

ANÁLISE DE CENÁRIOS – PRODUTO NOVEMBRO

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DAS USINAS HIDRELÉTRICAS DO COMPLEXO ENERGÉTICO CERAN NA DINÂMICA DAS CHEIAS DO RIO TAQUARI-ANTAS**

PROJETO TAQUARI-ANTAS

## **1. Usinas Hidrelétricas do Complexo Energético Rio das Antas (CERAN)**

- 1.1. Aspectos construtivos e características
- 1.2. Regra de operação das usinas
- 1.3. Simulação das barragens em eventos de projeto
- 1.4. Simulação das barragens em eventos ocorridos na bacia
  - 1.4.1. Simulação das barragens com resolução numérica da equação de continuidade concentrada e dados de afluência observados
  - 1.4.2. Simulação das barragens com resolução numérica da equação de continuidade concentrada acoplada ao modelo hidrológico MGB-IPH
  - 1.4.3. Simulação das barragens com modelagem hidrodinâmica
- 1.5. Considerações finais

### Anexos

Anexo I. Modelo hidrológico MGB-IPH.

## **1. Usinas Hidrelétricas do Complexo Energético Rio das Antas (CERAN)**

O presente texto apresenta uma avaliação da influência sobre as cheias do rio Taquari-Antas das três barragens que compõe o Complexo Energético Rio das Antas (CERAN). A avaliação foi realizada utilizando dados hidrológicos observados em diferentes locais da bacia e utilizando modelos matemáticos que representam o comportamento hidrológico e hidráulico da bacia.

As três usinas hidrelétricas que compõem o Complexo Energético Rio das Antas (CERAN) são UHE Castro Alves, UHE Monte Claro e UHE 14 de Julho (Figura 1 e Figura 2). As regiões afetadas diretamente pelas áreas inundadas das barragens pertencem às cidades de Nova Roma do Sul, Antônio Prado, Nova Pádua e Flores da Cunha (UHE Castro Alves), Nova Roma do Sul, Veranópolis e Bento Gonçalves (UHE Monte Claro) e Cotiporã, Veranópolis e Bento Gonçalves (UHE 14 de Julho).

O complexo de usinas teve sua operação iniciada no ano de 2004, quando a UHE Monte Claro iniciou sua operação. Entretanto, apenas em dezembro de 2008, com o início das operações da UHE 14 de Julho, é que o CERAN começou a operar integralmente. As usinas

foram projetadas como usinas a fio d'água, apresentando pequeno volume armazenado em comparação ao volume escoado no rio, sendo capazes de regularizar vazões apenas de acordo com a variação diária de demanda de energia (Figura 3). Este regime de operação das usinas torna difícil a atenuação de cheias por parte das usinas.

Os aproveitamentos foram construídos em um arranjo que inclui o desvio do rio através de túneis de adução. O trecho do rio entre a captação de água para a casa de bombas e a liberação desta é chamado de trecho de vazão reduzida, ao longo do qual as usinas devem manter uma vazão ambiental mínima a fim de mitigar os impactos nos usos da água (como práticas desportivas) e ecossistemas do trecho.

Quanto ao Projeto Básico Ambiental, composto por 27 programas específicos que visam à mitigação de eventuais impactos causados aos meios físico, biótico e sócio-econômico-cultural, cabe ressaltar a referência do projeto em termos de estudos climatológicos. Devido às medidas adotadas de redução de emissões de gases de efeito estufa, a UHE Monte Claro foi a primeira usina a fio d'água do mundo com mais de 20 MW a receber um Certificado de Redução de Emissões de CO<sub>2</sub>, dentro do contexto dos Mecanismos de Desenvolvimento Limpo.

Na próxima seção são apresentados aspectos construtivos e características dos três empreendimentos, incluindo as curvas cota-volume e as regras de operação de comportas utilizadas. Estas informações são necessárias para o desenvolvimento das simulações apresentadas nas seções seguintes. O objetivo deste relatório é avaliar de que forma as usinas hidrelétricas do Complexo Energético Rio das Antas influenciam a dinâmica das cheias no Rio Taquari-Antas, e de que forma podem auxiliar no controle de cheias da bacia.

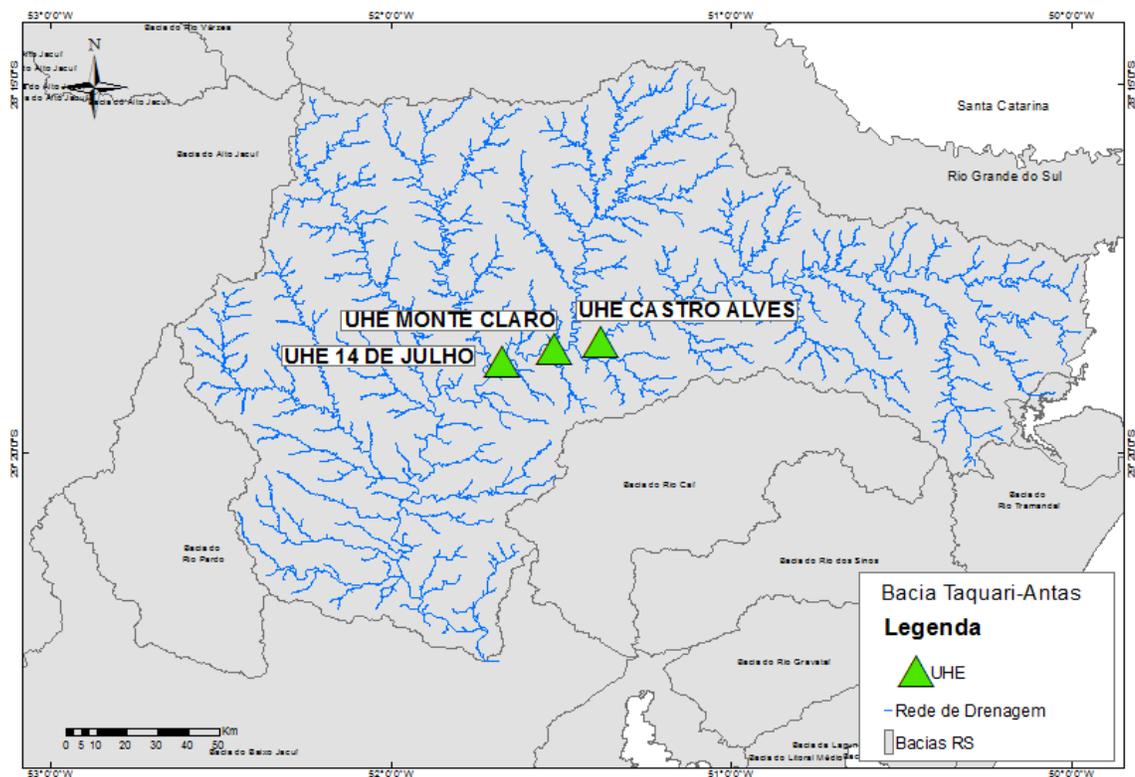


Figura 1. Localização das usinas hidrelétricas do CERAN na bacia do Taquari-Antas.



Figura 2. Localização das usinas hidrelétricas do CERAN na bacia do Taquari-Antas.

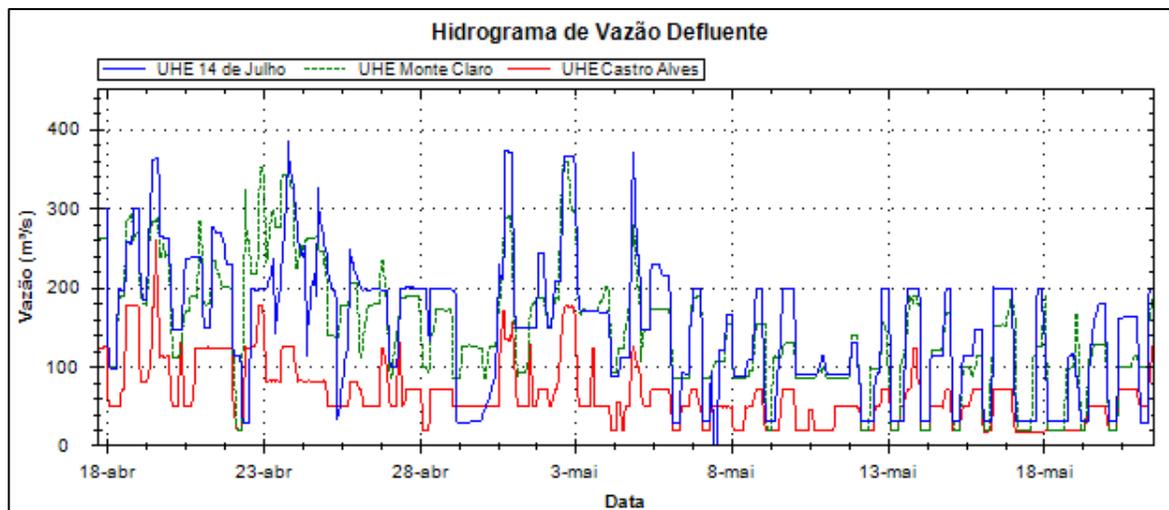


Figura 3. Vazões defluentes das usinas do CERAN para o período de abril-maio de 2014.

### **1.1 Aspectos construtivos e características**

Nesta seção são apresentados dados característicos das barragens, necessários para as simulações de propagação de cheia realizadas nas seções seguintes. Os dados foram obtidos a partir do documento “The Antas River Hydropower Complex – CERAN” (Fernandes et al., 2008) e das informações constantes no endereço eletrônico da empresa (disponível em <<http://www.ceran.com.br/>>), e estão apresentados na Tabela 1.

As curvas cota-volume das UHE Monte Claro e Castro Alves estão disponibilizadas no portal de estudos hidrológicos do Operador Nacional do Sistema (ONS), disponível em <<http://www.ons.org.br/operacao/hidrologia.aspx>>, e a curva da UHE 14 de Julho foi obtida diretamente com representantes do empreendimento. As curvas e as respectivas equações de regressão obtidas estão apresentadas nas Figura 4 a Figura 6.

As três barragens apresentam soleira vertente, sendo a principal diferença entre elas a existência de vertedores laterais com comportas. Assim, as usinas Monte Claro e 14 de Julho apresentam vertedores com comportas radiais que atuam em conjunto com a soleira vertente, ao passo que a UHE Castro Alves possui apenas soleira vertente.

Tabela 1. Aspectos construtivos e características das usinas do CERAN.

	<b>UHE Alves</b>	<b>Castro</b>	<b>UHE Claro</b>	<b>Monte</b>	<b>UHE 14 de Julho</b>
Comprimento barragem (m)	350		250		281
Cota soleira vertente (NA normal) (m)	240		148		104
Cota crista barragem (m)	274,5		158		111
Número de vertedores com comportas laterais	-		2		2
Tipo de comporta	-		Radial		Radial
Cota da soleira dos vertedores laterais (m)	-		132		84
Altura máxima de abertura da comporta (m)	-		19,68		23,68
Largura de cada vertedor lateral (m)	-		12		16
Nível maximum maximorum (m)	246,36		156,5		110,15
Vazão decamilenar (m <sup>3</sup> /s)	9011		17038		17958
Vazão ambiental (m <sup>3</sup> /s)	18		6		30
Profundidade do barramento, no nível operacional (m)	45		25		26
Potência instalada (MW)	130		130		100
Túnel de adução (km)	7,07		1,140		0,205
Volume (NA normal) (hm <sup>3</sup> )	91,77		12		55,1
Área inundada (km <sup>2</sup> )	5		1,4		6,6

Extensão da área inundada pelo reservatório (km)	22	10	20
Queda de projeto (m)	84,8	38,47	33,5
Início de operação	2008	2004	2008
Comprimento do trecho de vazão reduzida (km)	21,5	18	11

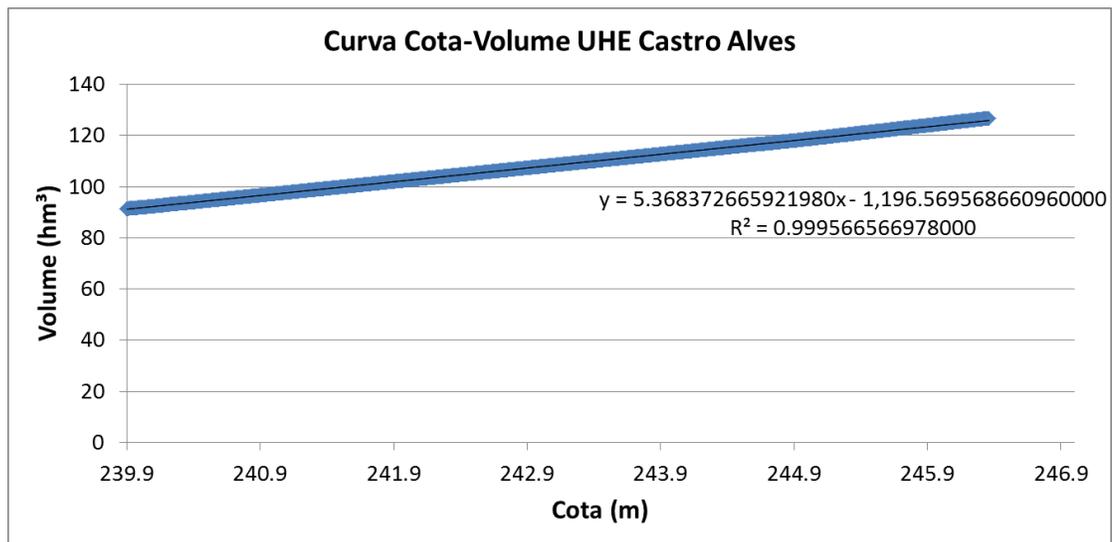


Figura 4. Curva cota-volume da UHE Castro Alves.

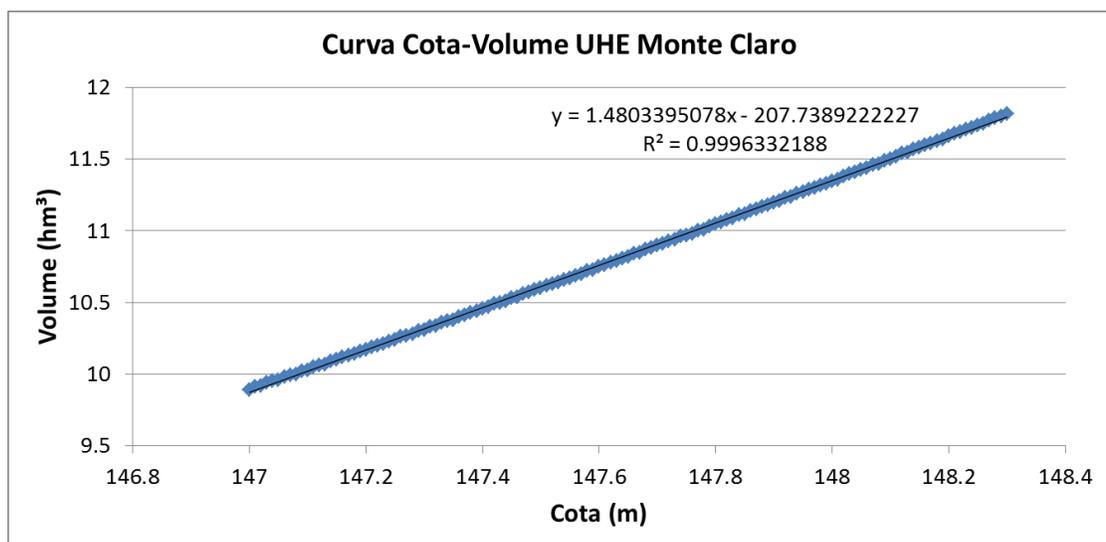


Figura 5. Curva cota-volume da UHE Monte Claro.

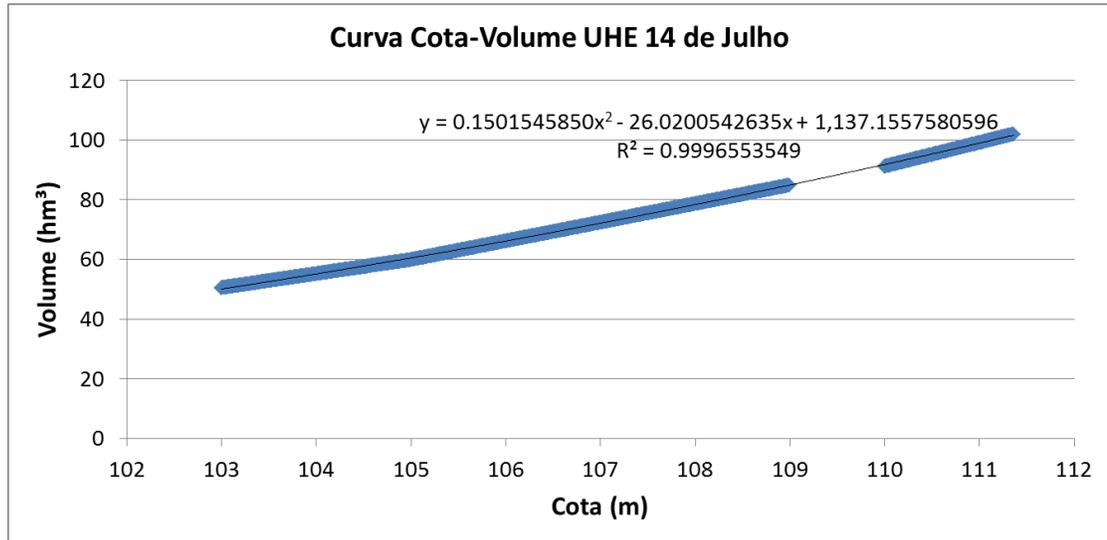


Figura 6. Curva cota-volume da UHE 14 de Julho.



Figura 7. Vista aérea da UHE Castro Alves. Fonte: Fernandes et al. (2008).



Figura 8. Vista da UHE Castro Alves. Fonte: Fernandes et al. (2008).



Figura 9. Vista aérea da UHE Monte Claro. Fonte: Fernandes et al. (2008).



Figura 10. Vista da UHE Monte Claro. Fonte: Fernandes et al. (2008).



Figura 11. Vista aérea da UHE 14 de Julho. Fonte: adaptado de Fernandes et al. (2008).



Figura 12. Vista aérea da UHE 14 de Julho. Fonte: Fernandes et al. (2008).

## **1.2 Regra de operação das usinas**

Para simulação do efeito dos reservatórios na dinâmica das cheias na bacia, é necessário que se conheça a regra de operação de comportas das barragens, relacionando a vazão afluente à usina com a vazão vertida. Esta regra foi identificada através da análise dos dados de afluências e defluências fornecidos pelas próprias usinas do CERAN. Os dados começaram a ser obtidos em 28 de fevereiro de 2014, e apresentam valores de cotas a montante e a jusante da barragem e vazões afluente, defluente, vertida, turbinada e ambiental. Desta forma, foi possível avaliar a relação entre a cota afluente e a vazão vertida de cada barragem.

A UHE Castro Alves não possui vertedor lateral, e sua vazão vertida segue o comportamento descrito pela equação de vertedores livres, como mostra a Figura 13. Assim, a vazão vertida pela usina foi estimada com uma equação típica de vertedor livre.

As UHEs Monte Claro e 14 de Julho possuem vertedores laterais com comportas, que possuem regras de operação. As Figura 14 e Figura 15 apresentam a relação “vazão vertida x

cota a montante” destas barragens, descrevendo um comportamento similar: (1) para cotas a montante abaixo de um dado limite, as comportas ficam fechadas; (2) acima deste limite, as comportas começam a ser abertas; (3) quando as cotas superam um dado limite superior, as comportas se encontram totalmente abertas; (4) quando, durante a recessão do hidrograma, as cotas alcançam novamente o valor limite superior, as comportas começam a ser fechadas; (5) ao atingir o valor limite inferior, as comportas são totalmente fechadas. Estes comportamentos podem ser observados nas figuras acima descritas, onde a região com pontos espalhados representa a transição entre comportas totalmente abertas e fechadas. Para a UHE Monte Claro, os limites de cota inferior e superior que definem a zona de transição foram estabelecidos como 149,8 e 150,6 m, respectivamente. Para a UHE 14 de Julho, estes limites foram 105.5 e 106.5 m.

Para representação matemática destas regras de operação, a equação “vazão defluente x cota a montante” foi definida em partes, como mostram as equações apresentadas a seguir. Estas seguem o seguinte padrão: caso o nível esteja abaixo do nível normal das usinas (240, 148 e 104 m), estas operam como fio d’água, sendo que a vazão vertida é igual à afluyente caso a afluyente seja inferior à soma das vazões ambiental e turbinada (178, 360 e 410 m<sup>3</sup>/s), e igual a esta soma caso a afluyente seja superior a ela. Caso o nível esteja acima do nível normal, as barragens começam a verter água, sendo que a UHE Castro Alves possui uma única equação (por não possuir comportas), e as demais usinas possuem a equação definida em três partes, para as situações em que as comportas estão (i) fechadas; (ii) em transição; e (iii) abertas.

#### UHE Castro Alves

$$Q_{\text{vertida}} = I_t \text{ Se } I_t < 178 \quad \text{e} \quad Q_{\text{vertida}} = 178 \text{ Se } I_t > 178 \quad \text{Se } h < 240$$

$$Q_{\text{vertida}} = 178 + 385.564789946722 \cdot (h - 239.965043282369)^{1.66947166726335} \quad \text{Se } h > 240$$

#### UHE Monte Claro

$$Q_{\text{vertida}} = I_t \text{ Se } I_t < 360 \quad \text{e} \quad Q_{\text{vertida}} = 360 \text{ Se } I_t > 360 \quad \text{Se } h < 148$$

$$Q_{\text{vertida}} = 360 + 192.722194055799 \cdot h^2 - 56942.0790870123 \cdot h + 4206039.76233544 \quad \text{Se } h < 149,8$$

$$Q_{\text{vertida}} = 360 + 2761.4387726252 \cdot h - 412794.377676105 \quad \text{Se } 149,8 < h < 150,6$$

$$Q_{\text{vertida}} = 360 + 1149.5365477565 \cdot h - 170025.78358855 \quad \text{Se } h > 150,6$$

UHE 14 de Julho

$$Q_{\text{vertida}} = I_t \text{ Se } I_t < 410 \quad \text{e} \quad Q_{\text{vertida}} = 410 \text{ Se } I_t > 410 \quad \text{Se } h < 104$$

$$Q_{\text{vertida}} = 410 + 381.9209 \cdot (h - 103.9769091)^{1.730721799} \quad \text{Se } h < 105,5$$

$$Q_{\text{vertida}} = 410 + 2300.71198687631 \cdot h - 242003.585474096 \quad \text{Se } 105,5 < h < 106,5$$

$$Q_{\text{vertida}} = 410 + 1494.1677320539 \cdot h - 156106.622335517 \quad \text{Se } h > 106,5$$

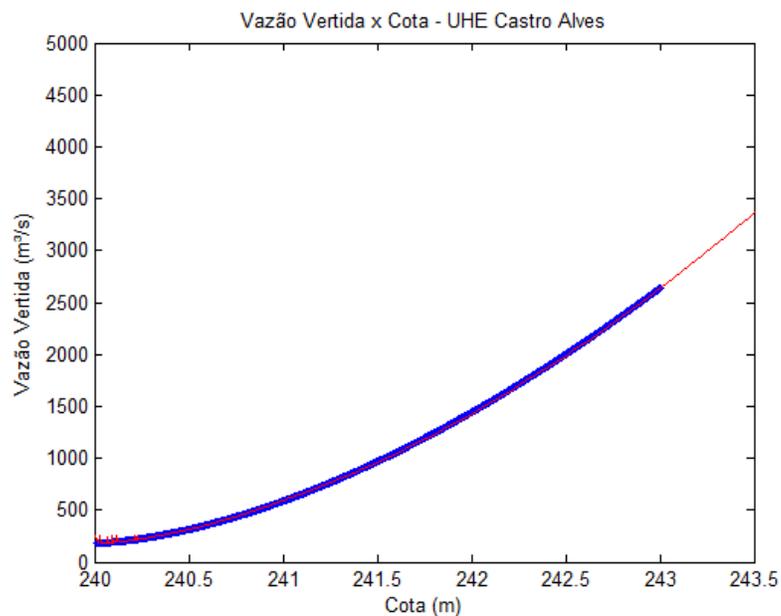


Figura 13. Relação vazão vertida x cota atingida da UHE Castro Alves (os pontos azuis são os dados observados e a linha vermelha representa o conjunto de equações adotadas para representar a regra operacional).

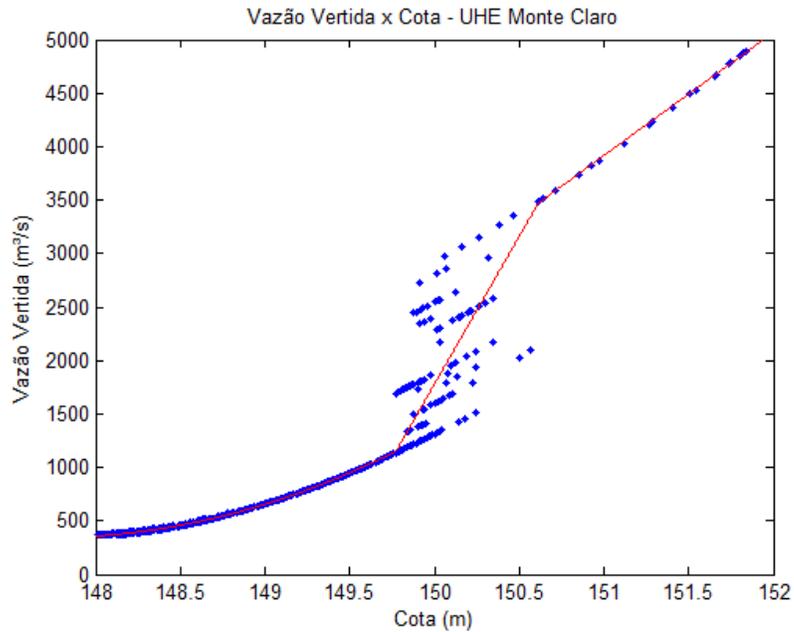


Figura 14. Relação vazão vertida x cota atingida da UHE Monte Claro (os pontos azuis são os dados observados e a linha vermelha representa o conjunto de equações adotadas para representar a regra operacional).

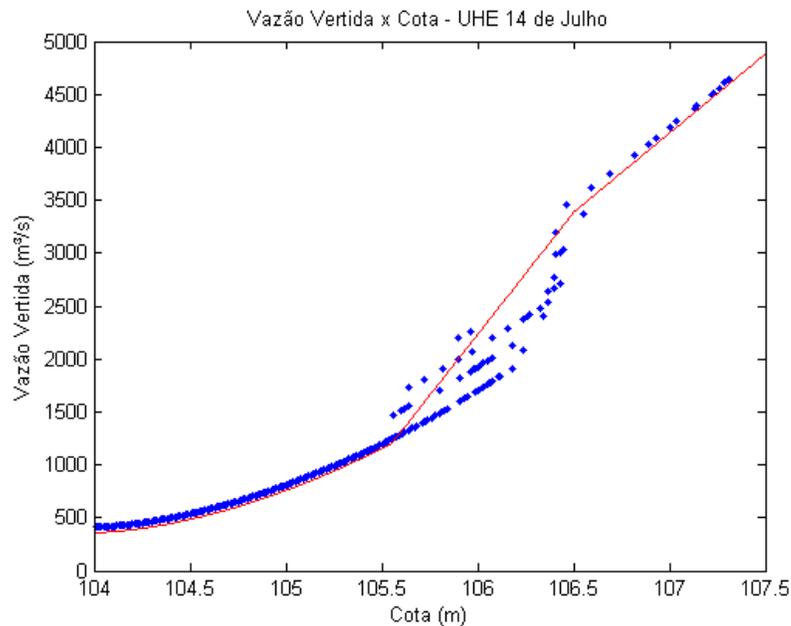


Figura 15. Relação vazão vertida x cota atingida da UHE 14 de Julho (os pontos azuis são os dados observados e a linha vermelha representa o conjunto de equações adotadas para representar a regra operacional).

