no Brasil 2012. Brasília – DF, 2012.
- ANA – AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS. Conjuntura dos Recursos Hídricos no Brasil 2013. Brasília – DF, 2013.
- ANA – AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS. Relatório de Segurança de Barragens 2015. Brasília – DF, 2015.
- 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. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos). Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2008.
- BARBOSA, N. P.; MENDONÇA, A. V.; SANTOS, C. A. G.; LIRA, B. B. Barragem de Camará. João Pessoa: Universidade Federal da Paraíba. Centro de Tecnologia, 2004.
- BIANCHIN, Jonas. PCH Alto Irani, no rio Irani (2009). Disponível em: <http://www.panoramio.com/photo/22934248?source=wapi&referrer=kh.google.com>. Acesso 15 de agosto de 2016.
- BRASIL. Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. Política nacional de segurança de barragens. Brasília, 2010.
- BRUNNER, G. Using HEC-RAS for Dam Break Studies, TD-39. U.S. Army Corps of Engineers. Davis, CA, 2014.
- CARVALHO, Rubens. PCH Arvoredo (2011). Disponível em: <http://www.panoramio.com/photo/58486176?source=wapi&referrer=kh.google.com>. Acesso 15 de agosto de 2016.
- CBDB, Comitê Brasileiro de Grandes Barragens. Barragens do Brasil. São Paulo: Técnica Ltda., 1982.

CBDB, Comitê Brasileiro de Grandes Barragens. Barragens do Brasil. Guia básico de segurança de barragens. Rio de Janeiro 2011 – Cinquenta anos do comitê Brasileiro de Barragens (A história das Barragens no Brasil).

CREA-PI. Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do Piauí. Página web compilada. Disponível em: <http://www.crea-pi.org.br/noticias/ler/224>. Acesso em 10 de julho de 2016.

COSTA, J. E., Floods from Dam Failures. U.S. Department of the Interior, Geological Survey, Denver, CO, 1985.

Fread, D. L. NWS FLDWAV model: The replacement of DAMBRK for dam-break flood prediction. Kansas Citi, MO, 1993.

GARCEZ, Lucas Nogueira. Construções Hidráulicas. São Paulo: Edgar Blücher, 1962.

GOODELL, Chris. Week–HTAB Headwater Maximum for Bridges (2014). HecRasModel página web compilada. Disponível em: <http://hecrasmodel.blogspot.com.br/2014/07/tuesday-tip-of-weekhtab-headwater.html>.

Acesso 20 de agosto de 2016.

HULSING, Harry. Measurement of peak discharge at dams by indirect methods: U.S. Geological Survey Techniques of Water-Resources Investigations. 2. ed. Washington, D.C: U.S. Government, 1968.

ICOLD, 2007 - An educational book that explains how dams help to manage the world's water. International Commission on Large Dams, Paris, 2007.

JANSEN, Robert B. - Dams and public safety. U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation. U.S. G.P.O., 1983.

JARRETT, R. D. Hydraulics of High-Gradient Stream. ASCE, Journal of Hydraulics, 1984.

NASA. Página web compilada. Disponível em: <http://earthobservatory.nasa.gov/IOTD/view.php?id=86990>. Acesso em 10 de julho de 2016.

NOVAK, P., MOFFAT, A.I.B., NALLURI, C., NARAYANAN, R. Hydraulic Structures 1ª edição, CRC Press, 1990.

PORTO, R. M. Hidráulica Básica 4ª edição. EESC-USP. São Carlos, SP, 2006.

SINGH, V.P. Dam break modelling technology. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, 1996.

UOL. Página web compilada. Disponível em: <http://noticias.uol.com.br/cotidiano/ultimas-noticias/2015/11/06/o-que-se-sabe-sobre-o-rompimento-das-barragens-em-mariana-mg.htm>. Acesso em 10 de julho de 2016.

VISHER, D.L e HAGER, W.H. Dam Hydraulics. 1ª edição, ETH-Zentrum, Zürich. Switerland, 1997.

PERINI, D. S. Estudo dos processos envolvidos na análise de rompimento de barragens de terra. Dissertação de mestrado em geotecnia. Universidade de Brasília. Brasília, 2009.

POWLEDGEM, G. R.; Ralston, D.C., Chen, Y.H., Clopper, P. E.; Temple, D. Mechanics of overflow erosion on embankments. II: Hydraulic and Design Considerations. ASCE, Journal of Hydraulic Engineering, vol 115. (1988).

SETA ENGENHARIA (2009). Página web compilada. Disponível em: [http://setaengenharia.com.br/web-files/uploads/up\\_obras/fotos\\_extra/8b5cda6b23728148d14b494223fad0e6.JPG](http://setaengenharia.com.br/web-files/uploads/up_obras/fotos_extra/8b5cda6b23728148d14b494223fad0e6.JPG). Acesso 15 de agosto de 2016.