

## ANÁLISE DO ROMPIMENTO HIPOTÉTICO DA BARRAGEM DE ERNESTINA

**Walter Collischonn, Carlos E. M. Tucci**

*Instituto de Pesquisas Hidráulicas – UFRGS  
Av. Bento Gonçalves, 9500 – Caixa Postal 15029  
91501-970 Porto Alegre, RS*

### RESUMO

*O rompimento de uma barragem é um evento que pode ocorrer devido a diferentes causas. A avaliação dos seus potenciais impactos é um processo preventivo que faz parte das ações de planejamento da Defesa Civil. Essa análise deve buscar definir as possíveis conseqüências do rompimento hipotético da barragem e medidas preventivas para mitigar as potenciais conseqüências. Nesse estudo é simulado o rompimento da Barragem de Ernestina no rio Jacuí no Rio Grande do Sul.*

*Os cenários foram estabelecidos através da análise de sensibilidade dos principais parâmetros do modelo. O modelo DAMBRK foi utilizado para simular o escoamento resultante do rompimento num trecho de 200 km a jusante de Ernestina, no rio Jacuí até as barragens de Passo Real e Maia Filho, no mesmo rio. O impacto resultante foi analisado utilizando geoprocessamento para a determinação da extensão das áreas inundadas e a população atingida.*

*Os resultados da análise de sensibilidade mostraram que os resultados do modelo são particularmente sensíveis aos parâmetros relacionados ao volume armazenado no reservatório. No mais severo cenário analisado a enchente devida ao rompimento de Ernestina deve atingir diretamente uma população de centenas de pessoas.*

### ANÁLISE DE ROMPIMENTO

A possibilidade de rompimento de uma barragem é uma fonte de risco potencial para a população, bem como para os aproveitamentos hídricos do vale a jusante.

Quando ocorre a ruptura de uma barragem as vazões e os níveis resultantes podem ser muito superiores às máximas naturais no trecho a jusante do reservatório, atingindo populações que se consideram a salvo das cheias e bens materiais diversos.

Em rios com vários reservatórios em cascata, o rompimento de uma barragem de montante pode resultar no colapso de todo o sistema, por rompimento sucessivo, no que se chama “efeito dominó”, ou rompimento em cascata.

As conseqüências do rompimento de qualquer barragem devem ser analisadas com o objetivo de determinar regras operacionais de reservatórios, planos de evacuação da população e critérios para a ocupação das áreas que podem ser atingidas. Para barragens em fase de projeto deve-se considerar a possibilidade de rompimento, e seus prejuízos. Para barragens já existentes é necessário planejar medidas para mitigar os efeitos de um eventual rompimento.

As informações necessárias para uma avaliação das conseqüências do rompimento de uma barragem são: áreas inundadas, cotas máximas e velocidades máximas em cada ponto, tempo de chegada da onda e o hidrograma de cheia. A definição das áreas inundadas e das cotas e velocidades máximas é fundamental para a estimativa dos prejuízos materiais. O tempo de chegada da onda é necessário para a formulação de planos de evacuação da população. O hidrograma de cheia é importante quando se avalia o efeito da cheia sobre os reservatórios de jusante.

Como ferramentas de análise para obter estas informações têm sido utilizados principalmente os modelos matemáticos (Cunge et al., 1980). Esses modelos são, em geral, compostos por dois módulos principais: formação da brecha e propagação do hidrograma. A brecha é a abertura formada

pela falha da barragem, pela qual a água do reservatório passa, podendo alargá-la e aprofundá-la. A mecânica da formação da falha inicial e da brecha não é bem compreendida tanto em barragens de concreto como de terra.

A formação da brecha tem sido simulada pelos seguintes métodos (Almeida e Franco, 1994):

1. Hidrograma de ruptura estimado: É o método mais simples, em que um hidrograma de ruptura é obtido a partir de estimativas de vazão de pico, tempo de esvaziamento e volume do reservatório.
2. Evolução pré-determinada da brecha: É um método bastante popular para todos os tipos de barragens. Uma brecha de forma pré-determinada cresce de acordo com parâmetros de tempo de formação e dimensões máximas.
3. Evolução por erosão simplificada: Especialmente utilizado em barragens de terra este método considera a erosão do material da barragem por alguma expressão de descarga sólida e os aspectos hidráulicos de forma simplificada, em geral por uma equação de vertedor de soleira espessa.
4. Evolução por erosão completa: Este método combina as equações hidrodinâmicas completas com equações de descarga sólida.