### **1.3 Simulação das barragens em eventos de projeto**

O objetivo desta análise foi avaliar a influência das barragens do CERAN no comportamento das cheias e a possibilidade do uso das barragens do CERAN para reduzir as vazões máximas em pontos a jusante Lajeado, Estrela e Encantado, algumas das cidades mais afetadas por inundações na bacia hidrográfica do rio Taquari-Antas, e, assim, verificar se esta é uma medida de controle adequada para a bacia. Inicialmente, foram analisadas as estruturas existentes, usinas hidrelétricas a fio d'água e, posteriormente, consideraram-se cenários hipotéticos, com a definição do volume de reservação necessário para amortecer os hidrogramas.

Os resultados pretendidos foram: a) a estimativa do percentual da redução de vazão de pico pelo efeito de amortecimento dos reservatórios das três usinas hidrelétricas a fio d'água localizadas no leito do Rio das Antas: UHE Castro Alves, UHE Monte Claro e UHE 14 de Julho; e b) a estimativa dos volumes de reservação necessários para causar amortecimentos significativos das ondas de cheias. Os resultados obtidos são úteis para tomadas de decisão quanto às medidas a serem adotadas no controle de inundações na Bacia. Dessa forma, espera-se contribuir para o melhor planejamento de medidas a serem adotadas.

#### **Metodologia**

Para a análise da capacidade de amortecimento dos reservatórios existentes e a estimativa dos volumes de reservação que seriam necessários, foi preciso determinar os hidrogramas de entrada característicos para diferentes tempos de retorno - TR. Propagaram-se estes hidrogramas nos reservatórios da bacia, obtendo os hidrogramas de saída de cada reservatório, e, após, estes foram regionalizados até as cidades de interesse. Nos itens a seguir, serão apresentadas as etapas da análise:

Determinação do hidrograma de cheia:

Para a determinação dos hidrogramas de entrada utilizados nas simulações, utilizaram-se os dados hidrológicos da Estação Fluviométrica Monte Claro (código 86460000), após análise de consistência dos dados.

Os eventos de cheia foram considerados eventos isolados (independentes), ou seja, sem interferência de outros eventos em dias próximos. Para estimar eventos de inundação, gerou-se hidrogramas de cheia para variados tempos de retorno baseados no método de estatística de hidrogramas descrito por Pfafstetter apud Tucci (2007). Os procedimentos, detalhando o método, foram:

a) Definição das vazões máximas com duração de n dias:

Segundo o método de Pfafstetter apud Tucci (2007), as vazões máximas com duração de n dias compõem as abscissas do hidrograma de cheia. O número n de vazões de n dias a ser definido deve contemplar toda a passagem da onda de cheia, incluindo a ascensão, o pico e o declínio das vazões, ou seja, o tempo de base do hidrograma.

Os eventos de vazões extremas registrados nas séries históricas da Estação Fluviométrica Monte Claro indicam o efeito de passagens de cheia durante até 8 dias, considerando eventos isolados. Dessa forma, foram calculadas as vazões máximas de até 8 dias de duração, assim denominadas: Q1= vazão máxima com duração de 1 dia, Q2= vazão máxima com duração de 2 dias... Q8 = vazão máxima com duração de 8 dias. Depois do cálculo das vazões, selecionaram-se as máximas vazões médias anuais para cada duração.

b) Escolha dos Tempos de Retorno:

Para ter abrangência na análise, optou-se por simular os efeitos de atenuação do pico de cheia das estruturas existentes com diferentes TR, desde a vazão em que geralmente observa-se uma enchente mínima, TR de 2 anos, até um valor relativamente alto, TR de 50 anos. Os TR simulados foram: 2, 5, 10, 15, 25, 30 e 50 anos. Calculou-se também o hidrograma com TR de 100 anos, apesar de que a relação cota e volume fornecida pela

operadora das UHEs, a Companhia Energética Rio das Antas- CERAN, não comporte simulações desta magnitude.

c) Ajuste de uma distribuição estatística:

Ajustou-se a distribuição estatística de Gumbel às vazões máximas anuais para cada tempo de duração  $n$ . Esta distribuição utiliza os valores da média e desvio padrão dos dados de vazões máximas registrados, e permite a determinação das vazões para os períodos de retorno escolhidos.

d) Determinação do hidrograma de cheia para todos os TR:

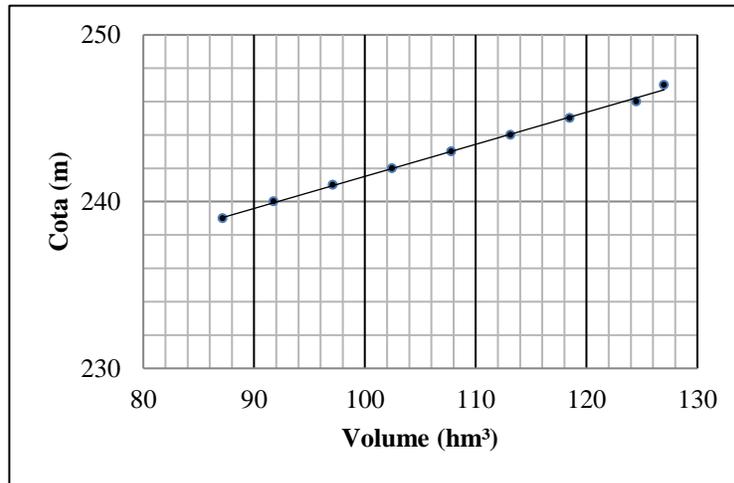
Os hidrogramas compõem-se pelas vazões de  $n$  dias para um mesmo TR, colocadas na ordem em que ocorrem com mais frequência nos hidrogramas observados. Entretanto, nos eventos observados não se identificou recorrência. Optou-se, então, pela seguinte sequência de ordenação das abscissas do hidrograma: Q8, Q5, Q3, Q1 (vazão de pico do hidrograma), Q2, Q4, Q6 e Q7.

O resultado obtido foi o hidrograma de cheia de diferentes tempos de retorno para a Estação Fluviométrica Monte Claro, considerado o hidrograma de entrada na UHE Monte Claro. Como as estações se encontram no leito do mesmo rio, em sequência, é razoável que a regionalização possa ser feita através da relação entre a área das bacias hidrográficas, se considerado que a bacia é homogênea (sem grandes variações nas condições de escoamento ao longo da bacia). Adotou-se que a vazão específica, ou vazão gerada a cada  $m^2$  drenado, é a mesma.

**Dispositivos de saída dos reservatórios:**

A água que fica retida irá formar o lago da barragem obedecendo à relação entre cota e volume à jusante do barramento. A relação é determinada através de estudos topográficos ao longo do leito do Rio das Antas. Para a realização deste trabalho, a operadora das usinas, a CERAN, forneceu os dados de cota e volume (Figura 16 a Figura 18):

Figura 16. Gráfico com volume na UHE Castro



a relação entre cota e Alves.

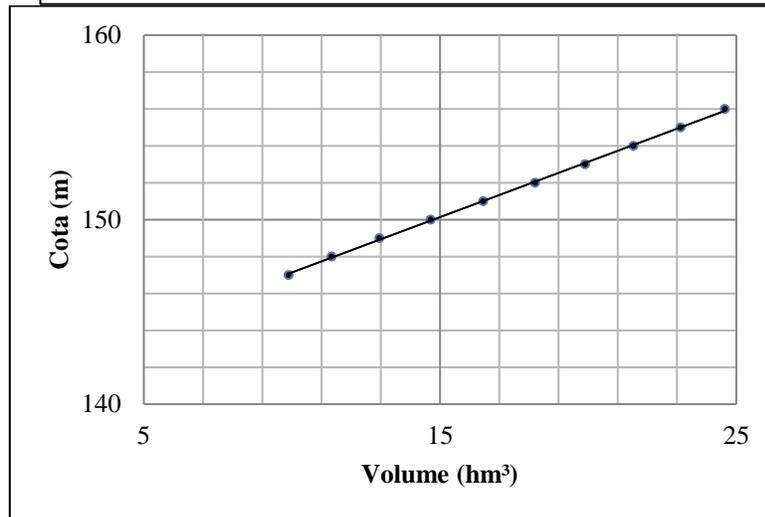


Figura 17. Gráfico com a relação entre cota e volume na UHE Monte Claro.

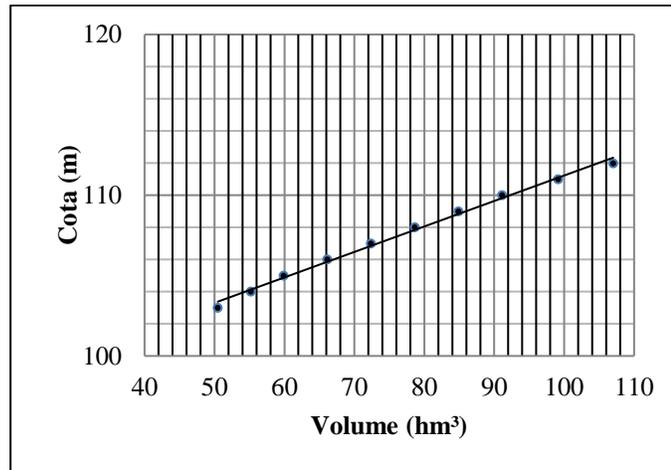


Figura 18. Gráfico com a relação entre cota e volume na UHE 14 de Julho.

Determinou-se que a água poderia deixar a barragem dos reservatórios através dos dispositivos de saída: os descarregadores de fundo ou o vertedor, e que haveria uma saída constante de vazão determinada pela vazão ecológica mínima. Perdas por infiltração, evaporação ou tomadas de água para outros usos foram desconsideradas.

Para os cálculos, atribuiu-se que a base do descarregador possui seção circular e seu eixo está localizado no nível da base da barragem mais o valor raio. Também foi necessário especificar a área do descarregador, uma vez que a vazão efluente é função da área e da coluna d'água, que varia com o tempo conforme a relação entre cota e volume à jusante do barramento. Utilizando informações conhecidas, a vazão turbinada e cota da coluna d'água fornecida quando ocorre o nível máximo de água, pôde ser calculada a área e o diâmetro do descarregador.

O vertedor foi outra estrutura de saída de água considerada. Esta estrutura é dimensionada para possibilitar o escoamento das vazões de cheias de projeto, após o amortecimento, pelo reservatório. No caso de uma barragem a fio d'água, a água está sempre vertendo.

### ***Propagação do hidrograma nos reservatórios***

Utilizou-se o método de Puls modificado para calcular o efeito da cheia no reservatório, que é um método que equaciona as entradas e saídas no reservatório em um

intervalo de tempo. Em cada passo do cálculo, os valores conhecidos foram calculados para obter-se, por interpolação, os dados desconhecidos.

As simulações utilizaram os dados do hidrograma de entrada e os submeteram à simulação de duas condições iniciais para a cota inicial do nível d'água no reservatório: a) cota igual à cota da crista do vertedor (soleira vertente); b) cota igual à cota da base da barragem (soleira da barragem). Os resultados refletem o efeito dos reservatórios, ao se comparar o hidrograma de entrada no reservatório, e o de saída, para um mesmo tempo de retorno.

Com a definição dos hidrogramas de entrada, pôde-se analisar qual o volume de espera que seria necessário para causar uma redução de pico apreciável no hidrograma de saída das barragens. A análise é feita estipulando-se qual seria a vazão de saída máxima e integrando a vazão excedente, que seria necessário reservar.

### **Resultados**

A primeira situação simulada considerou que a cota inicial do nível d'água no reservatório seria igual à cota da crista do vertedor. Nesse caso, representou-se a situação menos favorável para o controle de cheia, pois os reservatórios estariam cheios e não haveria nenhum volume disponível para armazenamento. Nas Tabela 2 a Tabela 4 seguir, são apresentados os resultados quanto à redução do pico do hidrograma:

Tabela 2. Simulação de amortecimento de pico de vazão na UHE Castro Alves.

<b>TR (anos)</b>	<b>2</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>15</b>	<b>25</b>	<b>30</b>	<b>50</b>
<b>Máxima lâmina sobre a crista (m)</b>	2,68	3,51	4,01	4,28	4,60	4,71	5,01
<b>Máxima Q entrada (m<sup>3</sup>/s)</b>	2.083	3.028	3.653	4.006	4.444	4.599	5.030
<b>Máxima Q saída (m<sup>3</sup>/s)</b>	2.053	2.990	3.611	3.961	4.395	4.549	4.977
<b>Redução do Pico de Vazão (%)</b>	1,40	1,24	1,16	1,13	1,09	1,07	1,07

Tabela 3. Simulação de amortecimento pico de vazão na UHE Monte Claro.

<b>TR (anos)</b>	<b>2</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>15</b>	<b>25</b>	<b>30</b>	<b>50</b>
<b>Máxima lâmina sobre a crista (m)</b>	4,28	5,65	6,47	6,91	7,44	7,62	8,12
<b>Máxima Q entrada (m<sup>3</sup>/s)</b>	3.258	4.737	5.716	6.268	6.953	7.195	7.870

<b>Máxima Q saída (m<sup>3</sup>/s)</b>	3.238	4.713	5.690	6.241	6.924	7.166	7.840
<b>Redução do Pico de Vazão (%)</b>	0,61	0,50	0,45	0,43	0,41	0,40	0,39

Tabela 4. Simulação de amortecimento de pico de vazão na UHE 14 de Julho.

<b>TR (anos)</b>	<b>2</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>15</b>	<b>25</b>	<b>30</b>	<b>50</b>
<b>Máxima lâmina sobre a crista (m)</b>	3,62	4,76	5,45	5,81	6,25	6,40	6,81
<b>Máxima Q entrada (m<sup>3</sup>/s)</b>	3.445	5.009	6.044	6.628	7.351	7.608	8.321
<b>Máxima Q saída (m<sup>3</sup>/s)</b>	3.398	4.948	5.975	6.554	7.256	7.510	8.217
<b>Redução do Pico de Vazão (%)</b>	1,37	1,21	1,14	1,10	1,29	1,29	1,25

A segunda situação simulada considerou que o reservatório estivesse vazio. Esta é uma situação hipotética, pois considera que não haveria um volume morto no reservatório, ou um volume mínimo, e que este estaria inteiramente disponível para o amortecimento da vazão. Os resultados obtidos foram resumidos na Tabela 5, indicando que as reduções das vazões de pico para as duas hipóteses iniciais, simulando as condição de eventos com TR de 2 e 50 anos, foram idênticas:

Tabela 5. Efeito das UHE considerando diferentes hipóteses situações iniciais.

<b>Preenchimento do Reservatório</b>	<b>Castro Alves</b>		<b>Monte Claro</b>		<b>14 de Julho</b>	
	<b>2 anos</b>	<b>50 anos</b>	<b>2 anos</b>	<b>50 anos</b>	<b>2 anos</b>	<b>50 anos</b>
<b>100%</b>	1,40	1,07	0,61	0,39	1,37	1,25
<b>0%</b>	1,40	1,07	0,61	0,39	1,37	1,25

As Figura 19 a Figura 24 mostram os hidrogramas de entrada (linha vermelha) e saída (linha azul) para cada situação, UHE e TR.

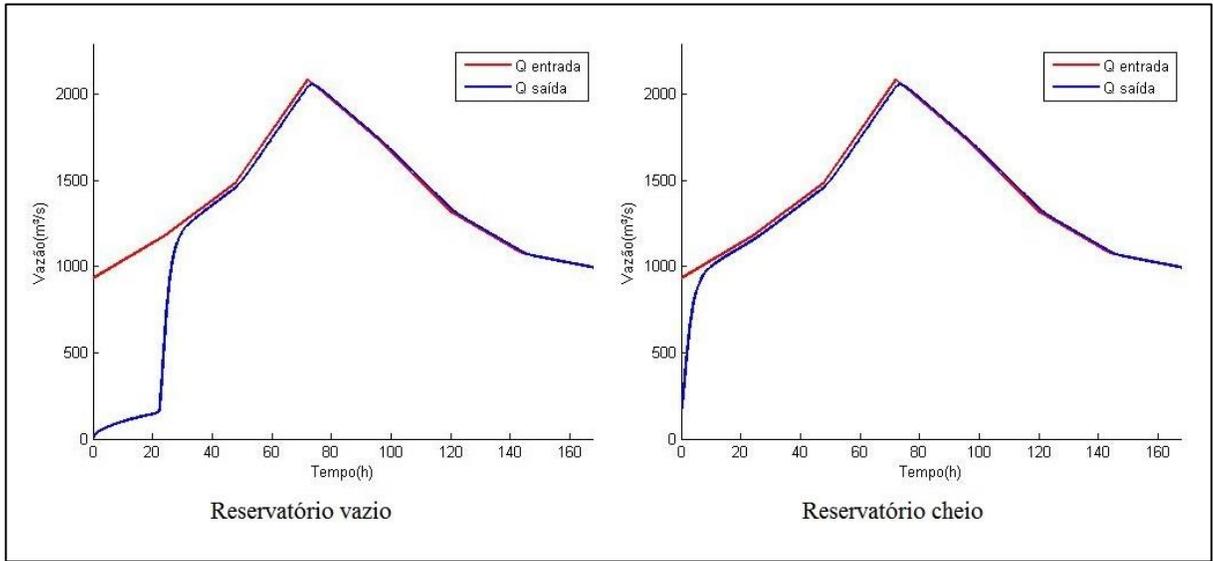


Figura 19. Hidrogramas da UHE Castro Alves para TR de 2 anos.

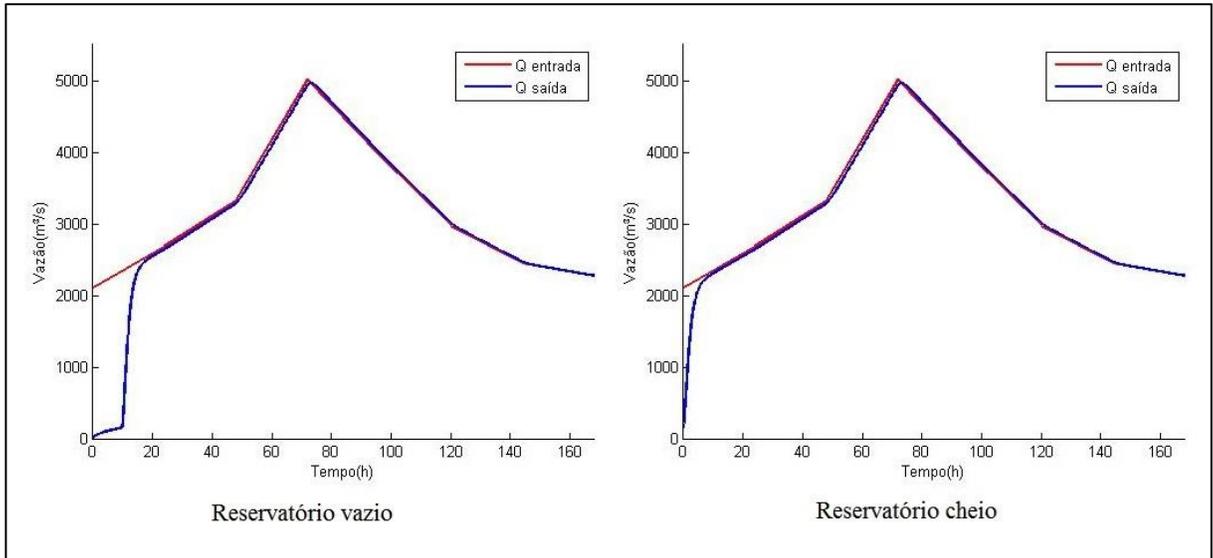


Figura 20. Hidrogramas da UHE Castro Alves para TR de 50 anos.

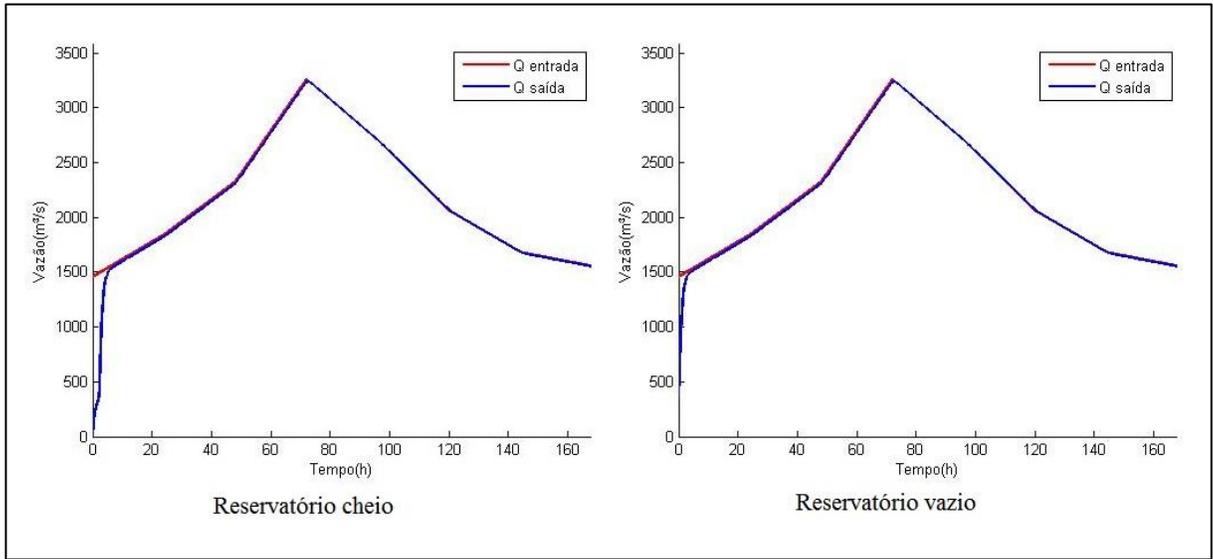


Figura 21. Hidrogramas da UHE Monte Claro para TR de 2 anos.

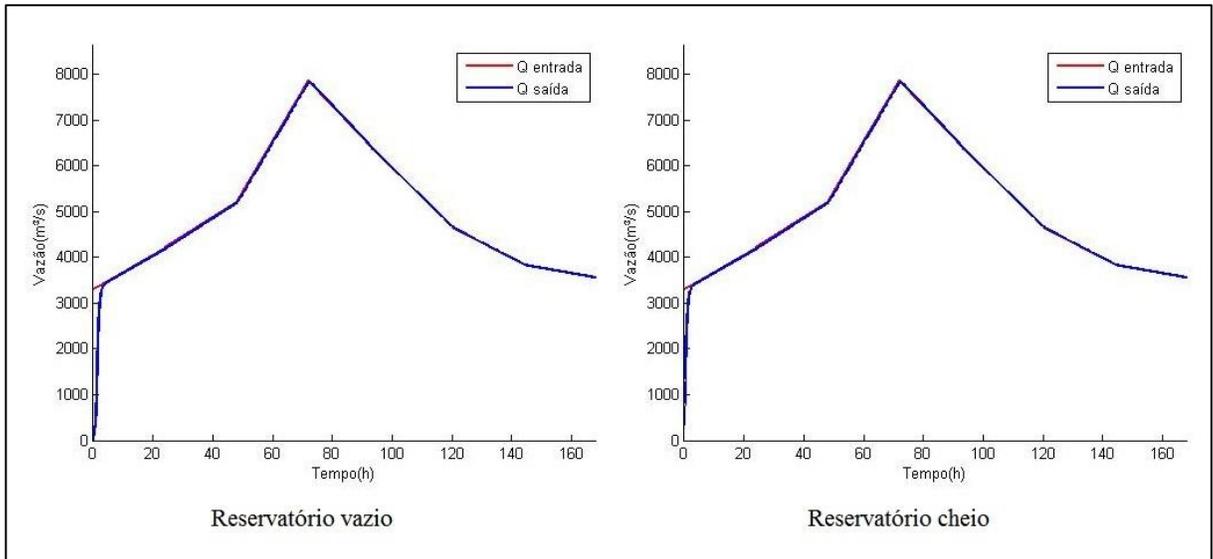


Figura 22. Hidrogramas da UHE Monte Claro para TR de 50 anos.

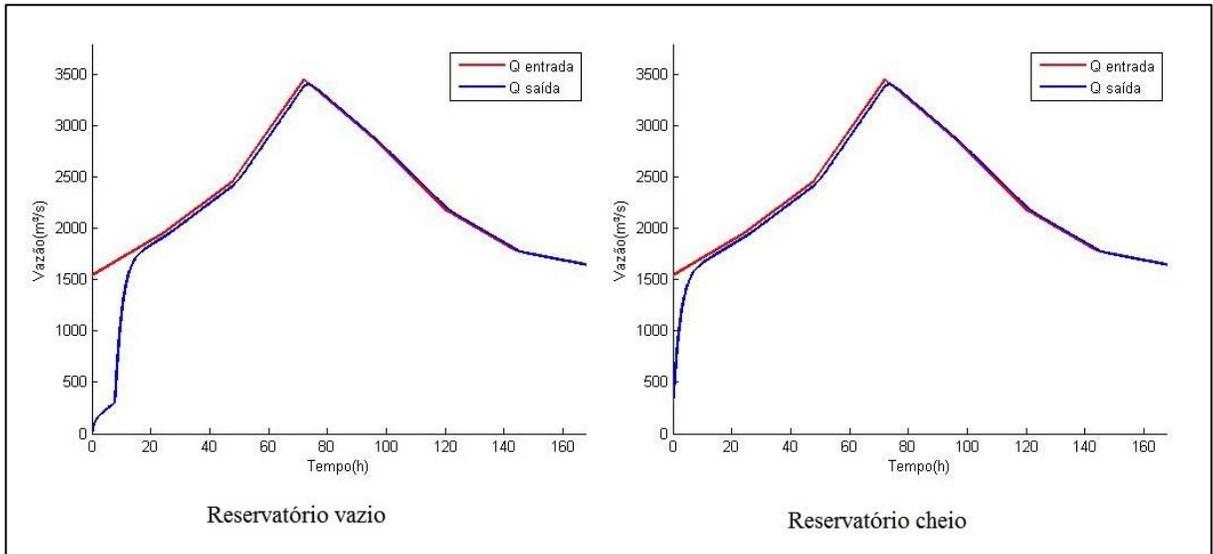


Figura 23. Hidrogramas da UHE 14 de Julho para TR de 2 anos.

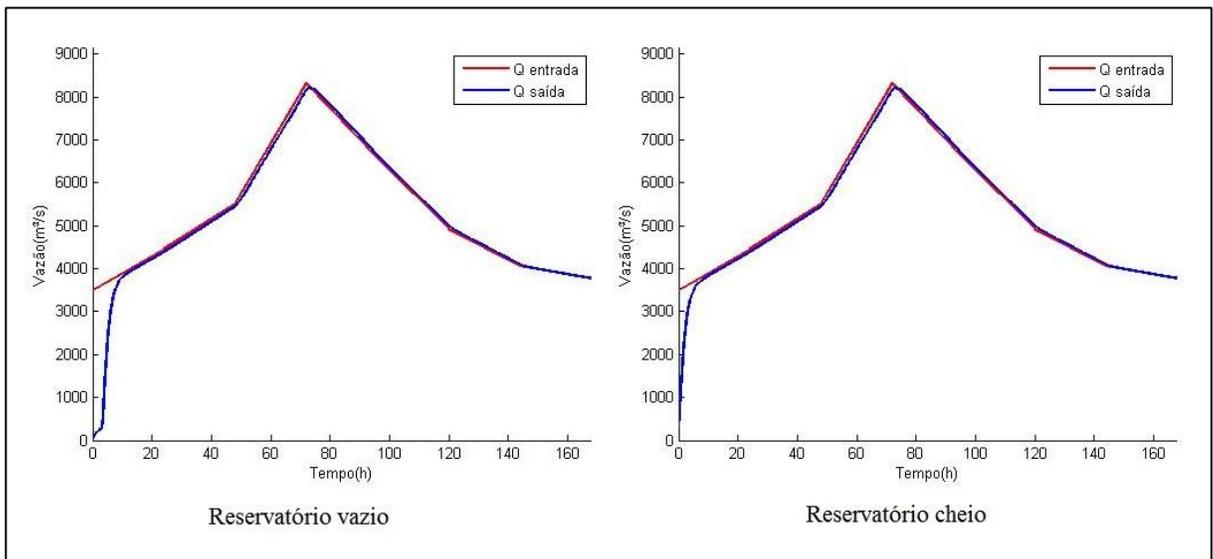


Figura 24. Hidrogramas da UHE 14 de Julho para TR de 50 anos.

A diferença entre os hidrogramas de saída para um mesmo TR se deve à condição inicial do reservatório, que pode estar vazio ou cheio. Na situação do reservatório vazio, a

vazão de saída (linha azul) é reduzida até o preenchimento do volume de espera do reservatório e, quando o preenchimento é alcançado, não é possível alterar significativamente as vazões do hidrograma e, tampouco, a vazão de pico. O volume de reserva é dado pela área do gráfico formada entre o hidrograma de entrada e saída.

Mesmo na condição em que os reservatórios estivessem inicialmente vazios, o amortecimento do hidrograma seria quase imperceptível, como indicam os hidrogramas de entrada (linha vermelha) e saída (linha azul) ao estarem praticamente sobrepostos, conforme indicado também pelos resultados apresentados nas tabelas.

Utilizando o hidrograma de entrada na UHE 14 de Julho, calculou-se, então, o questionamento de qual deveria ser o volume do reservatório para ter um efeito sobre os eventos de cheia. Considerou-se que o reservatório pudesse liberar uma vazão fixa, através da abertura de comportas, e reservar o restante. Se a vazão máxima liberada fosse equivalente à vazão máxima ( $Q_{\text{máx}}$ ) do hidrograma com TR de 2 anos, 3.445,78  $\text{m}^3/\text{s}$ , seria necessário um reservatório de 1.171,88  $\text{hm}^3$  para conter o hidrograma de entrada de TR de 50 anos que chega à UHE 14 de Julho (Figura 25). Os reservatórios das três UHE totalizam juntos 158,23  $\text{hm}^3$ , o que corresponde a 7,41% do volume disponível necessário.

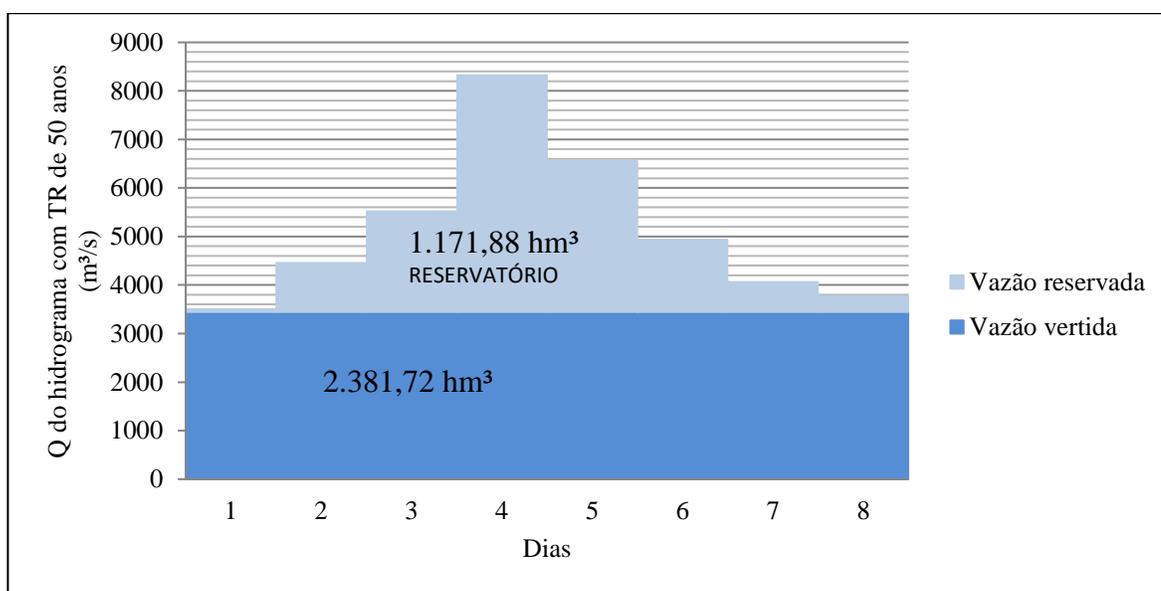


Figura 25. Hidrograma de entrada e saída com TR de 50 anos em reservatório proposto.

Se fosse desejado um reservatório capaz de amortecer o hidrograma com TR de 100 anos que chega à UHE 14 de Julho e que liberasse os mesmos 3.445,78 m<sup>3</sup>/s, seria necessária uma capacidade de reservação de 1.568,93 hm<sup>3</sup> (Figura 26). Os reservatórios existentes correspondem a 9,91% do volume necessário neste caso.

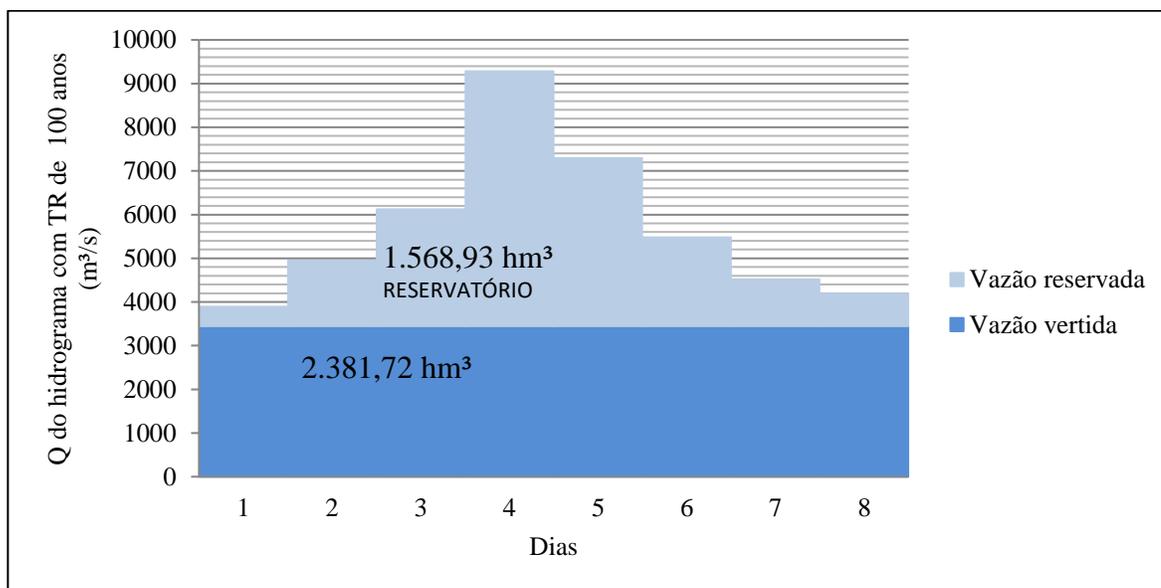


Figura 26. Hidrograma de entrada e saída com TR de 100 anos em reservatório proposto.

Os demais volumes que seriam necessários alocar o volume hidrogramas de entrada calculados, conforme o tempo de recorrência, e liberando a vazão máxima do TR de 2 anos seriam: TR de 5 anos, estaria controlado; para o TR de 10 anos, seria necessário reservar 232,07hm<sup>3</sup>; para o TR de 15 anos, 473,44hm<sup>3</sup>; para o TR de 25 anos, 771,87hm<sup>3</sup>; para o TR de 30 anos, 877,51hm<sup>3</sup>/s.

Sabendo que o amortecimento da vazão realizado pelos reservatórios, ou pelo reservatório que seria projetado, resulta em diminuição da vazão à jusante do complexo de usinas, com resultados positivos para as cidades que são inundadas é preciso observar que o controle das vazões é feito até uma área de drenagem de 12.757,60 km<sup>2</sup>, onde está localizada a UHE 14 de Julho. Até as cidades de interesse, há amortizações ao longo do rio (rugosidade, meandros), com incremento de drenagem de mais 6.332,40 km<sup>2</sup> da área da bacia até Encantado ou de 9.842,40 km<sup>2</sup> até as cidades de Lajeado e Estrela.

Em qualquer uma das situações (a. com o nível de água no reservatório igual à cota da crista do vertedor ou b. igual à soleira de base), com a atuação dos reservatórios existentes ou dos hipotéticos, o controle da área de drenagem até a UHE 14 de Julho equivale ao controle de 66,83% da bacia até a cidade de Encantado (12.757,60 km<sup>2</sup> de 19.090,00 km<sup>2</sup>) e de 56,45% até as cidades de Lajeado e Estrela (12.757,60 km<sup>2</sup> de 22.600,00 km<sup>2</sup>).

Analisou-se, ainda, a redução do nível d'água pelo efeito das UHEs obtida em uma seção do rio Taquari, em Encantado, a qual utilizou a relação cota-vazão (curva-chave) da Estação Fluviométrica Encantado - código 86720000 - e uma regionalização de vazões simplificada. As reduções do pico de vazão obtidas nesta seção resultariam em efeitos imperceptíveis no nível d'água, da ordem de menos de 5 mm.

### ***Conclusão***

Esta avaliação foi feita de maneira a verificar os efeitos no amortecimento de cheias das maiores usinas hidrelétricas ao longo da bacia, as UHEs Castro Alves, Monte Claro e 14 de Julho, ainda que a fio d'água, e a estimativa do dimensionamento do volume de reservação que seria necessário para conter cheias de projeto.

Considerando hidrogramas de entrada com TR de 2 a 50 anos, a redução do pico da vazão defluente dos reservatórios seria de 1,40 a 1,07% pelo efeito da UHE Castro Alves, de 0,61 a 0,39%, pelo efeito da UHE Monte Claro e de 1,37 a 1,07 pelo efeito da UHE 14 de Julho. Foi demonstrado que o efeito das usinas, que possuem pequena capacidade de reservação, é pouco significativo no controle de cheias na bacia, como é exemplificado nas Figura 27 a Figura 29, onde é possível comparar o volume dos reservatórios com o volume dos eventos de cheia que ocorrem na bacia:

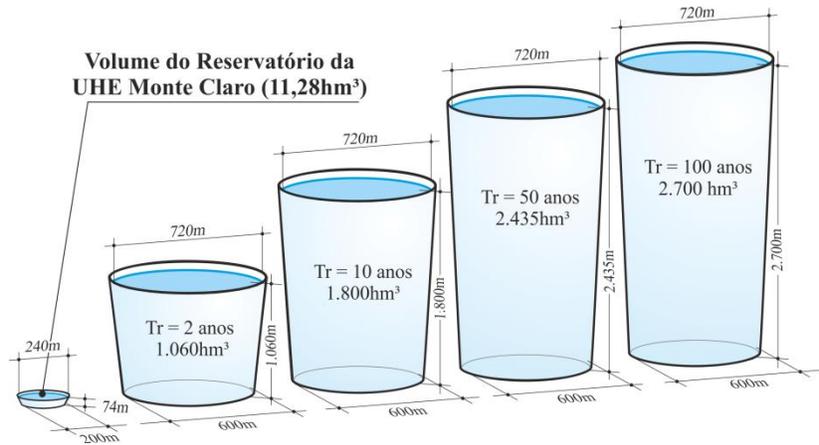


Figura 27. Comparação entre o volume do reservatório da UHE Monte Claro e o volume dos hidrogramas de eventos de inundação.

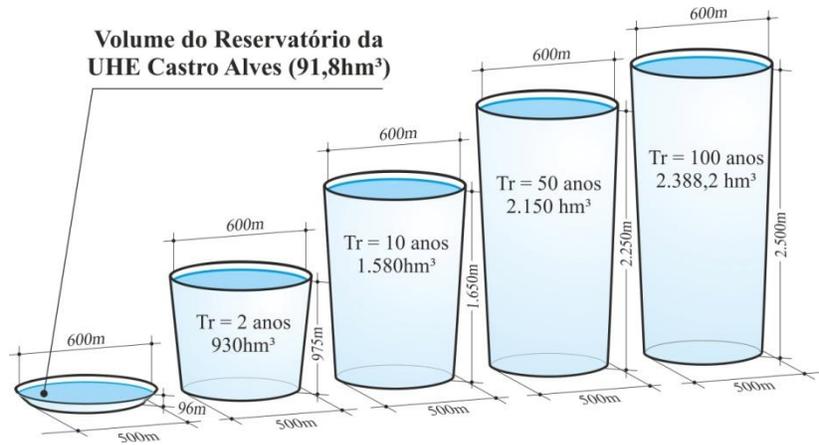


Figura 28. Comparação entre o volume do reservatório da UHE Castro Alves e o volume dos hidrogramas de eventos de inundação.

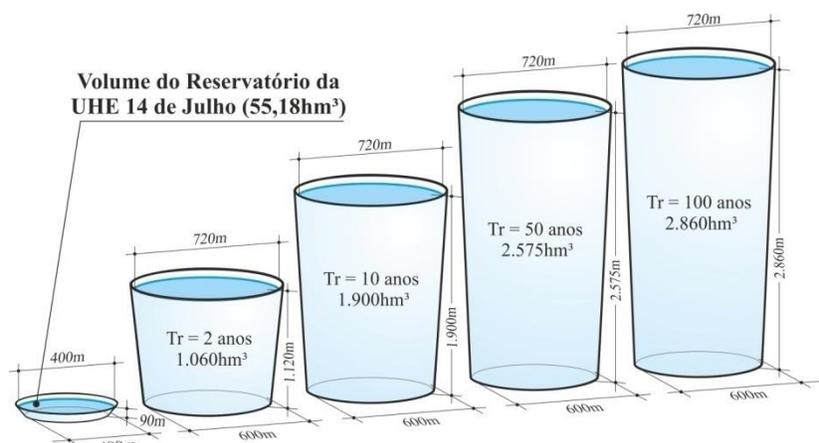


Figura 29. Comparação entre o volume do reservatório da UHE 14 de Julho e o volume dos hidrogramas de eventos de inundação.

Para reservar o hidrograma simulado de TR de 50 anos que chega à UHE 14 de Julho seria necessária uma capacidade de reserva de 1.171,88hm<sup>3</sup>. Caso possuíssem reservatório totalmente destinado ao controle de enchentes, o volume total das três UHEs juntas representa 9,91% do volume necessário. Para comparação, seria necessário construir 12,77 barragens iguais a Usina Castro Alves, que possui o maior volume, 91,77 hm<sup>3</sup>, para atingir o volume que seria alocado para o controle de inundações quando necessário. E para um reservatório que fosse capaz de amortecer o hidrograma de TR de 100 anos, o reservatório disponível precisaria ser de 1.568,93hm<sup>3</sup>, com as usinas existentes representando 7,41% do total necessário. Para atingir esta capacidade, seriam necessários 22,53 reservatórios do tamanho do equivalente ao da usina Castro Alves. Ainda é preciso observar que mesmo sendo construído um ou mais reservatórios, o problema de inundação não será totalmente solucionado, pois seu dimensionamento é para um determinado risco de ocorrência, podendo ser este superado, o que gera uma falsa sensação de segurança para a população ribeirinha.

Conclui-se, portanto, que os reservatórios das usinas existentes na bacia ao longo do rio das Antas não possuem capacidade significativa de amortecer as inundações que atingem a bacia, verificando os volumes necessários apresentados.

Dadas às dimensões do volume que seria necessário alocar para o controle de inundações, em um ou mais reservatórios, e das prováveis intervenções necessárias para atingir este objetivo, também é possível questionar a adoção de reservatórios como principal

método para o controle das inundações na bacia, pois de antemão estima-se que seria pequena a sua viabilidade tanto técnica, quanto social, ambiental e financeira.

Ainda assim, com as informações apresentadas dos volumes de espera necessários, é possível estimar e avaliar os impactos decorrentes da construção de reservatórios e os custos, incluindo efeitos prováveis como: a desvalorização próxima aos reservatórios, perda de áreas inundadas, a valorização das áreas protegidas, desapropriações, remoções, entre outros. Definidos os custos e benefícios, estes podem ser equacionados em comparação com outras medidas que poderiam ser propostas para a região, de preferência pensando em um amplo conjunto de ações. A decisão por uma ou outra medida deve ser responsabilidade dos órgãos tomadores de decisão, com base nas recomendações técnicas, legais e consultas à população.

#### **1.4. Simulação das barragens em eventos ocorridos na bacia**

##### **1.4.1 Simulação das barragens com resolução numérica da equação de continuidade concentrada e dados de afluência observados**

Nesta etapa são apresentados os resultados da avaliação das usinas do CERAN na atenuação das ondas de cheias através da simulação numérica da equação de continuidade, que é uma forma simplificada de analisar a propagação em reservatórios, necessitando apenas da curva cota-volume, da relação cota-defluência e da série de vazões afluentes à barragem como dados de entrada. O método foi aplicado à cheia ocorrida em junho de 2014, para a qual se dispunha de dados observados de vazão afluente às usinas.

A equação da continuidade aplicada a reservatórios, em sua aproximação numérica, está apresentada na equação x, e estabelece que a soma das médias das vazões que chegam e que saem do reservatório é igual à variação do volume armazenado no mesmo durante o intervalo de tempo considerado.

$$\frac{S_{t+1} - S_t}{\Delta t} = \frac{Q_{t+1} + Q_t}{2} + \frac{I_{t+1} + I_t}{2}$$

Onde  $S$  é o volume armazenado no reservatório,  $t$  o índice de tempo,  $\Delta t$  o passo de tempo utilizado nos cálculos,  $Q$  a vazão defluente da usina e  $I$  a vazão afluente à usina.

Como os termos  $S$  e  $Q$  são as incógnitas da equação  $x$ , e estes podem ser representados em função da variável nível ( $h$ ), a resolução numérica da equação foi efetuada iterativamente a fim de se encontrar, em cada passo de tempo, o valor de  $h$  que seja raiz da equação  $x$ , que é a equação  $x$  reescrita. O método numérico utilizado para obtenção da raiz foi o de falsa posição, para o qual são fornecidos valores limites superiores e inferiores de um intervalo que contenha a raiz  $h$ . A cada iteração este subintervalo diminui para valores cada vez menores, até convergir para a raiz que forneça erros aceitáveis, ou seja, para a solução que forneça um valor do termo à esquerda da equação  $x$  que seja satisfatoriamente próximo a zero. O erro arbitrado nesta aplicação foi de  $0,1 \text{ m}^3$ , considerando que valores desta ordem de grandeza não afetam os resultados obtidos de forma expressiva. No tempo inicial ( $t=0 \text{ h}$ ), considera-se que  $I_t = I_{t+1}$  e  $Q_t = I_{t+1}$ , sendo  $I_{t+1}$  a vazão afluente no tempo  $t=1 \text{ h}$ .

$$\frac{S_{t+1} - S_t}{\Delta t} - \frac{Q_{t+1} + Q_t}{2} - \frac{I_{t+1} + I_t}{2} = 0$$

Em cada iteração, o volume armazenado é calculado pela equação da curva cota-volume apresentada anteriormente na seção “Aspectos construtivos e características”, e as vazões defluentes são calculadas para os valores de nível e vazão afluente às usinas, como descrito na seção “Regra de operação das usinas”. Os valores iniciais de nível dos reservatórios foram 240, 148 e 104 m, considerados os níveis normais das UHE Castro Alves, Monte Claro e 14 de Julho, respectivamente.

Assim, as Figura 30 a Figura 32 apresentam os resultados da simulação do evento de junho de 2014 para as três usinas do CERAN. O pico do evento ocorreu no dia 06/06/2014, e o gráfico apresenta os hidrogramas afluentes e propagados nos reservatórios para o período de 04/06/2014 a 08/06/2014.

Os resultados da simulação indicam que as usinas apresentam baixa capacidade de amortecimento da onda de cheia. As vazões defluentes dos reservatórios são muito semelhantes às vazões afluentes, sendo que a menor diferença foi observada na UHE Monte Claro, devido ao menor volume útil desta em relação às demais.

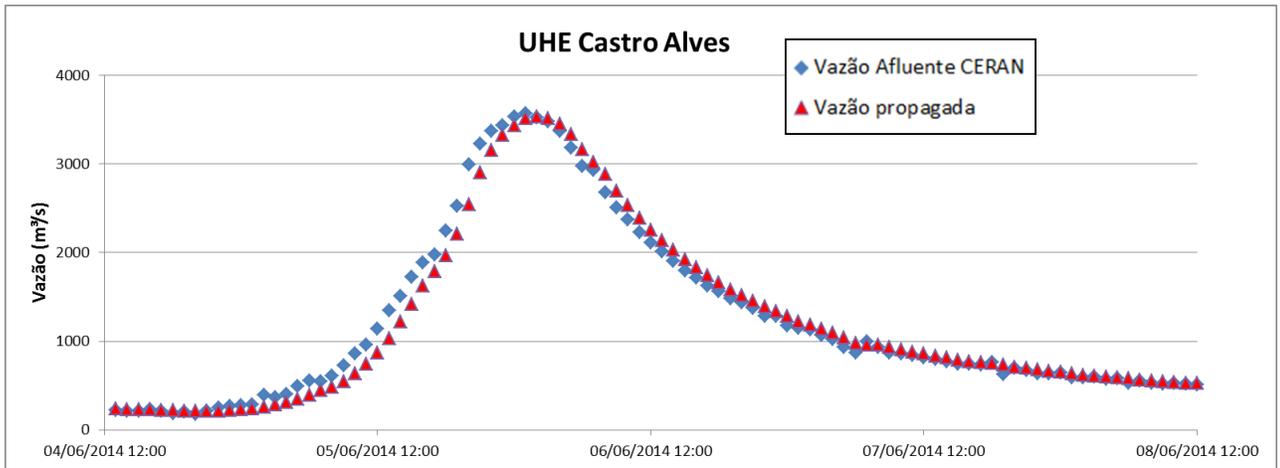


Figura 30. Vazões afluente e defluente da UHE Castro Alves durante o evento de junho de 2014.

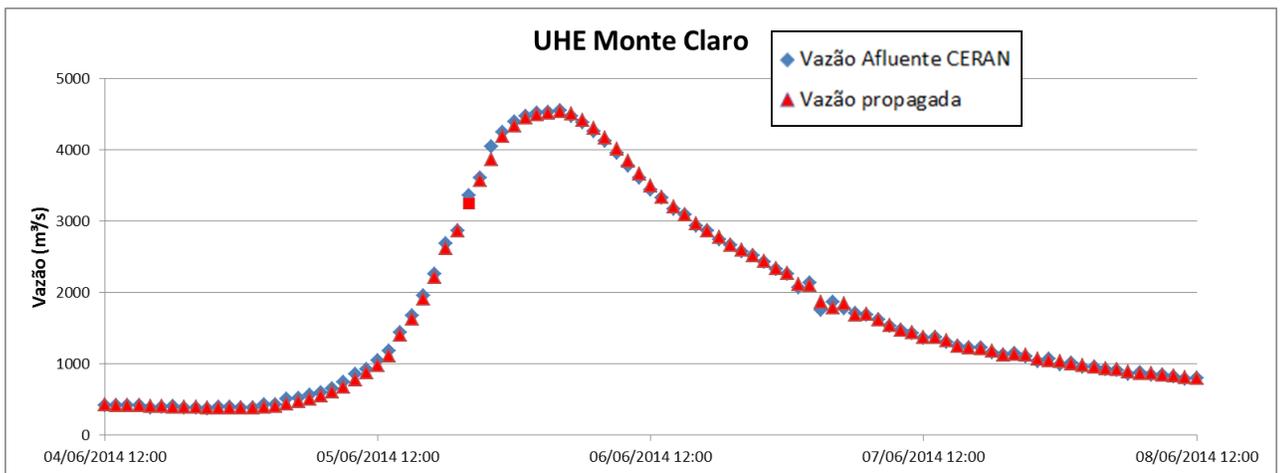


Figura 31. Vazões afluente e defluente da UHE Monte Claro durante o evento de junho de 2014.

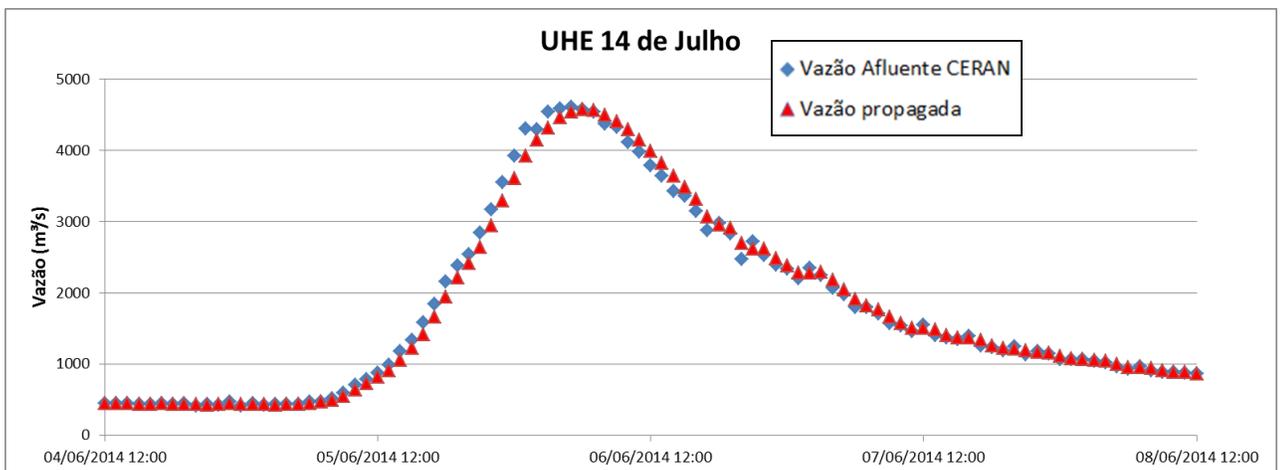


Figura 32. Vazões afluente e defluente da UHE 14 de Julho durante o evento de junho de 2014.

#### **1.4.2 Simulação das barragens com resolução numérica da equação de continuidade acoplada ao modelo hidrológico MGB-IPH**

Nesta etapa são apresentados os resultados da avaliação dos reservatórios na atenuação das ondas de cheias através da simulação numérica da equação de continuidade (descrita na seção anterior), acoplada ao modelo hidrológico chuva-vazão MGB-IPH. O método foi desenvolvido a fim de permitir a avaliação da propagação nas usinas em um período de tempo mais longo que na seção anterior, para o qual se dispunha de dados horários de precipitação (Junho/2009 a Dezembro/2014).

O modelo MGB-IPH, descrito no Anexo I, trabalha com a discretização da bacia hidrográfica em diversas mini-bacias, definidas para cada trecho da rede de drenagem (existe um trecho entre cada duas confluências e entre cada cabeceira e a respectiva primeira confluência). As vazões são propagadas ao longo destes trechos da rede através do método Muskingum-Cunge linear, sendo que a vazão defluente de uma determinada mini-bacia é a vazão afluyente da mini-bacia de jusante, somada à contribuição dos volumes gerados na própria mini-bacia. A Figura 33 apresenta a discretização da bacia Taquari-Antas e a localização das usinas do CERAN.

Para o presente trabalho, realizou-se uma alteração do modelo hidrológico de forma a implementar o efeito de reservatórios na propagação de cheias. A rotina adotada para propagação de vazões segue os seguintes passos, para cada mini-bacia e em cada intervalo de tempo: 1) propagação da vazão ao longo do trecho da mini-bacia; 2) avaliação se a mini-bacia contém um reservatório; 3) caso afirmativo, propagação no reservatório através da resolução numérica da equação da continuidade concentrada, tendo como vazão de entrada a vazão propagada no trecho da mini-bacia a montante; e 4) passagem da vazão liberada pelo reservatório para a mini-bacia de jusante.

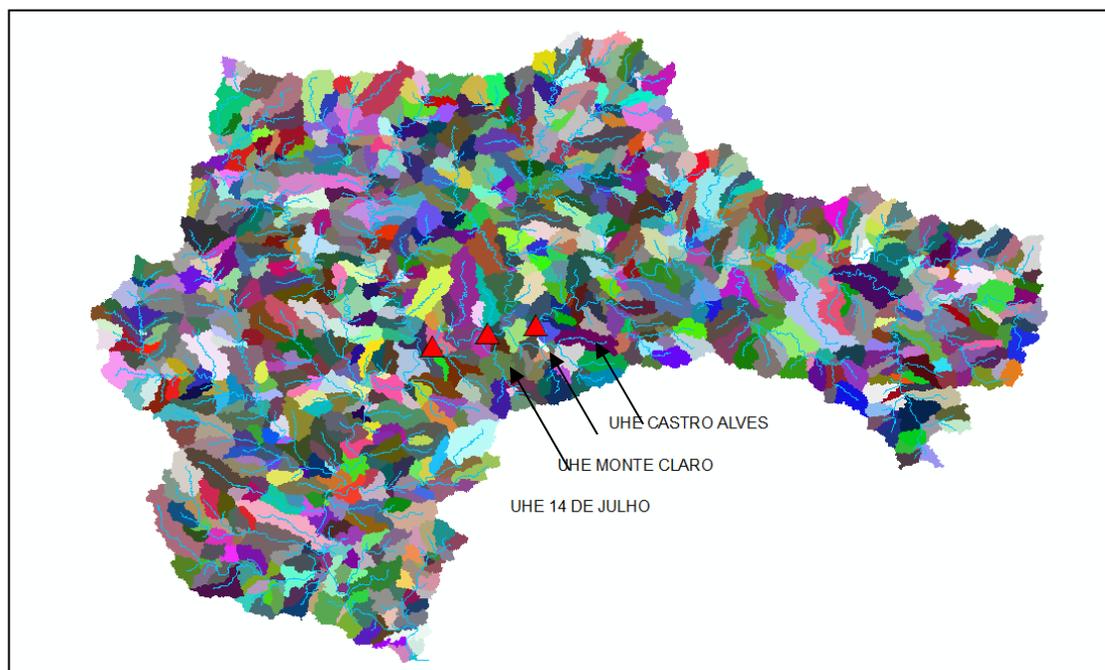


Figura 33. Discretização da bacia Taquari-Antas em mini-bacias e localização das usinas do CERAN.

Desta forma, realizou-se simulações de modo a avaliar o efeito das usinas do CERAN na propagação de cheias na bacia, comparando os resultados obtidos ao cenário sem reservatórios (vazão natural). O modelo foi rodado para o período de Junho/2009 a Dezembro/2014. Os valores iniciais de nível dos reservatórios foram 240, 148 e 104 m, considerados os níveis normais das UHE Castro Alves, Monte Claro e 14 de Julho, respectivamente.

As Figura 34 a Figura 36 apresentam os resultados da simulação com reservatórios para o evento de 21/07/2011, um dos maiores já registrados na região, comparando as vazões afluente e defluente de cada uma das usinas do CERAN. A Tabela 6 apresenta os valores dos picos observados nas afluências e defluências das usinas em quatro eventos relevantes do período simulado, 21/07/2011, 09/08/2011, 19/09/2012 e 06/06/2014, cujos tempos de retorno estimados em Encantado são de 5-10 anos para o primeiro e cerca de 2 anos para os demais eventos. Por fim, as Figura 37 a Figura 40 apresentam os hidrogramas simulados em Encantado e Lajeado para os cenários com e sem reservatórios, para os eventos de 21/07/2011 e 06/06/2014.

Observa-se que a atenuação dos picos é pequena em todas as usinas, e em especial na UHE Monte Claro, que possui o menor volume útil dentre os três aproveitamentos do

CERAN. Em dois dos quatro eventos analisados, não foi sequer possível detectar diferença entre os picos afluente e defluente desta usina, conforme a Tabela 6. Da mesma forma, a atenuação observada em Encantado e Lajeado comparando os cenários com e sem barragens não é expressiva para o controle de cheias na bacia. Estes resultados estão em acordo com as conclusões obtidas nas seções anteriores.

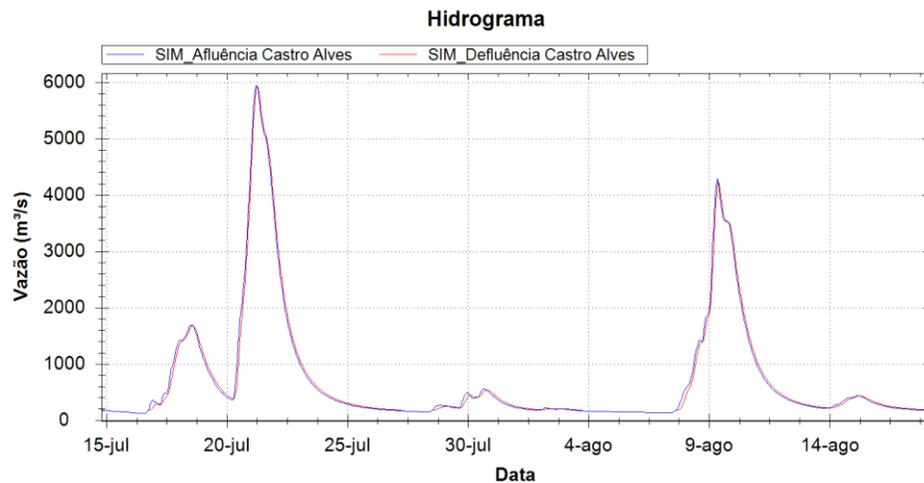


Figura 34. Vazões afluente e defluente da UHE Castro Alves durante o evento de 21/07/2011.

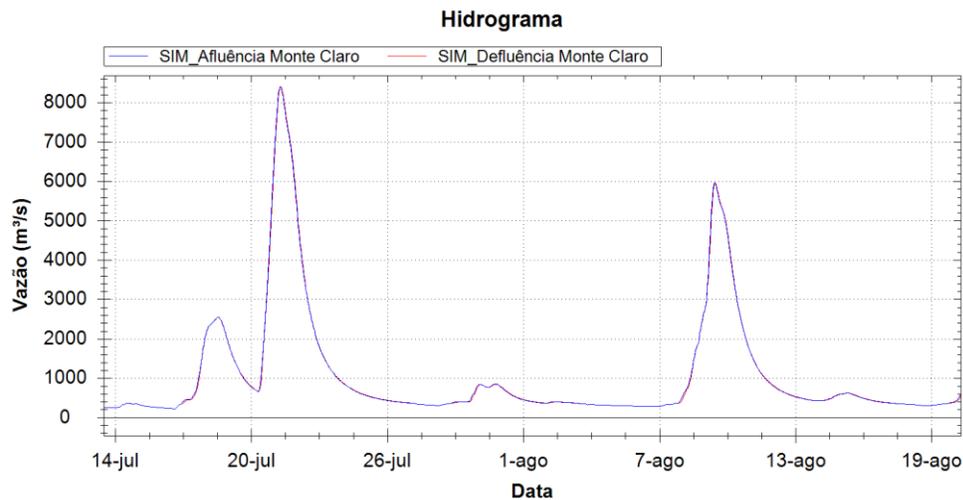


Figura 35. Vazões afluente e defluente da UHE Monte Claro durante o evento de 21/07/2011.

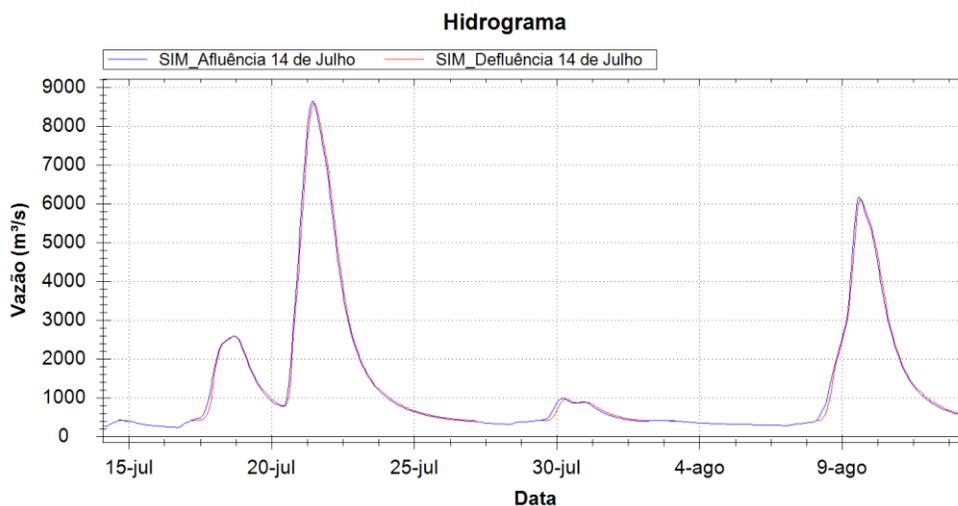


Figura 36. Vazões afluente e defluente da UHE 14 de Julho durante o evento de 21/07/2011.

Tabela 6. Comparação entre os picos das vazões afluente e defluente das usinas do CERAN durante os eventos de 21/07/2011, 09/08/2011, 19/09/2012 e 06/06/2014.

UHE	Evento			
	21/07/2011	09/08/2011	19/09/2012	06/06/2014
Castro Alves - Afluência	5941	4291	2319	4258
Castro Alves - Defluência	5920	4233	2300	4189
Monte Claro - Afluência	8405	5960	3468	5189
Monte Claro - Defluência	8395	5960	3468	5170
14 e Julho - Afluência	8642	6155	3674	5187
14 e Julho - Defluência	8598	6109	3664	5146

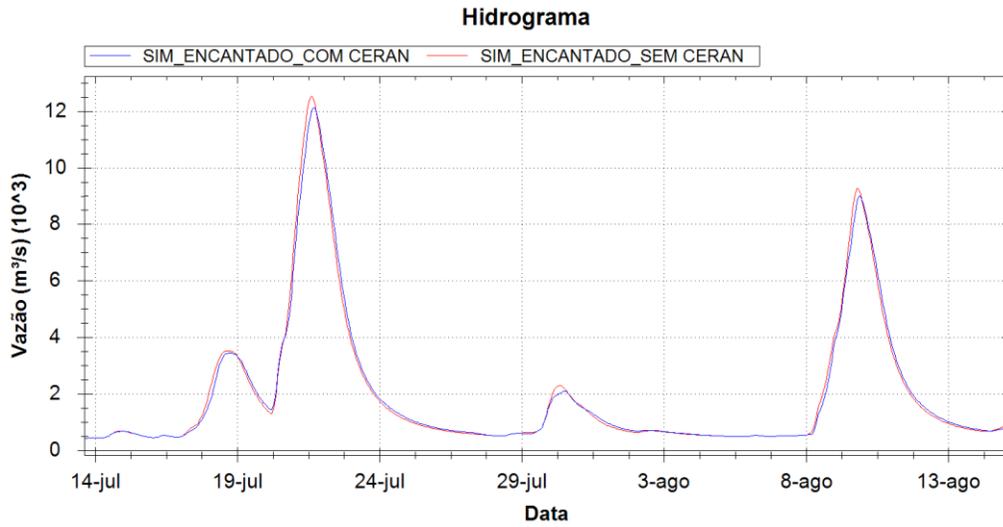


Figura 37. Hidrograma em Encantado durante o evento de 21/07/2011, nos cenários com e sem reservatórios.

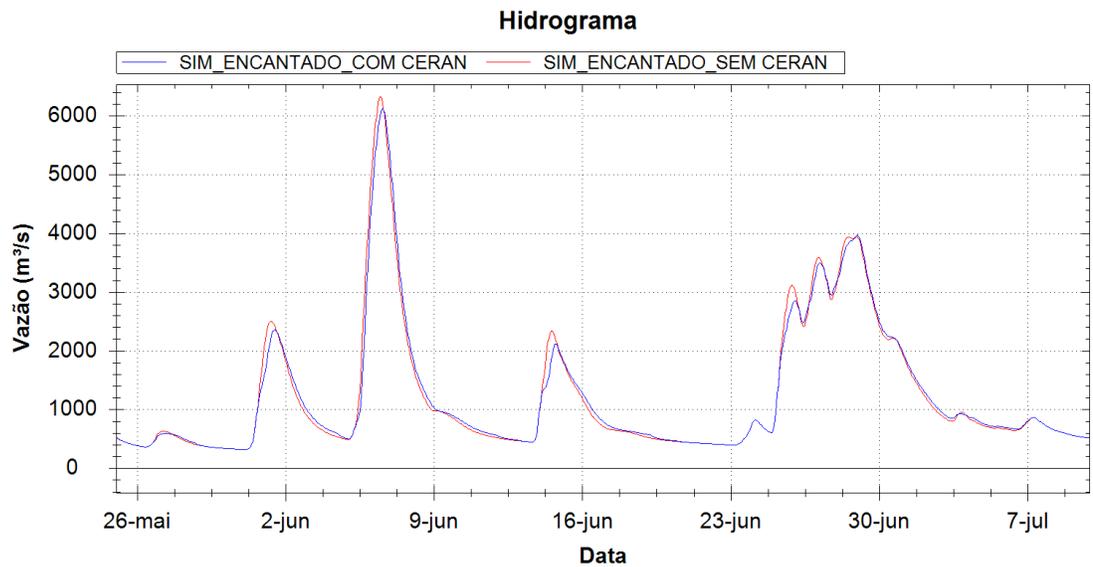


Figura 38. Hidrograma em Encantado durante o evento de 06/06/2014, nos cenários com e sem reservatórios.

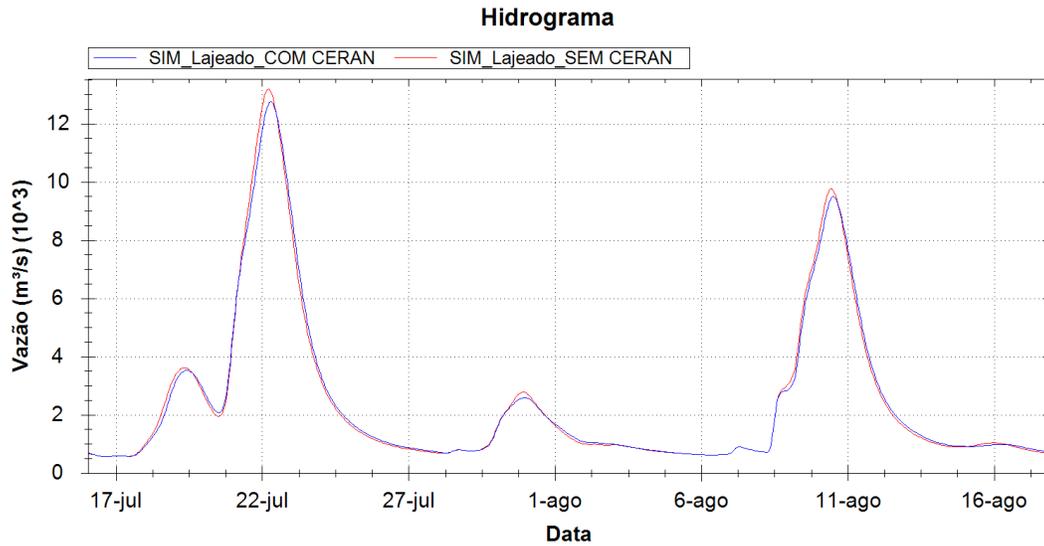


Figura 39. Hidrograma em Lajeado durante o evento de 21/07/2011, nos cenários com e sem reservatórios.

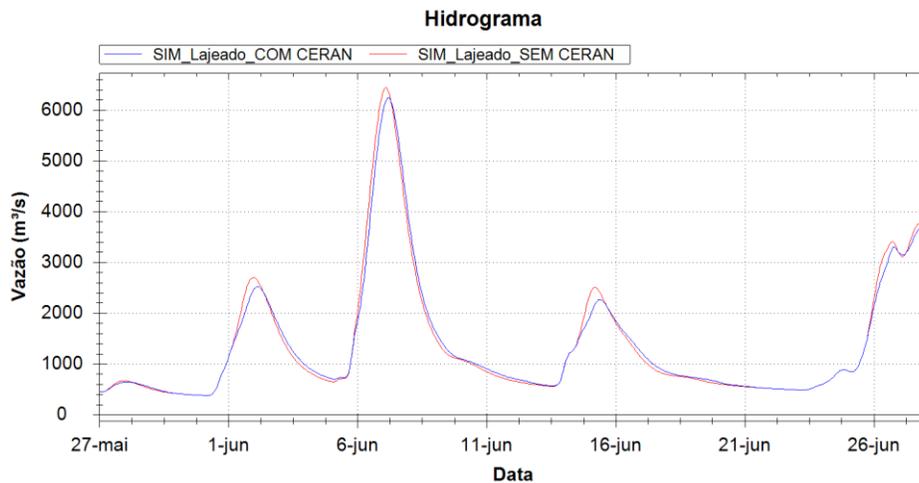


Figura 40. Hidrograma em Lajeado durante o evento de 06/06/2014, nos cenários com e sem reservatórios.

### 1.4.3 Simulação das barragens com modelagem hidrodinâmica

Esta etapa do trabalho tem por objetivo avaliar a influência dos barramentos hidrelétricos na propagação de cheias na bacia do Taquari-Antas, incluindo a verificação de potenciais usos para o controle de enchentes. De forma geral o escoamento que ocorre em reservatório é caracterizado por uma linha de água horizontal, grande profundidade e baixa

velocidade, para os quais os termos dinâmicos podem ser ignorados em função da grande variação de armazenamento.

Entretanto, em alguns casos a utilização da modelagem hidrodinâmica (em regime não-permanente) para a propagação de cheias no reservatório pode ser mais apropriada em relação ao uso de métodos mais tradicionais, a exemplo do método de Puls. Esta consideração é especialmente importante em reservatórios longos e quando o volume da cheia é significativamente maior do que a capacidade de armazenamento dos reservatórios, os quais tendem a se comportar como um rio durante a passagem da onda de cheia. Esse é, justamente, o caso das barragens do CERAN.

#### *Descrição do trecho simulado*

O trecho de rio selecionado para a análise hidrodinâmica possui uma extensão aproximada de 170 km, situado entre o início do reservatório da UHE Castro Alves (22 km a montante do barramento) e a cidade de Encantado. Esta localidade situa-se no trecho do Baixo Taquari-Antas, sendo que a usina mais próxima - a UHE 14 de Julho - se encontra aproximadamente a 70 km a montante do local.

Além disso, alguns afluentes majoritários da bacia situam-se ao longo do trecho considerado, os quais representam importantes contribuintes para o rio principal. Entre as usinas de Castro Alves e Monte Claro encontra-se o Rio da Prata, (3.777 km<sup>2</sup>), enquanto que a jusante da UHE 14 de Julho ocorre o encontro das águas dos rios Carreiro (2.565 km<sup>2</sup>) e Guaporé (2.490 km<sup>2</sup>) com o rio Taquari. Estes afluentes correspondem por aproximadamente 45% da área de drenagem total até a cidade de Encantado, assumindo um papel importante para as cheias da região.

#### **Modelo Hidráulico utilizado**

Para realização desta etapa da modelagem foi utilizado o sistema HEC-RAS (River Analysis System) versão 4.1, um modelo hidráulico para análise de rios desenvolvido pelo *Hydrological Engineering Center*, nos Estados Unidos. O software foi projetado

especialmente para as atividades do Corpo de Engenheiros do Exército dos EUA, porém encontra-se disponível gratuitamente para uso do público em geral.

O HEC-RAS constitui um pacote computacional com interface gráfica e diversas funcionalidades, incluindo representação topológica de rios e estruturas hidráulicas, armazenamento de dados, ferramentas de análise e visualização de resultados. A primeira versão do software foi lançada em 1995 e diversas atualizações foram implementadas ao longo dos anos seguintes, sendo que a sua versão mais recente engloba módulos adicionais para cálculo de transporte de sedimentos e análise de qualidade de água.

Além da simulação em regime permanente, o software permite a resolução das equações de Saint-Venant para escoamento unidimensional não permanente e variado através do esquema numérico UNET - *Unsteady Network Model* (Barkau, 1992). Esta resolução é dada através da aplicação de um método de diferenças finitas implícito de quatro pontos com ponderação no tempo (esquema de Preissmann), permitindo a solução simultânea de um sistema de equações e conseqüentemente o uso de passos de tempo significativamente maiores do que aqueles usualmente necessários em métodos explícitos.

O HEC-RAS possibilita a representação do comportamento dinâmico da linha d'água associado à propagação de hidrogramas de entrada, podendo simular ainda situações de escoamento em regime subcrítico ou supercrítico ao longo do trecho analisado.

### **Equacionamento do HEC-RAS para simulação hidrodinâmica**

O escoamento em regime não-permanente considera a variação no tempo e no espaço das variáveis que retratam o mesmo. Esta situação ocorre na maioria dos problemas hidrológicos de escoamento superficial e de rios e canais, sendo geralmente representada com a utilização de um conjunto de duas equações conhecidas como equações de Saint-Venant, ou equações de escoamento não permanente unidimensional.

A primeira das duas equações é a equação da continuidade. Em sua definição, a conservação de massa em um volume de controle implica que a variação da vazão escoada através do mesmo seja igual à variação do armazenamento neste volume, ou seja:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_l$$

onde  $A$  representa a área da seção transversal do volume de controle;  $Q$  a vazão escoada através deste volume e;  $q_l$  as contribuições laterais por unidade de comprimento.

A segunda das duas equações é a equação da quantidade de movimento, conhecida como equação dinâmica, a qual representa as forças que atuam sobre o escoamento e a consequente aceleração do mesmo. Para sua definição, o fluxo da quantidade de movimento que entra no volume de controle adicionado às forças externas atuantes sobre o mesmo volume é igual à quantidade de movimento que sai do volume de controle, isto é:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(QV)}{\partial x} + gA \left( \frac{\partial z}{\partial x} + S_f \right) = 0$$

onde:  $S_f$  corresponde à inclinação da linha de energia, a qual está diretamente associada com ambas variáveis de vazão e cota da superfície livre da água, podendo ser determinada com base na equação de Manning-Strickler:

$$S_f = \frac{n^2 Q^2}{R_H^{4/3} A^2}$$

onde:  $R_H$  é o raio hidráulico e;  $n$  é o coeficiente de Manning.

A resolução das equações acima implica no conhecimento das condições do escoamento nos pontos extremos do trecho analisado. Para a condição de contorno de montante podem ser utilizadas série históricas na forma de hidrogramas (vazão) ou cotagramas (nível), enquanto que para a condição de jusante podem ser adotadas ainda relações do tipo curva-chave ou a própria equação de Manning para canais em superfície livre. Maiores detalhes sobre os conceitos teóricos envolvidos na preparação do modelo hidrodinâmico podem ser encontrados nos manuais do usuário e de referência hidráulica do próprio modelo HEC-RAS 4.1.

#### *Definição de condições de contorno e critérios gerais para a modelagem*

Para realização da modelagem hidrodinâmica optou-se pela adoção das seguintes condições de contorno: (i) hidrograma afluente na UHE Castro Alves, incluindo na foz dos rios Prata, Carreiro e Guaporé para condição de montante e; (ii) declividade da linha de água a jusante (Encantado), necessária para o cálculo da profundidade normal na equação de Manning em escoamento à superfície livre.

No primeiro caso, os hidrogramas de entrada nos pontos de interesse foram obtidos através da simulação hidrológica com o MGB-IPH, especialmente para dois eventos recentes de cheia ocorridos nos anos de 2011 e 2014. Esta simulação foi concebida de maneira a representar estes eventos de forma realística, com base na condição natural de formação das enchentes em função da passagem dos sistemas meteorológicos e dos processos físicos que ocorrem na bacia. Conforme descrito no Anexo I, o modelo foi inicialmente calibrado com dados hidrológicos em intervalo de tempo horário, uma vez que a ascensão dos hidrogramas ocorre rapidamente com grandes variações de vazão em períodos menores que um dia.

Após a preparação das condições de contorno, geradas através dos hidrogramas simulados pelo MGB-IPH em cada um dos afluentes e na entrada do reservatório da UHE Castro Alves, teve início a etapa da modelagem hidráulica no ambiente HEC-RAS. Para tanto, a avaliação da influência dos reservatórios na propagação de cheias na bacia do Taquari-Antas foi realizada a partir da intercomparação em três diferentes cenários, conforme apresentado a seguir:

- **Cenário 1: Sem a existência de barragens.** Neste cenário é avaliada uma situação hipotética representando o comportamento natural do rio durante a ocorrência de uma cheia, caso não houvesse a influência dos barramentos hidrelétricos principais;
- **Cenário 2: Com a existência de barragens, na condição atual.** Neste cenário é avaliada a situação real com operação dos reservatórios a fio d'água, cuja regra de operação é baseada na maximização da produção de energia a partir da manutenção do nível máximo de água;
- **Cenário 3: Com a existência de barragens, com maximização do volume de espera.** Neste cenário, são formados volumes de espera nas UHEs Monte Claro e 14 de Julho com a finalidade de controle de enchentes, na qual os reservatórios encontram-se com níveis significativamente reduzidos no momento de chegada do hidrograma de cheia.

Quanto à calibração do modelo hidráulico, usualmente a determinação dos coeficientes de Manning nos trechos das seções transversais representa um dos elementos mais sensíveis para caracterização do escoamento nos rios. Entretanto, a intercomparação aqui proposta

visa avaliar apenas a diferença relativa entre os cenários a partir dos hidrogramas simulados, não tendo como objetivo a identificação de níveis reais de inundação. Por este motivo, buscou-se ajustar o modelo hidráulico de forma a representar corretamente as vazões simuladas na cidade de Encantado, previamente calibradas durante a simulação hidrológica a partir do Modelo MGB-IPH.

#### *Descrição dos eventos de cheia simulados*

As cheias selecionadas para a simulação hidráulica constituem-se dos eventos ocorridos em 06/06/2014, ao longo do presente projeto, e em 21/07/2011, sendo a escolha dos mesmos realizada a partir de alguns critérios básicos. Para o evento de 2014 houve a disponibilidade de dados mais detalhados em função das estações de monitoramento em tempo real recentemente implantadas na bacia, enquanto que o evento de 2011 destaca-se pela grande relevância da cheia ocorrida. Outro fator de relevância no estudo é a grande diferença de magnitude observada entre estes eventos, sendo que em ambos os casos as UHEs já encontravam-se operando na bacia.

A Figura 41 apresenta os hidrogramas calculado e observado para a cheia de 06/06/2014 no posto fluviométrico de Encantado, localizado no rio Taquari cerca de 10 km a jusante da confluência com o rio Guaporé. Nesta ocasião, o pico atingiu aproximadamente 6.500 m<sup>3</sup>/s às 12:00 no dia 06 de junho, com uma variação de 5.500 m<sup>3</sup>/s em apenas 24 horas.

Especificamente para esta ocasião, dados em intervalo de tempo horário disponibilizados pelas UHEs mostram um tempo aproximado de propagação do pico de cheia em 11 horas (Tabela 7), tomado como referência o trecho entre a barragem da UHE Castro Alves e o posto de Encantado.

Tabela 7. Tempos de propagação da onda de cheia nos trechos intermediários entre a UHE Castro Alves e o posto fluviométrico de Encantado, com base no monitoramento em tempo real.

Trecho	Distância	Tempo de propagação	Velocidade aprox. da onda de cheia
UHE Castro Alves - UHE Monte Claro	29,5 km	3 horas	2,7 m/s
UHE Monte Claro - UHE 14 de Julho	47 km	3 horas	4,3 m/s
UHE 14 de Julho - Muçum	58 km	4 horas	4,0 m/s
Muçum - Encantado	13,5 km	1 hora	3,75 m/s
<b>TOTAL</b>	<b>148 km</b>	<b>11 horas</b>	<b>3,7 m/s</b>

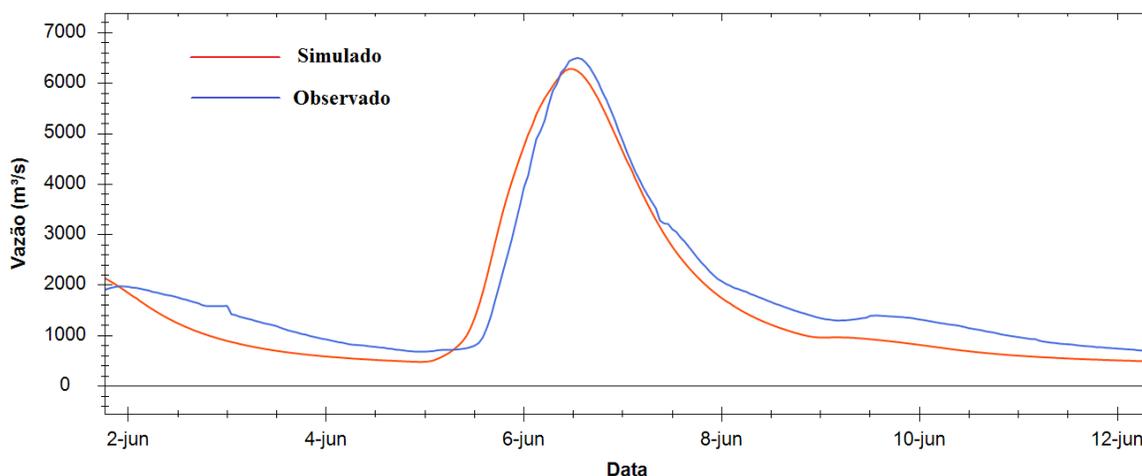


Figura 41. Resultados da simulação hidrológica para o evento de 06/06/2014 em Encantado, em comparação às informações de vazão do posto fluviométrico desta localidade.

Já na Figura 42 são apresentados os hidrogramas para a cheia ocorrida em 21/07/2011, para esta mesma localidade. O evento ocorreu em dois tempos, no qual pode ser observado um menor pico de 5.000 m³/s entre os dias 18/07 e 19/07 sucedido pela grande cheia no dia 21/07. Nesta ocasião, o pico máximo excedeu uma vazão de 13.000 m³/s, cuja variação - 11.000 m³/s - ocorreu em aproximadamente 20 horas. Cabe ressaltar que o início da ascensão do hidrograma neste evento ocorreu em um momento onde o nível do rio Taquari já se encontrava elevado, cuja vazão situava-se na faixa dos 2.000 m³/s.

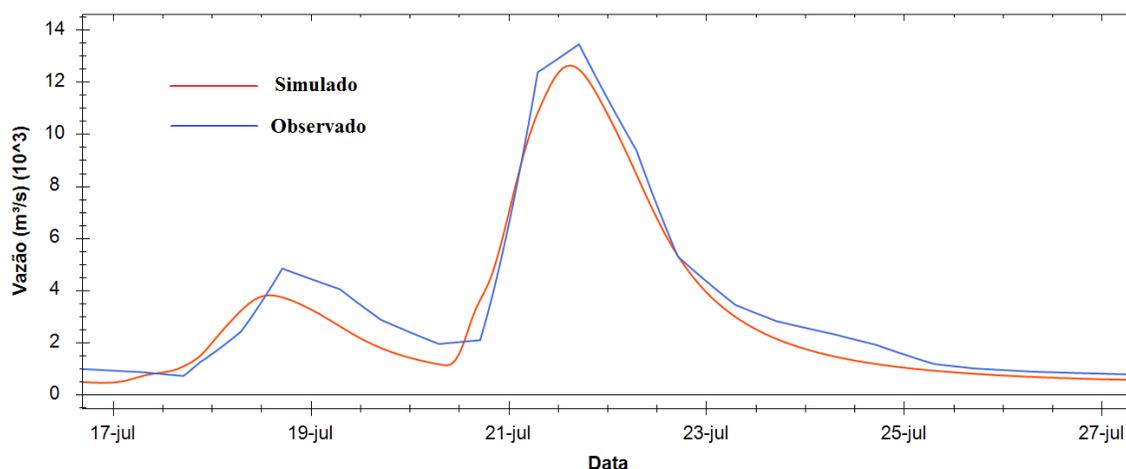


Figura 42. Resultados da simulação hidrológica para o evento de 21/07/2011 em Encantado, em comparação às informações de vazão do posto fluviométrico desta localidade.

No presente caso, não foi possível realizar a verificação da propagação dos picos nas regiões intermediárias representadas pelos trechos entre as UHEs, uma vez que não houve disponibilidade de vazões defluentes nos barramentos para o dado período.

#### *Preparação do modelo hidráulico para simulação*

A representação topológica dos rios e afluentes bem como as seções transversais dos mesmos são requeridos de maneira a determinar a direção do escoamento de água bem como o cálculo das características hidráulicas necessárias para resolução das equações do modelo. Portanto, o processo de modelagem é iniciado pela introdução das características dos trechos de rio, representadas pelas seções transversais geradas através de levantamento topobatimétrico.

As seções transversais para o presente trabalho foram obtidas a partir do modelo HEC-RAS previamente desenvolvido no plano de bacia do Taquari-Antas, ao longo dos estudos realizados para simulação de cenários de enquadramento futuro dos corpos hídricos. Algumas seções necessitaram ainda adaptações quanto à planície de inundação levantada, uma vez que este aspecto não é importante na simulação com vazões de estiagem, típica de estudos relacionados à qualidade de água. Dentre outros ajustes, foi realizada também a compatibilização das seções em relação ao volume dos reservatórios do CERAN.

Ainda, as seções topobatimétricas existentes foram interpoladas a cada quilômetro para aumentar a discretização espacial ao longo do canal, visando reduzir problemas de

instabilidade no modelo hidráulico (Figura 43 a Figura 45). Embora o nível de detalhe destas seções seja muito pequeno para identificação de aspectos reais em relação à propagação de cheias, a verificação dos resultados de forma relativa entre os cenários propostos se torna possível mesmo com uma menor quantidade de informações.

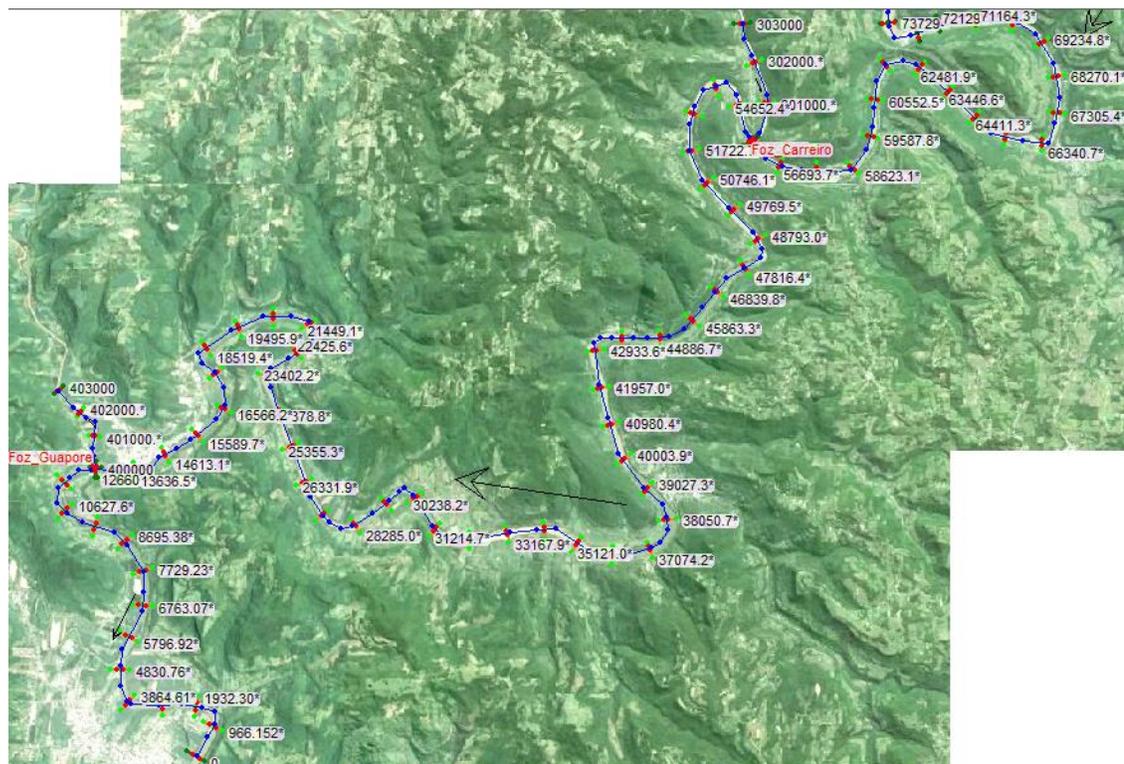


Figura 43. Representação esquemática das seções transversais utilizadas na modelagem hidrodinâmica dos reservatórios, para o trecho entre a UHE 14 de Julho (Seção 73729) e o posto de Encantado (seção 0)

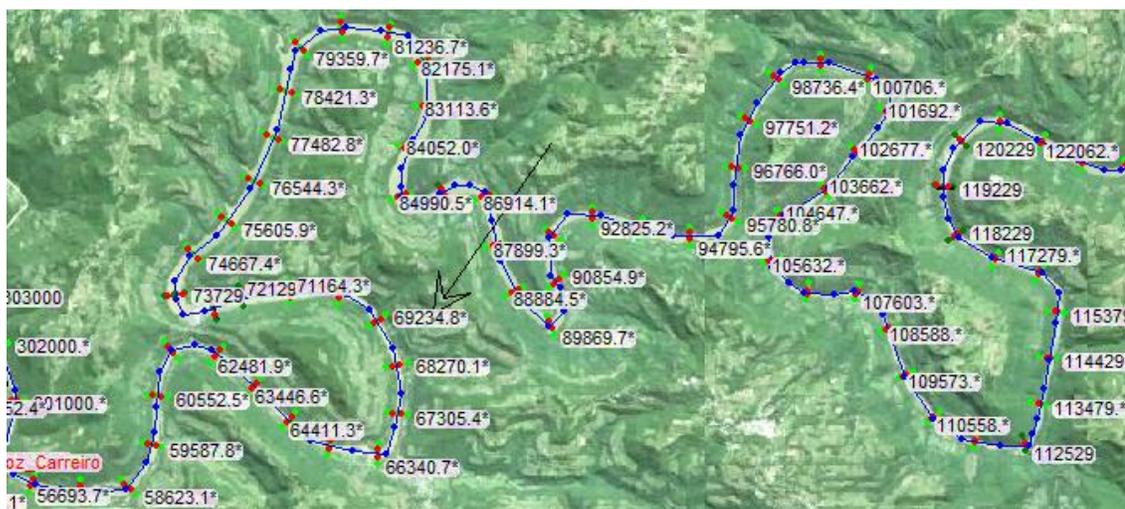


Figura 44. Representação esquemática das seções transversais utilizadas na modelagem hidrodinâmica dos reservatórios, para o trecho entre a UHE Monte Claro (Seção 119229) e a UHE 14 de Julho (Seção 73729)

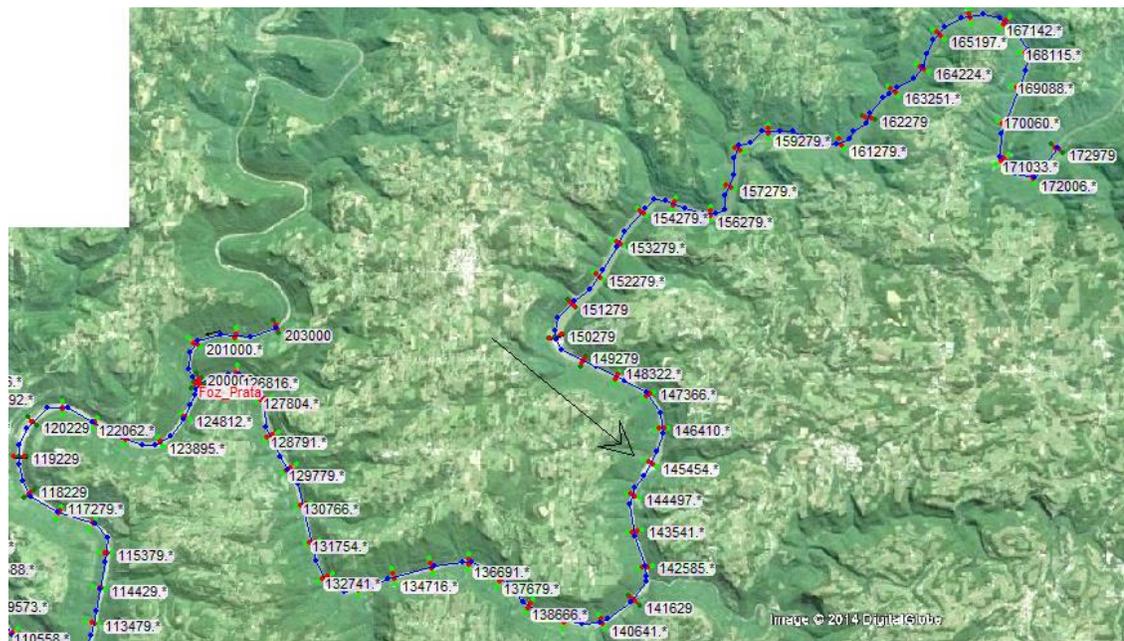


Figura 45. Representação esquemática das seções transversais utilizadas na modelagem hidrodinâmica dos reservatórios, para o trecho entre o início do reservatório da UHE Castro Alves (Seção 172929) e a UHE Monte Claro (Seção 119229).

### *Contribuições das bacias incrementais entre os afluentes principais*

Além das vazões oriundas dos afluentes principais ao trecho analisado, foram também inseridas as contribuições mais significativas ao longo das bacias incrementais (Figura 46), as quais foram também obtidas através da modelagem hidrológica. Para tanto, a série de vazões calculada para cada uma destas contribuições foi superposta ao hidrograma do afluente situado a montante do local, sendo que áreas pouco significativas não foram consideradas no somatório de vazões.

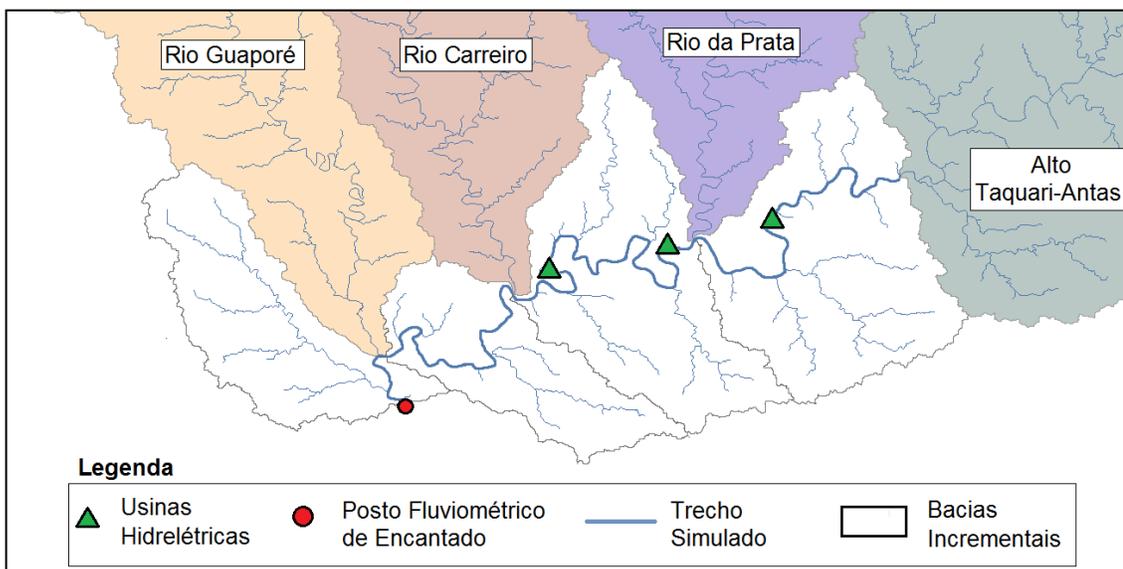


Figura 46. Representação esquemática das bacias incrementais ao longo do trecho simulado.

### *Cenários analisados através da modelagem hidrodinâmica*

Neste item estão apresentados os resultados obtidos através da modelagem hidrodinâmica, com base na intercomparação dos cenários propostos e avaliação da capacidade de controle de cheias, sendo considerada neste último caso a configuração atual das comportas nos barramentos existentes. Os resultados visam dar alguns esclarecimentos, de forma preliminar, sobre a influência dos reservatórios durante a ocorrência de enchentes, bem como apontamentos sobre as possíveis causas dos efeitos encontrados.

Inicialmente procedeu-se a uma verificação da simulação hidráulica de maneira a validar a propagação dos hidrogramas afluentes nos trechos intermediários entre a UHE Castro Alves e o posto de Encantado. Esta validação ocorreu com base no cenário 2, já que o mesmo tem a finalidade de representar a condição atual de operação nas usinas hidrelétricas existentes. Considerou-se para este cenário que os reservatórios das respectivas usinas iniciam no nível máximo operacional e que a abertura das comportas, em ambas UHEs Monte Claro e 14 de Julho, ocorre com velocidade de 10 cm/min.

A Tabela 8 apresenta os tempos de propagação calculados através do ambiente HEC-RAS, para o evento ocorrido no dia 06/06/2014. Embora tenha sido identificada uma velocidade maior no trecho UHE Castro Alves - UHE Monte Claro em relação ao monitoramento em tempo real anteriormente apresentado (Tabela 7), de uma forma geral os resultados foram

considerados adequados para a representação deste evento. No presente caso, a velocidade média no trecho total analisado teve um acréscimo de aproximadamente 10% em relação ao observado, o que pode ser devido a fatores como inconsistências na representação hidráulica (seções transversais).

Tabela 8. Tempos de propagação da onda de cheia nos trechos intermediários entre a UHE Castro Alves e o posto fluviométrico de Encantado, com base modelagem hidrodinâmica.

Trecho	Distância	Tempo de propagação	Velocidade aprox. do pico de cheia
UHE Castro Alves - UHE Monte Claro	29,5 km	2 horas	4,1 m/s
UHE Monte Claro - UHE 14 de Julho	47 km	3 horas	4,3 m/s
UHE 14 de Julho - Muçum	58 km	4 horas	4,0 m/s
Muçum - Encantado	13,5 km	1 hora	3,75 m/s
<b>TOTAL</b>	<b>148 km</b>	<b>10 horas</b>	<b>4,1 m/s</b>

Ainda, as Figura 47 e Figura 48 mostra a sobreposição dos hidrogramas gerados, na qual é possível comparar graficamente o resultado das simulações realizadas através do MGB-IPH e do HEC-RAS. Em relação às diferenças encontradas na forma dos hidrogramas, grande parte das mesmas pode ser atribuída ao efeito de operação das comportas - ignorado pelo MGB-IPH - e pelo fato de não ter sido considerada a contribuição das bacias incrementais em sua totalidade, na simulação com o modelo hidrodinâmico.

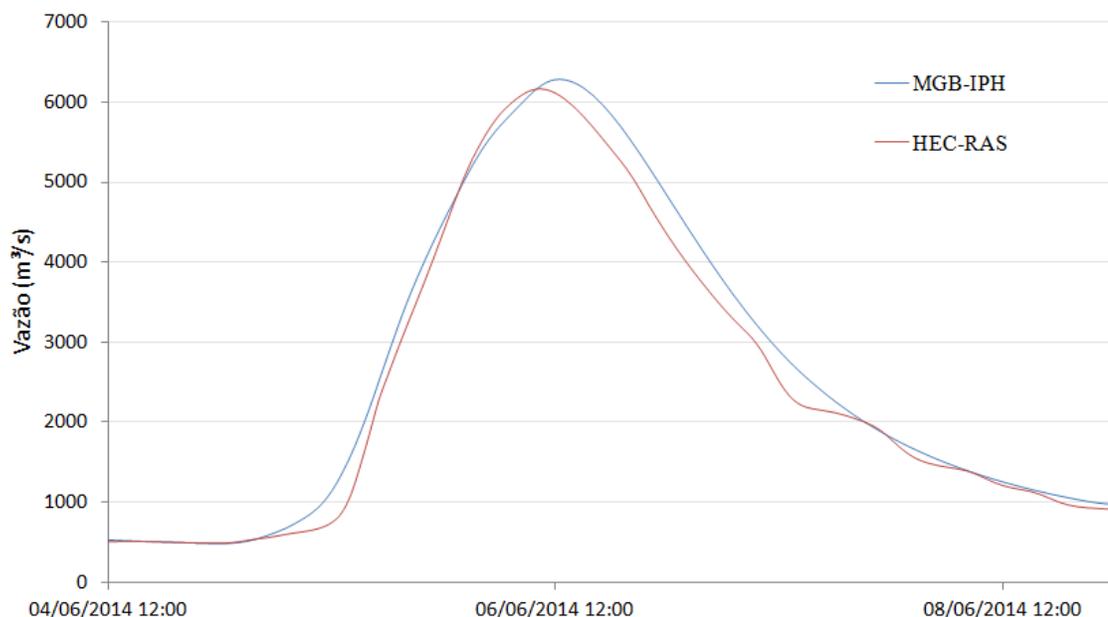


Figura 47. Comparativo entre os hidrogramas calculados pelo MGB-IPH e pela simulação hidrodinâmica para o evento do dia 06/06/2014, no posto de Encantado.

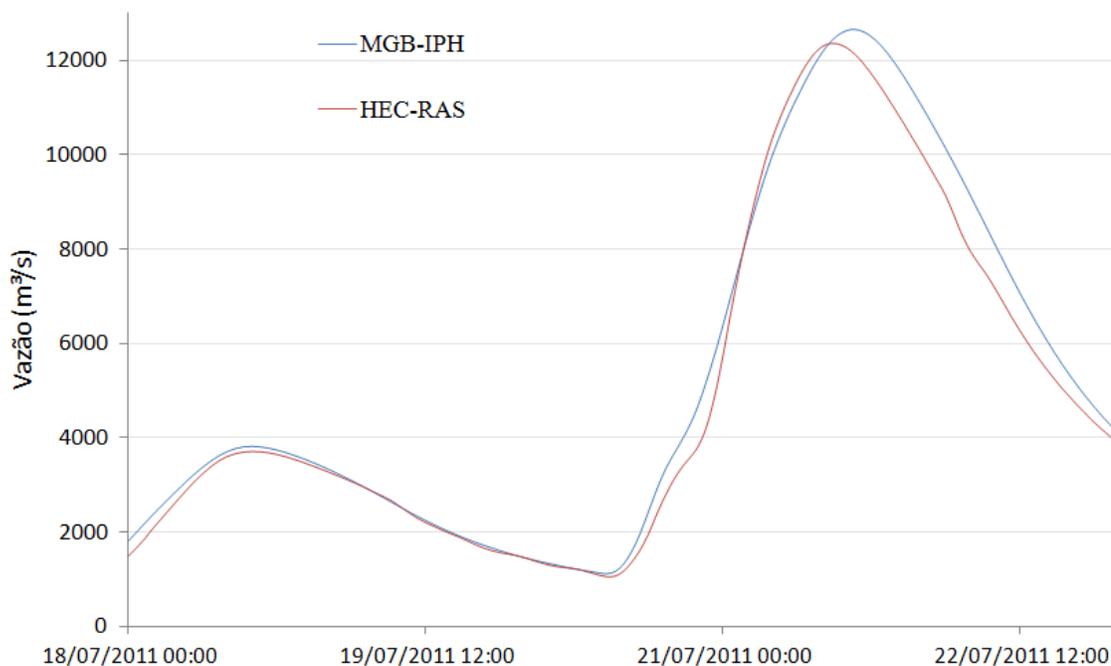


Figura 48. Comparativo entre os hidrogramas calculados pelo MGB-IPH e pela simulação hidrodinâmica para o evento do dia 21/07/2014, no posto de Encantado.

Após esta verificação inicial, foram identificados alguns critérios básicos para simulação do cenário 3 proposto, o qual se refere especificamente a uma situação de controle de cheias nos reservatórios existentes das UHEs. Em termos práticos, a atenuação dos impactos da

cheia é possibilitada a partir de um conjunto de regras de operação associado a um volume de espera no reservatório, de tal forma que sejam permitidos o armazenamento de parte do volume de cheia afluyente e a redução do pico de vazão. A operação ocorre de maneira a escoar a vazão natural até um determinado limite crítico, a partir do qual o controle da vazão defluente é realizado através da regulação da abertura das comportas e por meio de descarregadores de fundo na barragem.

Para fins de simulação, considerou-se inicialmente uma situação hipotética onde o volume de espera do reservatório seria o máximo possível, porém consequentemente reduzindo a geração de energia a níveis muito baixos. Para tanto, as comportas das usinas 14 de Julho e Monte Claro foram mantidas em sua abertura total sem qualquer operação de fechamento das mesmas, sendo os resultados para o evento de 06/06/2014 mostrados nas Figura 49 e Figura 50.

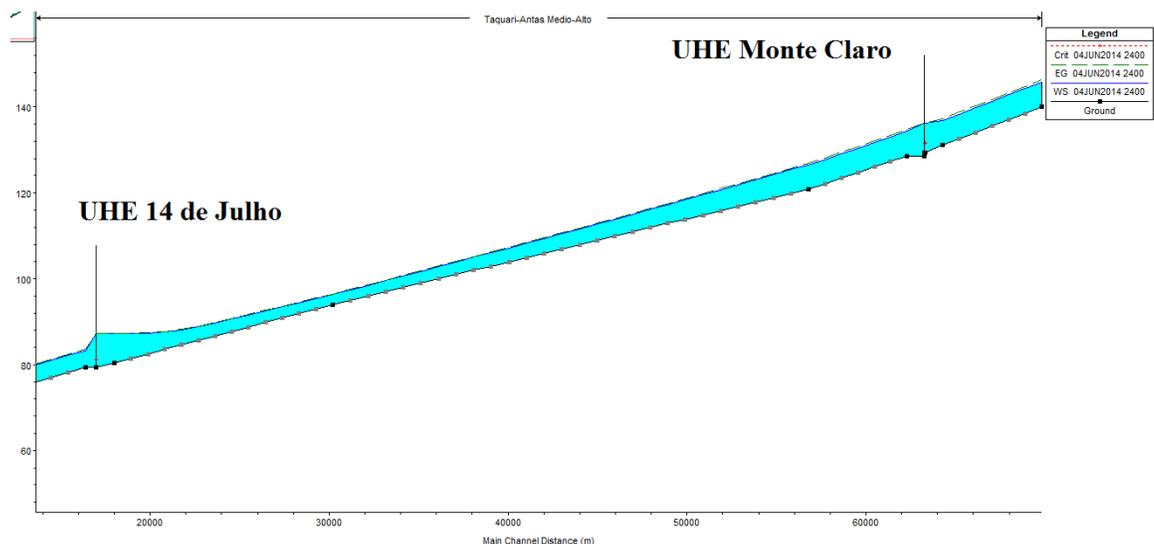


Figura 49. Perfil da linha de água no trecho entre os reservatórios UHE Monte Claro e 14 de Julho, para o dia 05/06/2014 às 00:00.

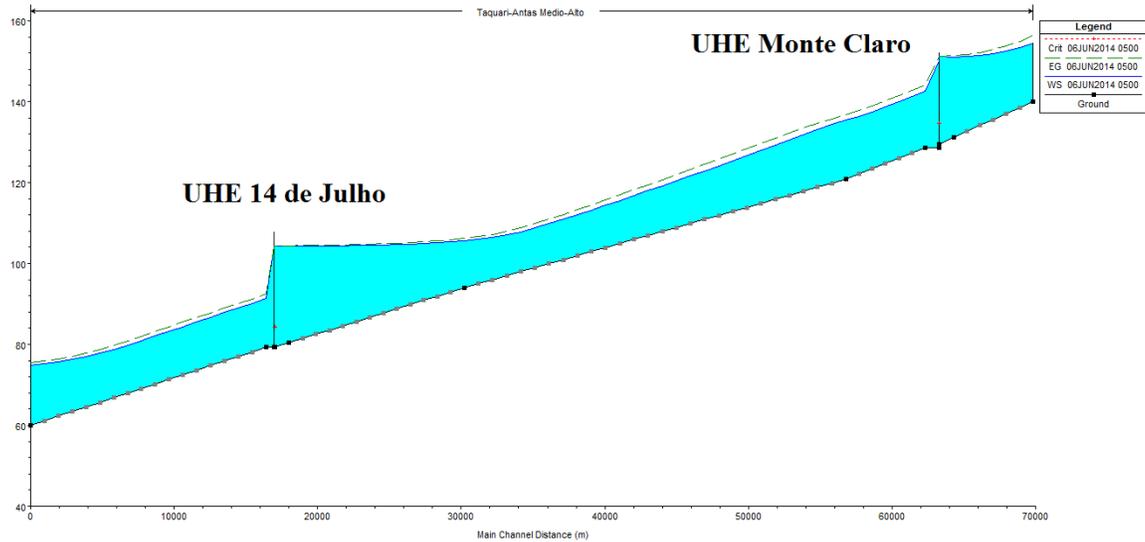


Figura 50. Perfil da linha de água no trecho entre os reservatórios UHE Monte Claro e 14 de Julho, para o dia 06/06/2014 às 05:00, com início do extravasamento na usina a jusante.

É possível observar, através das figuras acima apresentadas, que mesmo com as comportas totalmente abertas ocorre o extravasamento no vertedor livre destes reservatórios, praticamente no instante de pico da cheia ocorrida - às 5:00 do dia 06/06/2014. Tal situação indica uma provável incapacidade de atenuação das cheias mesmo em eventos de menor relevância, considerando a configuração atual das estruturas por parte dos barramentos existentes. Por este motivo não foram consideradas regras operacionais para controle de comportas neste cenário, para o qual foi mantida a operação com total abertura tendo em vista à máxima atenuação até o completo enchimento do reservatório.

A Figura 51 mostra o resultado para o evento do dia 06/06/2014, na cidade de Encantado, considerando de maneira conjunta os 3 cenários testados. É possível verificar que a operação atual das usinas pode estar causando um efeito levemente adverso, dado por uma pequena aceleração no hidrograma em relação à situação de total ausência dos barramentos. Além disso, conforme já era esperado para o cenário de controle de cheias, a atenuação e o atraso no hidrograma aconteceram de forma praticamente insignificante se comparado à situação sem qualquer influência das barragens, caracterizada pelo escoamento natural do rio.

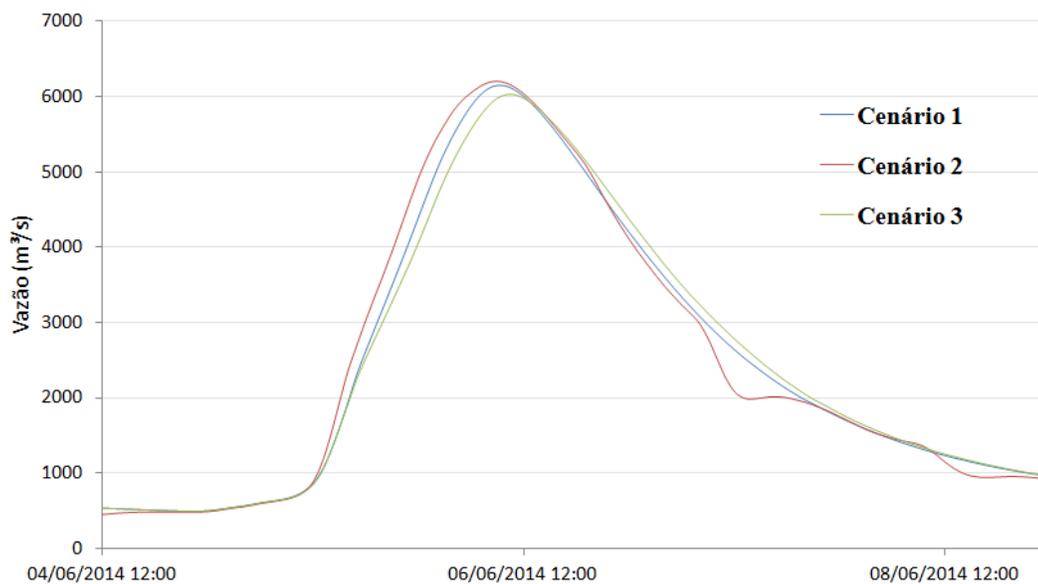


Figura 51. Intercomparação do hidrograma de cheia entre os cenários simulados, para o evento de 06/06/2014.

Analogamente, a Figura 52 mostra a simulação hidráulica para o evento do dia 21/07/2011, cujos resultados. A operação atual das usinas também ocasionou uma pequena aceleração da cheia em relação à situação de total ausência dos barramentos, o que pode ser percebido durante a ascensão do respectivo hidrograma. Além disso, a operação com volume de espera também não alterou a vazão máxima simulada, mostrando que estas usinas não teriam qualquer utilidade para o controle de enchentes desta magnitude.

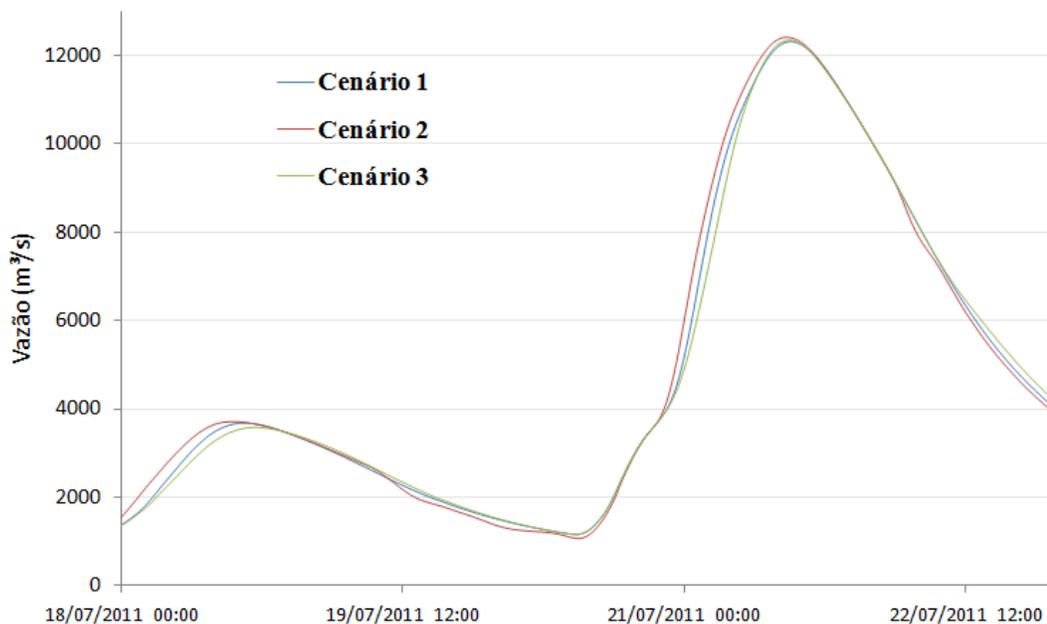


Figura 52. Intercomparação do hidrograma de cheia entre os cenários simulados, para o evento de 21/07/2011.

A seguir, nas Tabela 9 e Tabela 10 estão apresentadas as vazões simuladas na cidade de Encantado ao longo dos 3 cenários propostos, referentes à ascensão do hidrograma de cheia principal dos eventos de junho de 2014 e julho de 2011. A partir destas informações, é possível identificar numericamente a aceleração observada nos hidrogramas através da comparação entre os diferentes cenários, com base na verificação das vazões resultantes para um mesmo intervalo de tempo simulado. Nas situações com maior discrepância, observam-se diferenças de vazão em torno de 500 e 950 m<sup>3</sup>/s, respectivamente, para as cheias de 06/06/2014 e 21/07/2011, considerando o comparativo entre a operação atual das barragens e o cenário com ausência das mesmas.

Entretanto, apesar do acréscimo da vazão durante a ascensão do hidrograma, para um mesmo intervalo de tempo, não foi identificada uma intensificação significativa no pico das cheias analisadas, cujo resultado aponta para a não interferência - negativa ou positivamente - na magnitude das enchentes por parte dos barramentos existentes. De qualquer forma, esta consideração não pode ser extrapolada para qualquer situação da realidade, uma vez que os resultados obtidos também sugerem possíveis ocorrências de simultaneidade de picos em relação aos afluentes situados à jusante da UHE 14 de Julho - devido à aceleração nos intervalos de tempo com ascensão dos hidrogramas.

Tabela 9. Vazões de cheia em Encantado para os 3 cenários simulados, referente ao evento ocorrido em 06/06/2014.

Data	Vazão (m <sup>3</sup> /s)		
	Cenário 1 Sem barragem	Cenário 2 Com barragem	Cenário 3 C/ Comporta aberta
05/06/2014 00:00	491	490	490
05/06/2014 01:00	503	503	502
05/06/2014 02:00	520	521	520
05/06/2014 03:00	538	539	537
05/06/2014 04:00	553	554	552
05/06/2014 05:00	573	573	571
05/06/2014 06:00	595	596	593
05/06/2014 07:00	613	615	611
05/06/2014 08:00	631	632	628
05/06/2014 09:00	653	654	647
05/06/2014 10:00	690	691	680
05/06/2014 11:00	751	756	736

Data	Vazão (m <sup>3</sup> /s)		
	Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3
	Sem barragem	Com barragem	C/ Comporta aberta
05/06/2014 12:00	851	882	834
05/06/2014 13:00	1.017	1.126	1.002
05/06/2014 14:00	1.269	1.490	1.268
05/06/2014 15:00	1.583	1.926	1.585
05/06/2014 16:00	1.937	2.356	1.910
05/06/2014 17:00	2.301	2.694	2.243
05/06/2014 18:00	2.610	3.020	2.512
05/06/2014 19:00	2.903	3.327	2.763
05/06/2014 20:00	3.194	3.625	3.013
05/06/2014 21:00	3.486	3.935	3.266
05/06/2014 22:00	3.781	4.261	3.520
05/06/2014 23:00	4.082	4.592	3.779
06/06/2014 00:00	4.389	4.907	4.053
06/06/2014 01:00	4.699	5.184	4.340
06/06/2014 02:00	4.996	5.421	4.631
06/06/2014 03:00	5.262	5.624	4.905
06/06/2014 04:00	5.494	5.805	5.149
06/06/2014 05:00	5.700	5.943	5.369
06/06/2014 06:00	5.877	6.044	5.564
06/06/2014 07:00	6.019	6.127	5.739
06/06/2014 08:00	6.114	6.182	5.881
06/06/2014 09:00	6.154	6.198	5.981
06/06/2014 10:00	6.144	6.175	6.029
06/06/2014 11:00	6.092	6.118	6.027
06/06/2014 12:00	6.010	6.034	5.983
06/06/2014 13:00	5.903	5.930	5.906
06/06/2014 14:00	5.777	5.809	5.809
06/06/2014 15:00	5.637	5.675	5.697
06/06/2014 16:00	5.489	5.536	5.575

Tabela 10. Vazões de cheia em Encantado para os 3 cenários simulados, referente ao evento ocorrido em 21/07/2011.

Data	Vazão (m <sup>3</sup> /s)		
	Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3
	Sem barragem	Com barragem	C/ comporta aberta
20/07/2011 00:00	1.501	1.373	1.537
20/07/2011 01:00	1.455	1.324	1.488

Data	Vazão (m <sup>3</sup> /s)		
	Cenário 1 Sem barragem	Cenário 2 Com barragem	Cenário 3 C/ comporta aberta
20/07/2011 02:00	1.411	1.288	1.441
20/07/2011 03:00	1.371	1.264	1.397
20/07/2011 04:00	1.333	1.248	1.357
20/07/2011 05:00	1.296	1.236	1.318
20/07/2011 06:00	1.262	1.225	1.281
20/07/2011 07:00	1.230	1.209	1.247
20/07/2011 08:00	1.200	1.175	1.215
20/07/2011 09:00	1.172	1.127	1.186
20/07/2011 10:00	1.153	1.085	1.166
20/07/2011 11:00	1.174	1.090	1.185
20/07/2011 12:00	1.274	1.182	1.284
20/07/2011 13:00	1.453	1.363	1.462
20/07/2011 14:00	1.687	1.610	1.696
20/07/2011 15:00	2.017	1.940	2.027
20/07/2011 16:00	2.407	2.367	2.414
20/07/2011 17:00	2.774	2.751	2.779
20/07/2011 18:00	3.096	3.085	3.100
20/07/2011 19:00	3.363	3.358	3.365
20/07/2011 20:00	3.574	3.574	3.576
20/07/2011 21:00	3.789	3.840	3.790
20/07/2011 22:00	4.067	4.311	4.048
20/07/2011 23:00	4.512	5.056	4.406
21/07/2011 00:00	5.185	6.005	4.911
21/07/2011 01:00	6.054	7.004	5.562
21/07/2011 02:00	7.019	7.891	6.326
21/07/2011 03:00	7.963	8.680	7.141
21/07/2011 04:00	8.821	9.402	7.986
21/07/2011 05:00	9.551	10.054	8.856
21/07/2011 06:00	10.150	10.579	9.667
21/07/2011 07:00	10.634	11.007	10.361
21/07/2011 08:00	11.055	11.382	10.925
21/07/2011 09:00	11.430	11.716	11.389
21/07/2011 10:00	11.761	11.996	11.772
21/07/2011 11:00	12.029	12.216	12.062
21/07/2011 12:00	12.214	12.352	12.246
21/07/2011 13:00	12.311	12.398	12.329
21/07/2011 14:00	12.321	12.369	12.321
21/07/2011 15:00	12.254	12.278	12.237
21/07/2011 16:00	12.121	12.132	12.090

Data	Vazão (m <sup>3</sup> /s)		
	Cenário 1 Sem barragem	Cenário 2 Com barragem	Cenário 3 C/ comporta aberta
21/07/2011 17:00	11.934	11.936	11.894
21/07/2011 18:00	11.712	11.705	11.666

### **1.5 Considerações finais**

Este relatório analisou o efeito de amortecimento de cheias dos principais reservatórios existentes no rio Taquari-Antas. Existem três usinas hidrelétricas na bacia, que junto compõem o Complexo Energético Rio das Antas (CERAN) – UHE Castro Alves, UHE Monte Claro e UHE 14 de Julho. Pelas suas características de projeto, as usinas podem ser consideradas a fio d’água, apresentando um pequeno volume útil em comparação à vazão escoada na calha do rio. Desta forma, o volume disponível para amortecimento de cheias é pequeno, o que foi corroborado pelas simulações realizadas neste relatório.

Foram utilizadas quatro metodologias de simulação para avaliação da propagação de cheias nos reservatórios: (1) simulação com eventos de projeto e método de puls; (2) simulação com a equação da continuidade concentrada e dados observados de afluência às usinas; (3) simulação com equação da continuidade concentrada e dados de afluência calculados pelo modelo hidrológico MGB-IPH; e (4) simulação hidrodinâmica com o modelo HEC-RAS.

A utilização de eventos de projeto é importante para analisar o comportamento dos reservatórios durante eventos extremos (associados a tempos de retorno (TR) de 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos), ao passo que as demais simulações com a equação da continuidade

concentrada e o modelo hidrodinâmico permitem a avaliação da propagação de vazões durante eventos reais passados.

Todas as simulações realizadas evidenciaram o fato de que as usinas existentes hoje na bacia não possuem volume suficiente para controlar as cheias de forma satisfatória. Para conter a cheia com TR 50 anos que chega à UHE 14 de Julho, liberando uma vazão constante equivalente à vazão de TR 2 anos, seria necessário um volume de reservação de 1.171,88 hm<sup>3</sup>, e para uma cheia de TR 100 anos um volume de 1.568,93 hm<sup>3</sup>. O volume das três barragens do CERAN totalizam 158,23 hm<sup>3</sup>, valor bastante inferior ao necessário.

Da mesma forma, as simulações de eventos que ocorreram no passado (por exemplo, as cheias de 21/07/2011 e 19/09/2012) indicaram que a atenuação dos picos de cheia foi bastante pequena, pouco alterando a vazão que chega nas cidades do baixo Taquari sujeitas a enchentes, como Encantado e Lajeado.

### Referências

COLLISCHONN, W. (2001) Simulação hidrológica de grandes bacias. Tese de Doutorado submetida ao Programa de Pós Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Instituto de Pesquisas Hidráulicas, UFRGS.

COLLISCHONN, W.; TUCCI, C. E. M. (2001). Simulação hidrológica de grandes bacias. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Vol. 6, nº 1, p. 95-118.

DRH/SEMA (2011). Plano de Bacia do Taquari-Antas. Secretaria Estadual do Meio Ambiente. Estado do Rio Grande do Sul.

FAN, F. M. ; COLLISCHONN, W. ; PONTES, P. R. M. ; PAIVA, R. C. D. . Avaliação de um método de propagação de cheias em rios com aproximação inercial das equações de Saint-Venant. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, 2014 (in press).

FERNANDES, M. A; FISCHER, V.; CHIARELLO, M. W. (2008) The Antas River Hydropower Complex. In: CBDB, Main Brazilian Dams - Vol. III Companhia Energética do Rio das Antas.

HEC/USACE (2010) HEC-RAS User's Manual, version 4.1. Institute of Water Resources. Hydrological Engineering Center.

HEC/USACE (2014) Using HEC-RAS for Dam Break Studies. Training Documents TD-39, Hydrological Engineering Center, US Army Corps of Engineers. p.62.

LARENTIS, D. G. (2004) Modelagem matemática da qualidade da água em grandes bacias: sistema Taquari-Antas - RS. Dissertação de Mestrado. Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 159 p.

LARENTIS, D. G (2009) Prospecção de Potencial Hidrelétrico Remanescente. Tese de Doutorado. Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 233 p.

TUCCI, C. E. M. (2007) **Hidrologia Ciência e Aplicação**. Ed. 4. Porto Alegre: Ed. da UFRGS, 2007.

## Anexos

### Anexo I. Modelo hidrológico MGB-IPH

#### **Descrição do modelo hidrológico MGB-IPH**

O Modelo de Grandes Bacias - MGB-IPH (Collischonn e Tucci, 2001) é um modelo hidrológico distribuído e composto de módulos específicos que representam matematicamente os processos físicos que ocorrem na bacia hidrográfica. Este modelo, amplamente aplicado nos

estudos envolvendo bacias na região da América do Sul incluindo a própria bacia do Taquari-Antas (Collischonn, 2001; Larentis, 2004, 2009), tem sido utilizado por diversas vezes em trabalhos relacionados à previsão de vazões afluentes a reservatórios no contexto hidrelétrico brasileiro, o que motivou sua adaptação para o presente projeto especificamente no que se refere à temática das cheias.

A maior vantagem na utilização de um modelo de caráter conceitual, ou seja, capaz de representar os processos da bacia através de uma representação matemática, reside na possibilidade de fornecer resultados para diferentes locais mesmo onde a carência de dados acaba sendo um fator limitante. A seguir, é feita uma breve descrição do modelo supracitado, sendo que a descrição completa pode ser encontrada em trabalhos como de Collischonn (2001) e Paiva (2009).

A versão mais recente do modelo hidrológico MGB-IPH permite a utilização de até três níveis de divisão dos dados espaciais: 1) a bacia; 2) as sub-bacias; e 3) as minibacias. A bacia é a área total que será representada no modelo hidrológico, enquanto que as minibacias são os menores elementos usualmente definidos para cada segmento da rede hidrográfica. As sub-bacias são unidades intermediárias em relação às outras duas, as quais podem ser utilizadas para a definição de valores de parâmetros do modelo hidrológico necessários para procedimentos de calibração. A principal divisão da bacia para o modelo hidrológico corresponde à discretização em minibacias, as quais permitem espacializar as informações a serem fornecidas como entrada, por exemplo, a precipitação.

Além da variabilidade espacial da chuva, que pode ser representada por meio de séries distintas em cada uma das minibacias, há também a variabilidade espacial das características físicas da bacia que deve ser considerada. O tratamento desta variabilidade dentro do modelo é feito através da discriminação de áreas com comportamento hidrológico similar, denominadas Unidades de Resposta Hidrológica (URHs), ou, simplesmente, "blocos". Desta forma, cada minibacia é ainda subdividida em classes com respostas hidrológicas distintas, dentro das quais o modelo calcula o balanço vertical de água e determina as parcelas de escoamentos superficial, sub-superficial e subterrâneo.

O balanço de água no solo é realizado utilizando uma metodologia baseada na geração de escoamento superficial por excesso de capacidade de armazenamento, porém com uma relação

probabilística entre a umidade do solo e a fração de área de solo saturada. No caso da interceptação da chuva ocasionada pela cobertura vegetal, esta é representada por um reservatório cujo volume depende do índice de área foliar. A evapotranspiração é estimada para cada URH através do método de Penman – Monteith (Shuttleworth, 1993), considerando aspectos climáticos como insolação, velocidade do vento, umidade relativa e pressão, além de outros parâmetros como albedo, altura das árvores e resistência superficial. Estes últimos são exemplos de parâmetros fixos que não são alterados espacialmente, porém existem ainda alguns parâmetros calibráveis que podem ser modificados de acordo com o comportamento hidrológico associado a uma determinada URH.

Após o balanço de água no solo, os escoamentos superficial, sub-superficial e subterrâneo resultantes, antes de alcançarem a rede de drenagem, sofrem efeito de atenuação e retardo através da metodologia do reservatório linear simples, considerando uma relação direta entre a vazão escoada e o volume de água armazenado em cada um dos reservatórios conceituais correspondentes. Na sequência, a propagação da vazão ao longo dos rios é realizada utilizando o método de Muskingum-Cunge linear (Tucci, 1998), cujos parâmetros são calculados com base em informações hidráulicas como comprimento, declividade, rugosidade e largura média da seção.

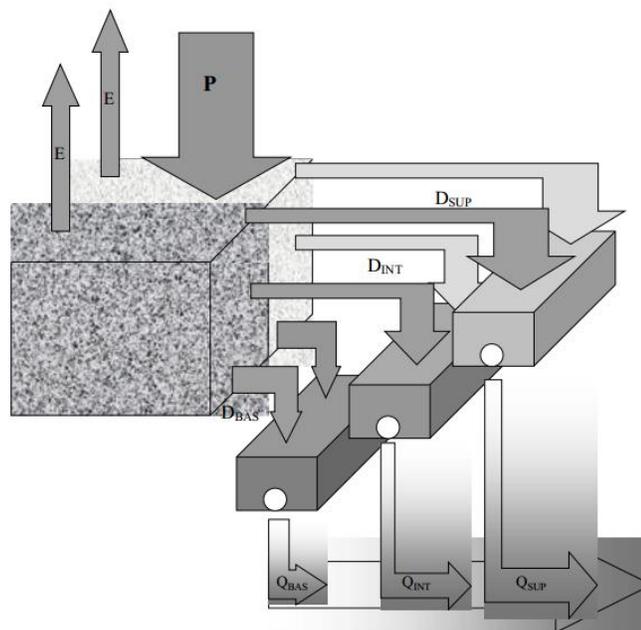


Figura 53 - Representação do processo de geração de escoamento na minibacia, considerando a existência de dois blocos distintos. Fonte: Collischonn e Tucci (2001).

## ETAPA 1: Coleta de dados e Simulação Hidrológica

A primeira etapa para uso do modelo hidrológico MGB-IPH na bacia Taquari-Antas envolveu a coleta de informações hidrológicas (precipitação, níveis de água e vazões) nos pontos de monitoramento existentes, dados físicos da bacia hidrográfica, e simulação hidrológica. Esta etapa inicial é caracterizada como preparação do modelo, de maneira que sejam representados, com a maior proximidade possível da realidade, os processos que envolvem a transformação da chuva em escoamento na bacia.

### *Dados hidrológicos*

O modelo MGB-IPH, no escopo de sua aplicação, normalmente é utilizado para intervalos de cálculo de 1 dia, o que pode ser considerado suficientemente adequado para a representação dos processos que ocorrem em grandes bacias. Todavia, em rios de característica montanhosa com elevadas declividades, da mesma forma como pode ser verificado na bacia do Taquari-Antas principalmente nos trechos a montante da cidade de Encantado, este intervalo de cálculo pode não se ajustar muito bem à realidade, visto as grandes elevações de nível - e vazão - que ocorrem no período de poucas horas durante as cheias.

Sendo assim, foram reunidos para o presente projeto dados horários para calibração e composição da base dados do sistema. As informações pluviométricas em intervalo de tempo horário identificadas (Tabela 11) são provenientes de três diferentes entidades, sendo estas o Instituto Nacional de Meteorologia (INMET), a CPRM e a Unidade Integrada Vale do Taquari de Ensino Superior (UNIVATES):

Tabela 11. Estações telemétricas com envio de dados de precipitação em tempo real, na bacia do rio Taquari-Antas.

Nº	Nome da Estação Telemétrica	Responsável	Latitude (°)	Longitude (°)	Período de dados
1	Encantado	CPRM	-29,2344	-51,8551	Nov/2013 - Atual
2	Estrela	CPRM	-29,4733	-51,9601	Out/2013 - Atual
3	Muçum	CPRM	-29,1672	-51,8686	Nov/2013 - Atual
4	Santa Lúcia	CPRM	-29,1194	-51,9122	Out/2013 - Atual
5	Linha José Julho	CPRM	-29,0977	-51,6996	Nov/2013 - Atual
6	Passo Tainhas	CPRM	-28,8640	-50,4232	Out - Dez/2013
7	Bento Gonçalves	INMET	-29,1672	-51,5347	Jun/2009 - Atual
8	Canela	INMET	-29,3688	-50,8274	Jun/2009 - Atual
9	Lagoa Vermelha	INMET	-28,2219	-51,5122	Jun/2009 - Atual

Nº	Nome da Estação Telemétrica	Responsável	Latitude (°)	Longitude (°)	Período de dados
10	Passo Fundo	INMET	-28,2294	-52,4039	Jun/2009 - Atual
11	São José dos Ausentes	INMET	-28,7514	-50,0583	Jun/2009 - Atual
12	Soledade	INMET	-28,8536	-52,5417	Jun/2009 - Atual
13	Teutônia	INMET	-29,4501	-51,8242	Ago/2012 - Atual
14	Vacaria	INMET	-28,5136	-50,8828	Jun/2009 - Atual
15	André da Rocha	UNIVATES	-28,6306	-51,5765	Abr/2014 - Atual
16	Anta Gorda	UNIVATES	-28,9832	-52,0004	Abr/2014 - Atual
17	Fontoura Xavier	UNIVATES	-28,9814	-52,3465	Abr/2014 - Atual
18	Marau	UNIVATES	-28,4503	-52,1991	Abr/2014 - Atual
19	Marques de Souza	UNIVATES	-29,3256	-52,0954	Abr/2014 - Atual
20	Monte Alegre dos Campos	UNIVATES	-28,6858	-50,7814	Abr/2014 - Atual
21	Rio das Antas	UNIVATES	-29,0455	-51,5698	Abr/2014 - Atual
22	São Marcos	UNIVATES	-28,9677	-51,0653	Abr/2014 - Atual

Embora a quantidade de estações telemétricas existentes na bacia seja relativamente suficiente para uma boa cobertura da precipitação, a mesma consideração não pode ser feita quanto à disponibilidade de registros históricos com transmissão em tempo real. Observando a tabela acima, apenas as estações do INMET fornecem um período de dados suficiente para a calibração, as quais se encontram localizadas principalmente nas proximidades do divisor de águas, sobretudo na região das cabeceiras de drenagem. Para aumentar a variabilidade espacial em função da inserção de medições intermediárias da bacia, um procedimento de adequação dos dados de entrada foi realizado considerando a desagregação horária a partir de dados diários. As informações de chuva em intervalo de tempo diário foram selecionadas através do sistema Hidroweb/ANA, sendo identificado um total de 27 postos pluviométricos - considerando o mesmo período de dados verificado nos postos do INMET.

Nº	Código da Estação	Latitude (°)	Longitude (°)
1	02849019	-28,8350	-49,8377
2	02849035	-28,6263	-49,9333
3	02850006	-28,4494	-50,2963
4	02850009	-28,8675	-50,4561
5	02850016	-28,9375	-50,6540
6	02850020	-28,6833	-50,7808
7	02851003	-28,8533	-51,2844

Nº	Código da Estação	Latitude (°)	Longitude (°)
8	02851021	-28,8677	-51,4483
9	02851022	-28,6194	-51,8666
10	02851024	-28,7561	-51,6280
11	02851044	-28,8444	-51,8791
12	02851051	-28,3238	-51,2111
13	02851052	-28,4619	-51,5377
14	02852030	-28,5613	-52,5527
15	02852031	-28,4666	-52,3666
16	02852052	-28,3263	-52,0538
17	02852053	-28,8130	-52,5113
18	02950063	-29,2769	-50,3105
19	02951022	-29,3357	-51,1902
20	02951027	-29,3663	-51,3711
21	02850004	-28,1522	-50,4408
22	02952035	-29,4538	-52,6325
23	02952036	-29,3125	-52,4225
24	02952037	-29,4702	-52,2497
25	02952038	-29,0405	-52,2847
26	03051005	-30,0897	-51,6305
27	03051031	-30,1588	-51,9311

Para a desagregação, os registros diários das estações pluviométricas são transformados para intervalo de tempo horário com base na estação telemétrica mais próxima do INMET e com disponibilidade de dados, assumindo-se esta como sendo representativa da distribuição temporal da chuva. Embora esta consideração possa levar a resultados bem distintos se comparado à realidade - principalmente para eventos de chuva localizados - ela pode ser melhor aceita durante eventos de precipitação de maior escala e que causam a maior parte das cheias na bacia, já que nesses casos a chuva tende a ser mais bem distribuída no tempo e no espaço. A figura a seguir apresenta a distribuição geográfica dos postos de chuva utilizados.

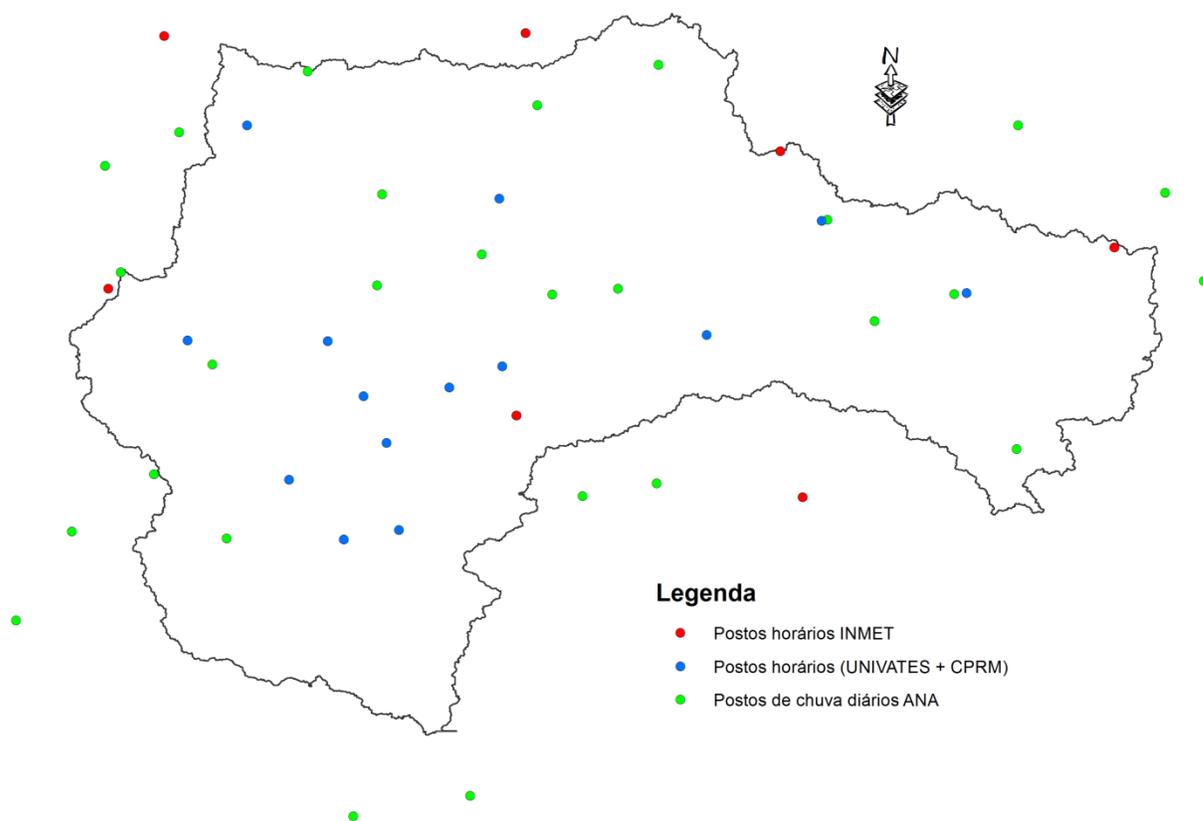


Figura 54. Distribuição espacial dos postos horários e diários utilizados no modelo MGB-IPH.

As estações fluviométricas com transmissão de dados em tempo real na bacia do Taquari-Antas fazem parte da rede telemétrica da CPRM e da UNIVATES, em sua grande maioria posicionadas juntamente com as estações automáticas de medição de precipitação. Entretanto, foram selecionadas somente aquelas estações com a existência de curva-chave (Tabela 12), uma vez que a telemetria fornece apenas a informação referente ao nível do rio no local. Além disso, são obtidos também dados de vazão horária defluente das 3 usinas hidrelétricas existentes no Rio das Antas (Tabela 13) - Castro Alves, Monte Claro e 14 de Julho, os quais são estimados pela CERAN a partir de equações locais de vertedor, descarregador de fundo e vazão turbinada nas UHEs.

Tabela 12. Estações telemétricas com transmissão automática de informação de níveis.

Nº	Nome da Estação Telemétrica	Responsável	Latitude	Longitude	Período de dados
1	Encantado	CPRM	-29,2344	-51,8551	Nov/2013 - Atual
2	Muçum	CPRM	-29,1672	-51,8686	Out/2013 - Atual
3	Santa Lúcia	CPRM	-29,1194	-51,9122	Out/2013 - Atual

Tabela 13. Informações referentes à vazão defluente nas usinas hidrelétricas da CERAN.

Nº	UHE	Responsável	Latitude	Longitude	Período de dados
1	Castro Alves	CERAN	-29,2344	-51,8551	Abr/2014 - Atual
2	Monte Claro	CERAN	-29,0310	-51,5209	Abr/2014 - Atual
3	14 de Julho	CERAN	-29,1194	-51,9122	Abr/2014 - Atual

Entretanto, o período de dados com informações horárias atualmente disponível, da mesma forma que a grande maioria dos dados de precipitação, é bastante limitado. Por este motivo, cotas da dupla medição diária - 7:00 e 17:00 - de algumas estações fluviométricas na bacia (Tabela 14) foram obtidas a partir da CPRM para o período entre 2009 e 2013, buscando-se adequar à disponibilidade de dados pluviométricos horários do INMET. As medições duplas foram submetidas a um procedimento de interpolação linear de modo a estimar os níveis nos demais instantes, cujas vazões correspondentes foram determinadas através das equações de curvas-chave existentes para os postos nestes locais.

Tabela 14. Postos fluviométricos com dados de dupla medição de níveis (7:00 e 17:00).

Nº	Código	Nome do posto	Localização	Latitude	Longitude
1	86720000	Encantado	Rio Taquari	-29,2344	-51,8551
2	86510000	Muçum	Rio Taquari	-29,1672	-51,8686
3	86580000	Santa Lúcia	Rio Guaporé	-29,1194	-51,9122
4	86410000	Passo Barra do Guaiaveira	Rio da Prata	-28,7391	-51,4250
5	86160000	Passo Tainhas	Rio Tainhas	-28,8640	-50,4232

Quanto às variáveis climáticas na bacia do Taquari-Antas, também necessárias para a aplicação do modelo, as mesmas foram obtidas a partir das Normais Climatológicas associadas a cada uma das estações representativa da bacia, conforme já identificado no relatório de caracterização hidrológica.

### *Unidades de Resposta Hidrológica*

Dada a escala de aplicação do modelo MGB-IPH para a qual foi concebido (grandes bacias, entendidas como aquelas com área superior a 10.000 km<sup>2</sup>) e a sua característica de modelo distribuído, a variabilidade espacial das características físicas da bacia precisa ser considerada. Nesse sentido, considera-se que o comportamento hidrológico dos URHs possa ser

explicado por características físicas relacionadas aos solos (ex. capacidade de armazenamento d'água, profundidade, porosidade, condutividade hidráulica) e à cobertura vegetal (ex. índice de área foliar, interceptação, profundidade das raízes, albedo). Desta forma, as URHs são geralmente definidas através da superposição de dois mapas distintos de uma mesma região: 1) mapa de tipos de solo; 2) mapa de uso de solo e cobertura vegetal, conforme Figura 55.

O número de URHs depende da quantidade de classes de tipos e de usos de solo. No caso de existirem, por exemplo, quatro tipos de solos e cinco classes de vegetação e uso da terra, a sobreposição destes dois mapas levaria a um número potencial de  $4 \times 5 = 20$  URHs. Entretanto, algumas destas combinações simplesmente não ocorrem, seja por acaso ou porque certos tipos de vegetação ou uso da terra são incompatíveis com certos tipos de solos. De qualquer forma, a definição das URHs é subjetiva e deve ser criteriosa, pois quanto maior for o número de classes definidas maior será a dificuldade na calibração do modelo e conseqüentemente o número de graus de liberdade associado aos parâmetros. Além disso, não necessariamente haverá grande benefício no uso de um maior número de URH em termos de melhoria da representação dos hidrogramas.

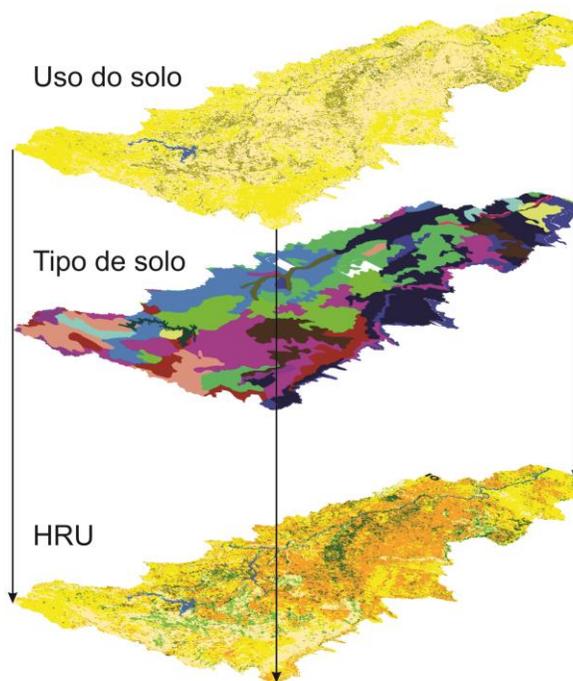


Figura 55. Representação esquemática do procedimento de combinação de mapas de uso e tipos de solo para elaboração de Unidades de Resposta Hidrológica - URH.

### Mapa do tipo de solo

O mapa de solos utilizado para a bacia do Rio Taquari-Antas foi obtido a partir da base de dados geográfica do Plano de Bacia Hidrográfica (DRH/SEMA, 2011). Este mapa teve como base os levantamentos exploratórios do projeto RADAMBrasil desenvolvido ao longo dos anos de 1970 e 1980, sendo posteriormente complementado por estudos mais detalhados produzidos pela Embrapa Solos e pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE). Através da Figura 56, é possível identificar que a maior parte da bacia é formada por Argissolos e Neossolos - aproximadamente 50% da área, principalmente na região central. Já na região norte, o tipo de solo é distinto com predominância de Latossolo, enquanto que na área ao leste, região das nascentes do Rio das Antas, o Cambissolo caracteriza-se pelo tipo de solo mais usual..

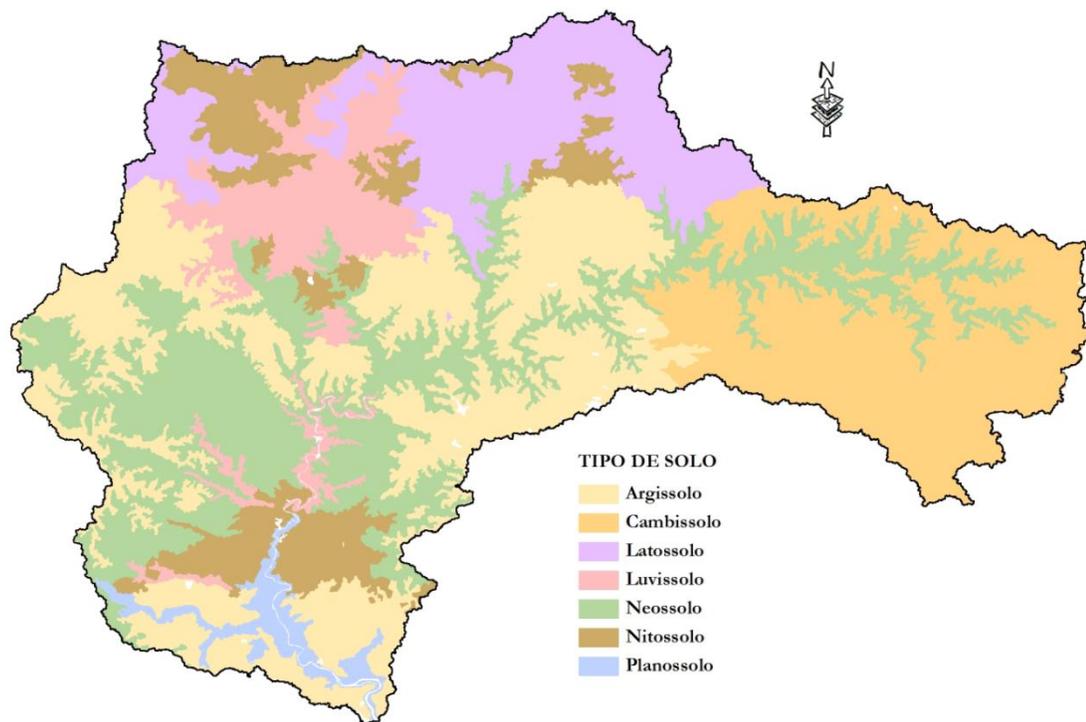


Figura 56. Mapa de solos para a bacia do Taquari-Antas. Fonte: IBGE/Embrapa Solos - DRH/SEMA (2011).

No entanto, as classificações tradicionais dos mapas de tipos de solos tem, geralmente, objetivos que vão muito além da questão hidrológica, sendo necessário reclassificá-los em um número menor de classes para aplicação no modelo MGB-IPH. A simplificação deve considerar o potencial de geração de escoamento superficial e de base, bem como seu potencial de armazenamento de água.

Nesse caso, o critério utilizado para a reclassificação foi a profundidade relacionada a cada um dos tipos de solo existentes, bem como suas subdivisões, cuja informação é proveniente do levantamento exploratório de solos RADAMBrasil e disponível na base de dados geográficos utilizada. Para solos com profundidade inferior a 150 cm foi atribuído a classificação de solos rasos, com alto potencial de geração de escoamento superficial; já para solos com profundidades acima de 150 cm, ou inferiores desde que com boa drenagem, a atribuição foi de médio potencial de geração de escoamento superficial, cujo resultado pode ser verificado na Tabela 15.

Tabela 15. Reclassificação do tipo de solo de acordo com as profundidades associadas (RADAMBrasil).

<b>Tipo do solo reclassificado (quanto à produção de escoamento superficial)</b>	<b>Profundidade</b>	<b>Tipos de solo que se enquadram na classificação de profundidade</b>
Alta produção de escoamento superficial (solos rasos)	< 50 cm	- Neossolo
	< 100 cm	- Argissolo Amarelo alítico
	< 150 cm - drenagem moderada	- Argissolo Vermelho alumínico
	< 150 cm - boa drenagem	- Luvissolo
Média produção de escoamento superficial (solos profundos)	> 150 cm	- Nitossolo Bruno alumínico - Nitossolo Vermelho eutroférico - Cambissolo - Argissolo Bruno-acinzentado
	> 200 cm	- Planossolo - Argissolo Vermelho-amarelo distrófico
	> 250 cm	- Latossolo - Nitossolo Vermelho Alumínico

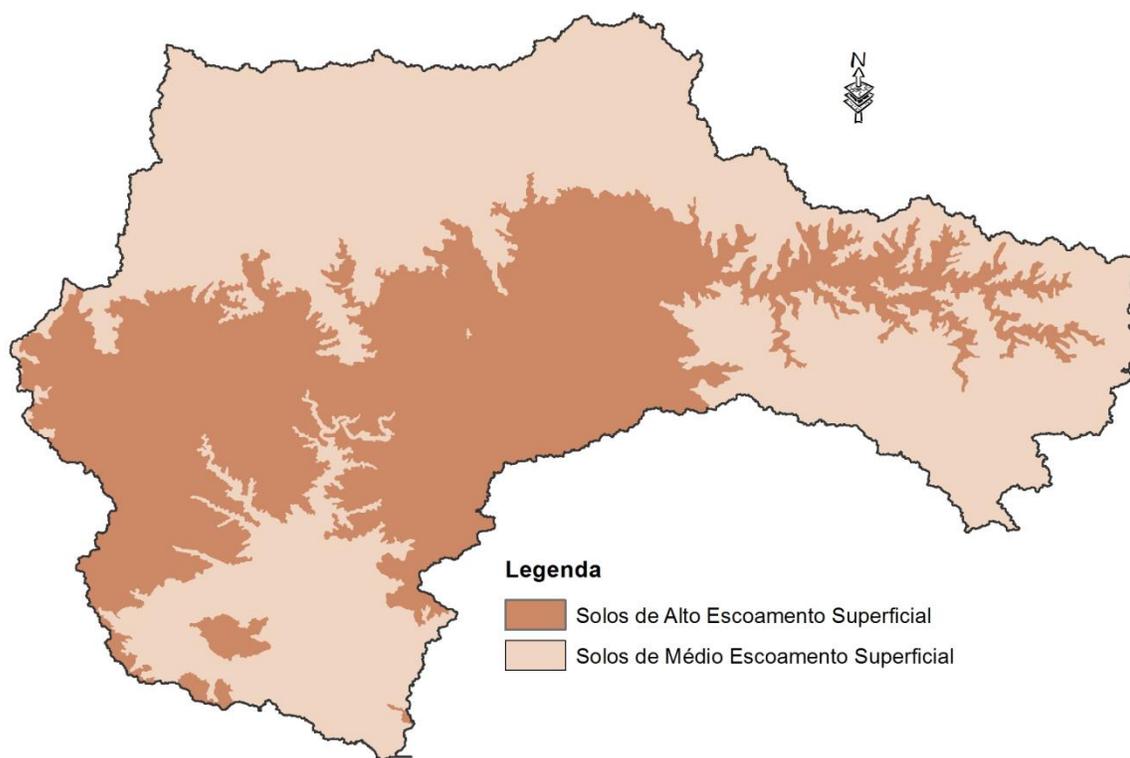


Figura 57. Mapa de solos reclassificado para a bacia do Taquari-Antas.

### Mapa do uso de solo

Da mesma forma que o tipo de solo, o mapa de uso do solo e cobertura vegetal foi obtido a partir do banco de dados disponível no Plano de Bacia. Conforme descrito por DRH/SEMA (2011), o desenvolvimento deste mapa envolveu a utilização de imagens de satélite CBERS – Satélite Sino Brasileiro de Recursos Terrestres - 2B com resolução espacial de 20 m, sendo as imagens obtidas no período compreendido entre janeiro de 2008 e fevereiro de 2009. O mapeamento resultou na atribuição de 11 classes de uso e cobertura vegetal (Tabela 16), conforme apresentado na Figura 58 a seguir.

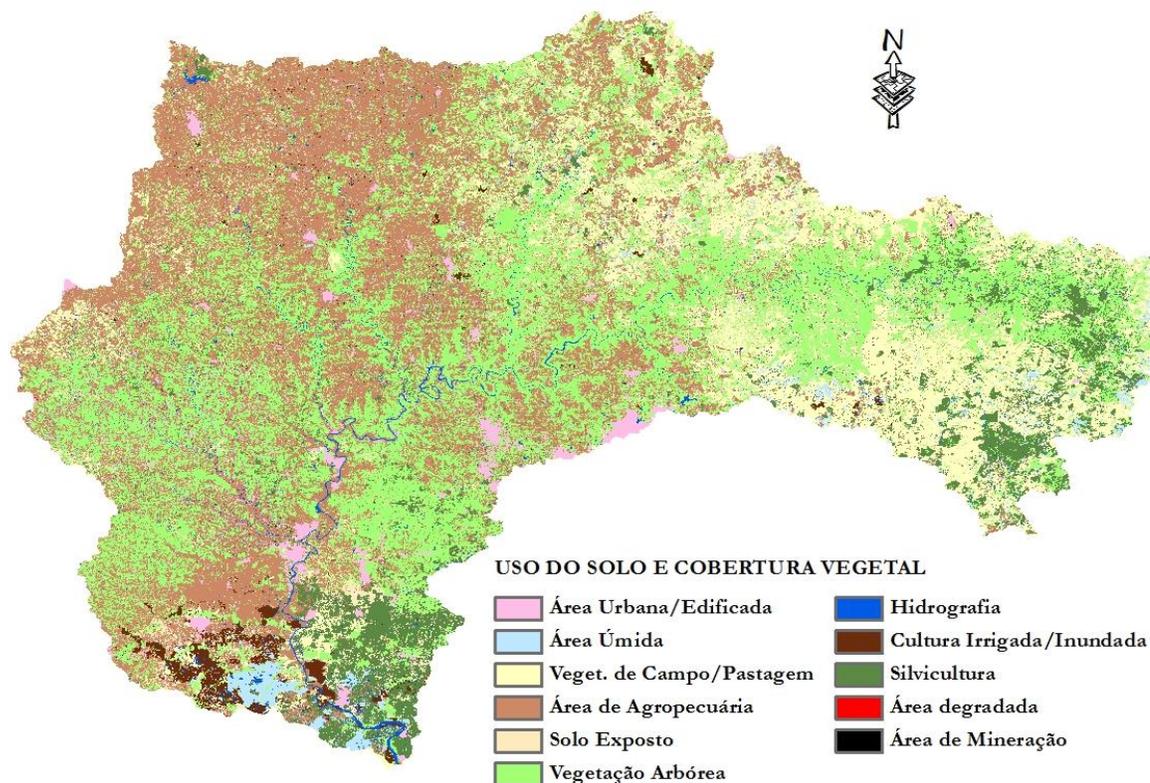


Figura 58. Mapa de uso do solo e cobertura vegetal para a bacia do Taquari-Antas. Fonte: DRH/SEMA

Tabela 16. Classes de uso e ocupação do solo/cobertura vegetal identificadas na bacia do Taquari-Antas.

ID	Classe de uso e cobertura vegetal	Percentual da área (%)
1	Área Urbana/Edificada	1,73
2	Área Úmida	2,92
3	Vegetação de campo/pastagem	16,49
4	Área de agropecuária	32,58
5	Solo exposto	2,93
6	Vegetação arbórea	33,54
7	Hidrografia	1,18
8	Cultura Irrigada/Inundada	1,36
9	Silvicultura	7,21
10	Área degradada	0,03
11	Área de Mineração	0,03
<b>TOTAL</b>		<b>100,00</b>

Para a reclassificação, considerou-se que as classes "Vegetação de campo / pastagens" e "Solo exposto" possam ser representadas simplesmente por "campos". Áreas artificiais (e.g.

áreas urbanas) são locais com capacidade elevada para geração de escoamento superficial, portanto foram classificadas como “Áreas Semi-Impermeáveis”. Áreas de mineração e áreas degradadas foram incluídas nesta classificação, o que acaba causando pouco efeito em função do baixo percentual de área correspondente. Vegetação arbórea e silvicultura foram agrupadas na classe "Floresta", enquanto que áreas de Cultura Irrigada / Inundada e áreas úmidas foram classificadas como "Várzeas Inundáveis".

### Definição final das URHs

Os dois mapas reclassificados de uso e tipo do solo apresentados foram sobrepostos para a criação de classes de Unidades de Resposta Hidrológica, compondo o conjunto final de parâmetros a serem calibrados no MGB-IPH. Entretanto, algumas das combinações geradas simplesmente não são diferenciáveis (ex: classe "água" em solo profundo ou raso, ou "água" com qualquer tipo de classe de cobertura vegetal, deve compor uma única classe "água", pois não há importância hidrológica na distinção entre os solos, nem entre os tipos de cobertura vegetal, das regiões cobertas por água), ou não ocorrem, seja por acaso ou porque certos tipos de vegetação ou uso da terra são incompatíveis com certos tipos de solos.

A partir dessas premissas, o procedimento de reclassificação resultou na obtenção de nove blocos distintos, sendo estes: 1) Agricultura em solos rasos; 2) Agricultura em solos profundos; 3) Campo em solos rasos; 4) Campo em solos profundos; 5) Florestas em solos rasos; 6) Florestas em solos profundos; 7) Várzeas inundáveis; 8) Áreas Semi-Impermeáveis e; 9) Água. A representação espacial das URHs na bacia do rio Taquari-Antas, é apresentada na Figura 59.

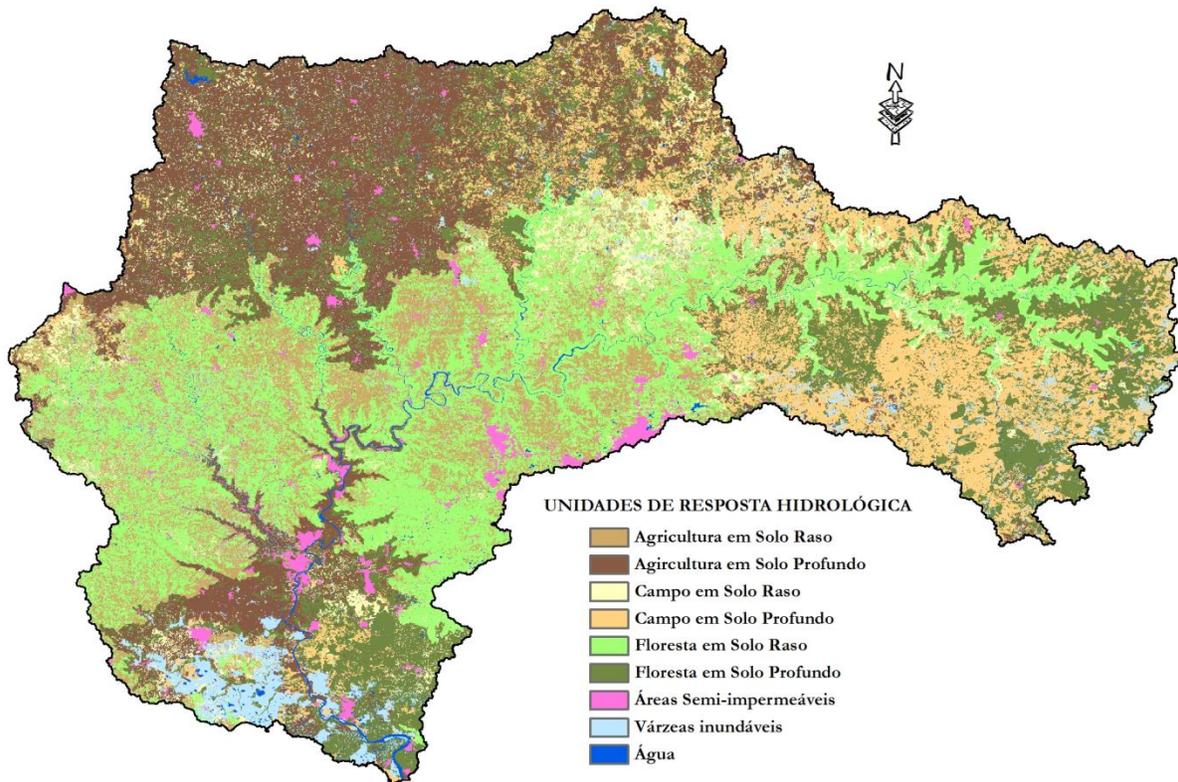


Figura 59. Mapa final com a definição de Unidades de Resposta Hidrológica (URH) para a bacia do Taquari-Antas.

## ***Discretização do MGB-IPH***

### *Definição das minibacias*

A discretização da bacia em minibacias é efetuada a partir de uma divisão nos pontos de confluência entre dois trechos de rio ou em pontos de controle como reservatórios, tomadas d'água e estações de medições de vazão. A inserção de uma minibacia com exutório sobre o ponto de controle é particularmente importante, pois permite que os hidrogramas gerados pelo modelo sejam compatíveis em relação às informações do local para onde o mesmo esteja sendo simulado (ou controlado, no caso).

Para o procedimento de discretização utilizou-se o ArcHydro, um conjunto de ferramentas desenvolvido pela Universidade do Texas em parceria com a empresa ESRI, que opera internamente ao *software* ArcGIS (Maidment, 2002). Uma sequência típica de utilização das ferramentas ArcHydro inicia com o MDE, a partir do qual são obtidas informações como direções de escoamento, área de drenagem, rede de drenagem, definição de trechos de rios bem

como de bacias hidrográficas. No caso específico da discretização da bacia, a delimitação de bacias é importante. O resultado final desta discretização foi a geração de 980 minibacias.

### Definição das sub-bacias

Para a delimitação das sub-bacias foram consideradas as localizações dos postos fluviométricos com dados horários disponibilizados pela CPRM bem como a configuração dos principais afluentes, os quais podem ser considerados como pontos de interesse para monitoramento das previsões. Seguindo esta lógica, as minibacias foram agrupadas em um total de 14 sub-bacias. Esta divisão permite que a calibração do modelo seja realizada através de diversos conjuntos de parâmetros, específicos para cada sub-bacia, o que resulta em uma melhor representação do comportamento hidrológico em regiões intermediárias.



Figura 60. Mapa final com a discretização do modelo para a bacia do Taquari-Antas.

### *Extração das características físicas da bacia*

A extração das características físicas e hidráulicas de cada minibacia necessárias para aplicação do modelo é realizada a partir do Modelo Digital de Elevação (MDE), utilizando uma rotina computacional desenvolvida especialmente para o MGB-IPH (Buarque *et al.*, 2011). A rotina de extração automática analisa os dados de relevo da bacia fornecidos pelo MDE bem como outras informações provenientes de pre-processamento em SIG (ex: da bacia, das minibacias, da rede de drenagem, das sub-bacias e das URH geradas), sintetizando as informações das características fisiográficas de cada minibacia em uma tabela contendo:

1) Número das minibacias em ordem topológica, iniciando pelas minibacias de cabeceira até a minibacia exutório. Este número serve para organizar a ordem em que são realizados os cálculos no modelo MGB-IPH (de montante para jusante);

2) Coordenadas do centróide das minibacias, utilizado no processo de interpolação de dados de chuva e de variáveis climáticas. Cada minibacia terá os valores de chuva e das variáveis climáticas determinados para o seu centróide, assumindo como representativo da sua área. Desta forma, quanto maior for o número de postos disponíveis maior deve ser a discretização do modelo (nº de minibacias);

3) Sub-bacia para a qual pertence a minibacia. As sub-bacias têm a função de permitir a formação de conjuntos distintos de parâmetros, os quais podem ser necessários à calibração do modelo hidrológico em diferentes regiões internas à bacia;

4) Área de drenagem, utilizada principalmente nos cálculos de vazão gerada em cada minibacia;

5) Área de drenagem total a montante de cada minibacia. Esta área é utilizada para calcular características de seção transversal necessárias à propagação de vazão nos rios, com base numa relação geomorfológica entre a área de drenagem e a largura do rio;

6) Comprimento e declividade do trecho de rio, pertencente à rede de drenagem, que atravessa a minibacia. Estas são informações utilizadas para calcular a propagação de vazão nos rios;

7) Comprimento e declividade do afluente mais longo dentro de uma minibacia. Estes parâmetros são utilizados no cálculo do tempo de concentração de cada minibacia;

8) Número da minibacia localizada imediatamente a jusante. Esta informação permite a propagação da vazão de uma minibacia para a próxima;

9) Ordem do curso d'água da minibacia. Esta informação é útil para organizar a ordem em que são realizados os cálculos no modelo (de montante para jusante);

10) Percentual da área da minibacia correspondente à parcela de cada uma das Unidades de Resposta Hidrológica (URH). Estes percentuais indicam a fração da área da minibacia que terá um determinado comportamento hidrológico, dado com base nas características físicas identificadas na região considerada.

### ***Calibração e verificação do MGB-IPH na bacia do Taquari-Antas***

A calibração do modelo hidrológico consiste em encontrar o valor dos parâmetros que resultem em uma boa concordância entre dados observados e calculados. Esse ajuste pode ser feito manualmente ou através de um algoritmo de otimização automática, porém nesse caso o ajuste manual foi adotado exclusivamente devido às simplificações utilizadas para adequar os dados para intervalo de tempo horário.

Alguns dos parâmetros de pouca sensibilidade são fixos e estão definidos implicitamente no modelo, como é o caso do coeficiente de rugosidade de Manning e parte dos parâmetros relacionados ao movimento de água no solo. Outros parâmetros - os chamados fixos - são definidos à priori, enquanto que os parâmetros calibráveis estão associados às propriedades físicas das URHs e devem ser ajustados, uma vez que o modelo é mais sensível aos mesmos. As Tabela 17 e Tabela 18 resumizam os parâmetros utilizados pelo MGB-IPH.

Tabela 17: Parâmetros fixos do modelo MGB-IPH. Adaptado de Fan (2011).

<b>Parâmetro Fixo</b>	<b>Descrição</b>
Índice de Área Foliar (IAF)	O IAF expressa a relação entre a área das folhas de todas as plantas e da área de uma parcela de solo. É um parâmetro adimensional ( $m^2.m^{-2}$ ) e que, em geral, pode ser medido ou estimado a partir de informações na bibliografia.
Albedo	O albedo é a parcela da radiação solar que é refletida ao atingir a superfície do solo, considerando sua cobertura vegetal.
Resistência Superficial	A resistência superficial representa a resistência ao fluxo de umidade do solo, através das plantas, até a atmosfera. Esta resistência é diferente para os diversos tipos de

plantas e depende de variáveis ambientais como a umidade do solo, a temperatura do ar e a radiação recebida pela planta.

Altura do Dossel

A altura média da vegetação é utilizada no modelo hidrológico para estimar a resistência aerodinâmica, que atua no controle da evapotranspiração. Quanto maior a resistência aerodinâmica, menor é o fluxo de evapotranspiração. A resistência aerodinâmica é considerada menor em florestas, onde a altura média da vegetação é maior e intensifica a turbulência do vento.

Tabela 18: Parâmetros calibráveis do modelo MGB-IPH. Adaptado de Fan (2011).

Parâmetro Calibrável	Descrição
Capacidade de Armazenamento do Solo (Wm)	Capacidade de armazenamento de água no solo. Valores baixos implicam em maiores vazões escoadas devido à saturação mais rápida do solo.
Forma da relação entre armazenamento e saturação (b)	Parâmetro empírico que define a variabilidade da capacidade de armazenamento do solo em torno de Wm.
Vazão durante a estiagem (Kbas)	Parâmetro que controla a vazão durante a estiagem. Valores mais altos implicam em maior escoamento subterrâneo.
Quantidade de água que esco subsuperficialmente (Kint)	Parâmetro controla a quantidade de água da camada de solo que esco subsuperficialmente.
Forma da curva de redução da drenagem intermediária (XL)	Controla a forma da curva de redução da drenagem intermediária ou sub-superficial do solo.
Fluxo do reservatório subterrâneo para a camada superficial (CAP)	Controla a possibilidade de retorno de água subterrânea para a camada de solo.
Armazenamento Residual (Wc)	Limita o armazenamento residual e subterrâneo.
Calibração da propagação superficial (CS)	Parâmetro para calibração da propagação superficial nas mini bacias.
Calibração da propagação sub-superficial (CI)	Parâmetro para calibração da propagação subterrânea nas mini bacias.
Retardo do reservatório subterrâneo (CB)	Parâmetro que representa o retardo do reservatório subterrâneo.

A calibração foi realizada considerando o ajuste visual dos hidrogramas observado e simulado em diferentes locais, bem como valores quantitativos de diferentes estatísticas normalmente utilizadas na calibração de modelos hidrológicos, como o coeficiente de Nash-Sutcliffe (NS); o coeficiente de Nash-Sutcliffe dos logaritmos das vazões ( $NS_{Log}$ ) e o erro médio de volume.

Em relação aos coeficientes de Nash-Sutcliffe, valores que correspondem à unidade indicam a perfeita concordância entre dados simulados e observados, enquanto que valores negativos indicam que a média dos dados observados é um melhor preditor do que os resultados do modelo. Enquanto que o índice NS dá um maior peso para as maiores cheias, o  $NS_{Log}$  possibilita a avaliação das vazões baixas e pequenos picos. Já o erro de volume permite a avaliação de outros fatores, como perdas por evapotranspiração, por exemplo.

O período de calibração do MGB-IPH ocorreu entre junho/2009 a dezembro/2011, sendo o período seguinte (2012-2013) adotado para a verificação do modelo. De uma maneira geral, as medidas estatísticas tiveram um bom resultado na bacia do Taquari-Antas durante a calibração, conforme pode ser verificado na Tabela 19. Apesar do erro de volume ser significativo, os coeficientes de Nash-Sutcliffe podem ser considerado bons para o período, sendo em sua maioria superiores a 0,8.

Tabela 19. Índices de eficiência do MGB-IPH para a bacia do Taquari-Antas - período de calibração.

<b>Código</b>	<b>Nome da Estação</b>	<b>Nash-Sutcliffe</b>	<b>Log Nash-Sutcliffe</b>	<b><math>\Delta V</math></b>
86160000	Passo Tainhas	0,685	0,797	-15.8%
86410000	Passo Barra do Guaiaveira	0,817	0,880	-20.6%
86580000	Santa Lúcia	0,834	0,910	-13.9%
86510000	Muçum	0,869	0,843	-13.9%
86720000	Encantado	0,923	0,890	-9.2%

A Figura 61 mostra os hidrogramas observado e calculado do rio Tainhas no posto fluviométrico de Passo Tainhas, próximo às cabeceiras do Rio das Antas, cuja área de drenagem deste posto fluviométrico é de 1.120 km<sup>2</sup>. A concordância dos hidrogramas para este posto foi razoável no período de calibração, o que pode estar associada a fatores como pequena área de drenagem em relação à concepção do modelo hidrológico e baixa cobertura de postos pluviométricos a montante do local.

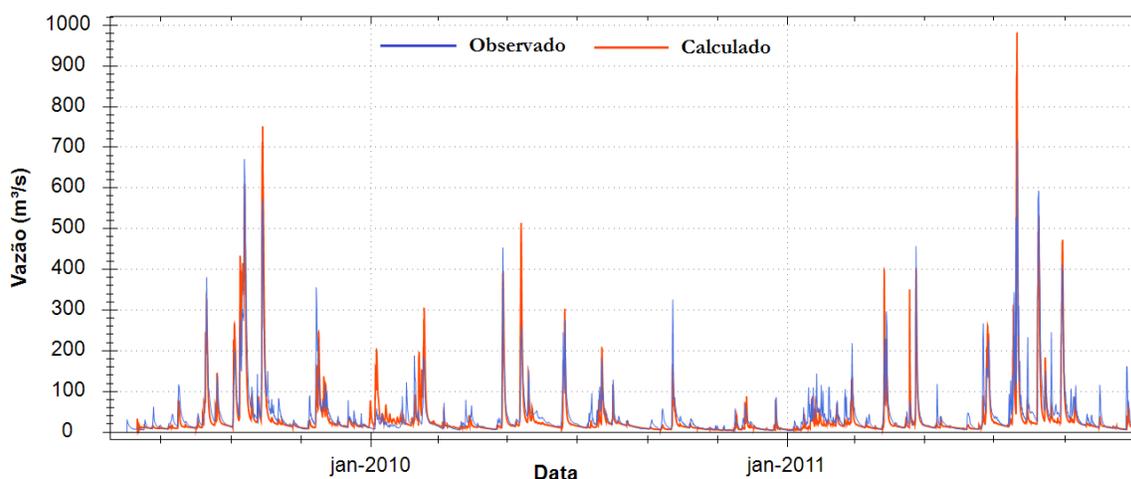


Figura 61 - Resultado final da calibração horária para o posto de Passo Tainhas (86410000), no Rio Tainhas, período de junho/2009 a dezembro/2011.

A Figura 62 mostra os hidrogramas no posto fluviométrico de Barra do Guaiaveira, situado no rio Turvo - afluente do rio da Prata, cuja área de drenagem é de 2.820 km<sup>2</sup>. Neste caso, os resultados podem ser considerados bons apesar do erro de volume ter sido o de maior magnitude entre os demais postos analisados.

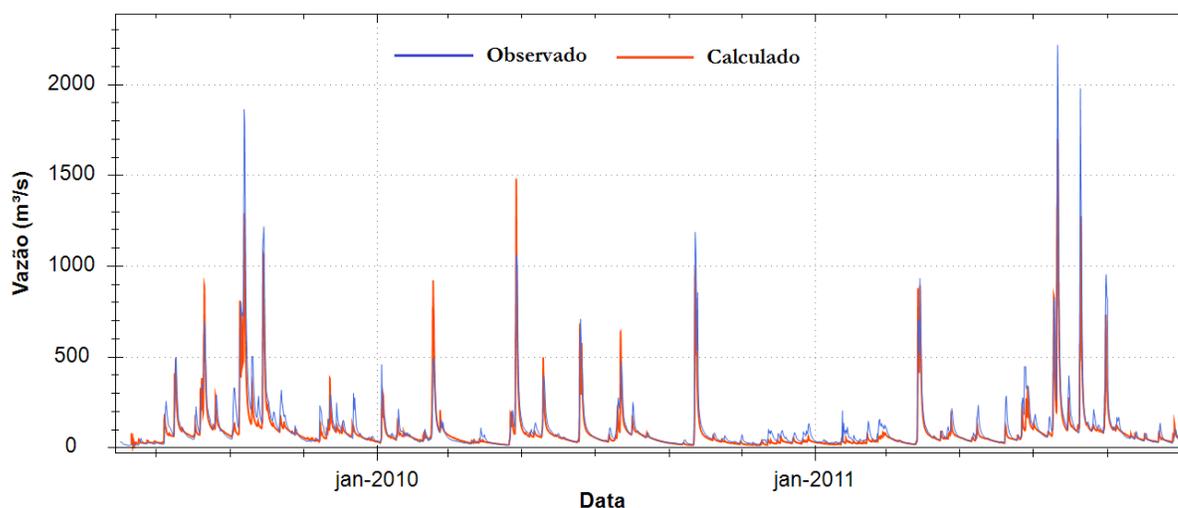


Figura 62. Resultado final da calibração horária para o posto de Barra do Guaiaveira (86410000), no Rio Turvo, período de junho/2009 a dezembro/2011.

A Figura 63 mostra os hidrogramas observado e calculado do rio Guaporé no posto fluviométrico de Santa Lúcia, cuja área de drenagem deste posto fluviométrico é de 2.470 km<sup>2</sup>. Observa-se que as vazões mais baixas são geralmente intensificadas pelo modelo, enquanto que as vazões mais altas são em sua maioria subestimadas. Isso pode estar relacionado a uma dificuldade no método de propagação do modelo durante as maiores cheias bem como uma

possível incoerência da curva-chave para estas situações, uma vez que a mesma é obtida por extrapolação nesta faixa de vazão.

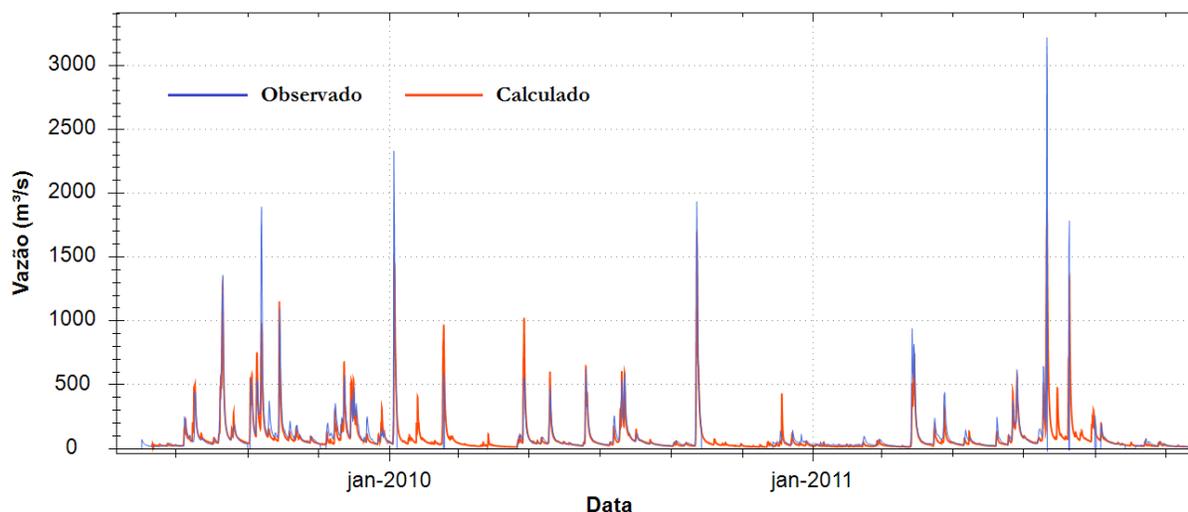


Figura 63. Resultado final da calibração horária para o posto de Santa Lúcia (86580000), no rio Guaporé, período de junho/2009 a dezembro/2011.

As Figura 64 e Figura 65 apresentam os hidrogramas observado e calculado do rio Taquari nos postos fluviométricos de Muçum e Encantado. A área de drenagem destes postos fluviométricos são de, respectivamente, 16.000 e 19.100 km<sup>2</sup>, cujos valores correspondem por cerca de 60 e 70% da área de drenagem total da bacia. Observa-se que as observações e o resultado da simulação possuem uma boa concordância, tanto nos períodos de vazões mais altas como nos períodos de pouca chuva.

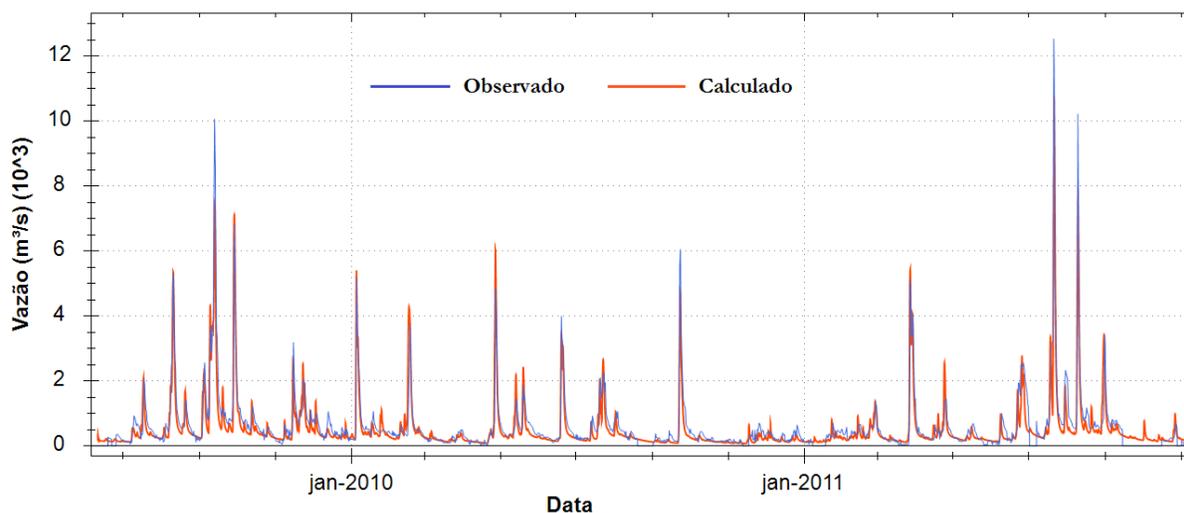


Figura 64. Resultado final da calibração horária para o posto de Muçum (86510000), no período de junho/2009 a dezembro/2011.

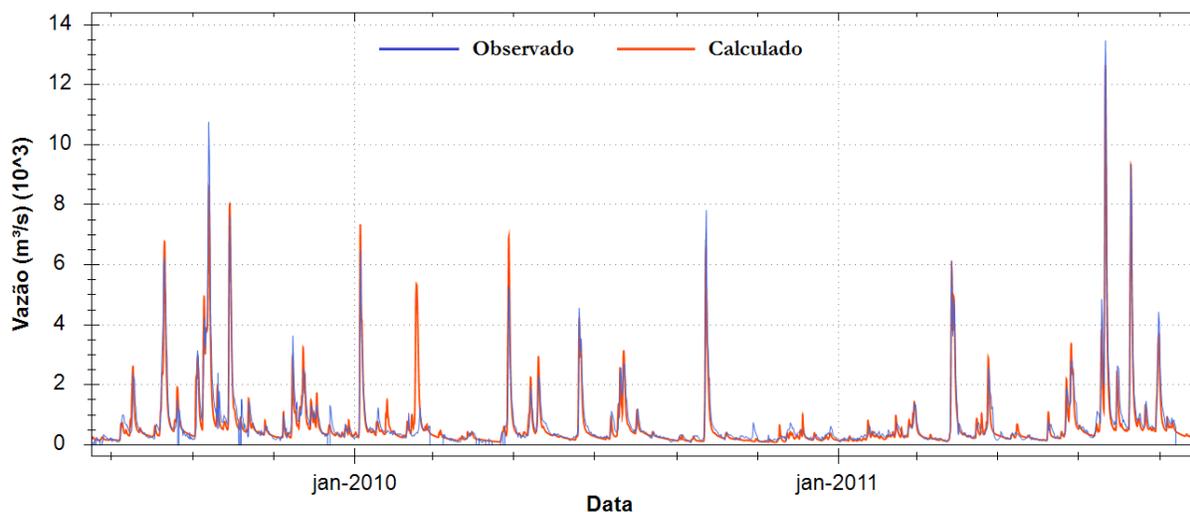


Figura 65. Resultado final da calibração horária para o posto de Encantado (86720000), no período de junho/2009 a dezembro/2011.

Quanto ao período adotado para a verificação do modelo, entre Janeiro / 2012 e Dezembro / 2013, as medidas estatísticas foram de uma maneira geral melhores em relação ao erro de volume, porém um pouco piores em relação aos índices NS e NS<sub>Log</sub>, conforme pode ser verificado na Tabela 20.

Tabela 20. Índices de eficiência do MGB-IPH para a bacia do Taquari-Antas - período de verificação.

Código	Nome da Estação	Nash-Sutcliffe	Log Nash-Sutcliffe	$\Delta V$
86160000	Passo Tainhas	0,818	0,841	-4,6%
86410000	Passo Barra do Guaiaveira	0,817	0,855	-10,0%
86580000	Santa Lúcia	0,873	0,752	-6,7%
86510000	Muçum	0,700	0,740	-1,5%
86720000	Encantado	0,854	0,793	-2,1%