Os modelos de formação de brecha que incorporam conceitos de erosão e transporte de material sólido necessitam uma grande quantidade de dados sobre o material da barragem e o hidrograma calculado é tão sensível à incerteza que existe nestes dados, que a utilização destes modelos pode não se justificar frente a um modelo de formação de brecha mais simples. Além disso, os conceitos de erosão e transporte não se aplicam à barragens de concreto. Os métodos mais simples, como o de evolução pré-determinada da brecha ainda são os mais adotados.

Mais importante que as equações utilizadas no cálculo da vazão através da

brecha é a consideração dos efeitos hidrodinâmicos no interior do reservatório. O rompimento da barragem gera uma onda positiva para jusante da barragem e uma onda negativa que se propaga para montante no interior do reservatório. Quando o rompimento é gradual, o efeito desta onda é pequeno, e o reservatório se comporta como se houvesse uma grande abertura de comportas. A modelação deste processo é importante porque a vazão através da brecha depende do nível da água. Em processos de formação de brecha lentos, um modelo de propagação em reservatório do tipo hidrológico pode ser utilizado, mas se o rompimento for muito rápido ou instantâneo, a declividade da linha da água ao longo do reservatório vai exigir a utilização de um modelo hidrodinâmico (Fread, 1977). Desprezar a onda negativa pode resultar num pico de vazão de ruptura superestimado em relação ao real.

A propagação do hidrograma é realizada com metodologia semelhante à utilizada para propagação de cheias normais em rios, porém as cheias devidas ao rompimento de barragens são, em geral, maiores e de crescimento mais rápido do que as cheias naturais.

A maior parte dos modelos desenvolvidos para análise de rompimento de barragens utilizam as equações de Saint Venant resolvidas pelo método de diferenças finitas (Reiter, 1992).

O escoamento a jusante da barragem pode, dependendo das características do hidrograma de ruptura, da topografia e das condições iniciais do rio, desenvolver uma frente de onda bastante abrupta. Existindo suficiente energia, a frente de onda pode tornar-se cada vez mais abrupta, rompendo-se e formando um forte ressalto móvel, denominado onda de choque. A onda de choque é caracterizada pela descontinuidade das variáveis profundidade e vazão e pela inaplicabilidade local das equações de Saint-Venant. Uma das hipóteses adotadas na obtenção das equações de Saint-Venant, ou seja, a de que as acelerações verticais são desprezíveis, não é atendida neste caso (Basco, 1989, Cunge et al., 1980). A solução numérica do escoamento encontrada na

literatura apresenta três métodos para tratar o choque:

1. ajuste do choque – a descontinuidade é considerada uma condição de contorno que separa o trecho em dois subtrechos em que são válidas as equações de Saint-Venant. Onde ocorre o choque os dois subtrechos são unidos pelas equações de Rankine-Hugoniot (Cunge et al., 1980). A necessidade de localizar o choque a cada passo de cálculo e os choques secundários que surgem, se a geometria do rio é irregular, torna este método trabalhoso;
2. método de pseudo viscosidade – é introduzido um termo dissipativo nas equações de Saint-Venant para suavizar as descontinuidades, de modo a espalhar o choque sobre uma região maior, que é também a desvantagem deste método (Yevjevich, 1975);
3. método baseado nas soluções fracas das equações de Saint-Venant – conhecido na literatura como *shock capturing* ou *through computation*, não realiza nenhum tratamento especial para considerar o choque, utiliza esquemas numéricos do tipo difusivo para controlar a formação do choque, e necessariamente deve usar as equações de Saint-Venant na forma conservativa (Cunge et al., 1980). Este método pode apresentar problemas de convergência, de amortecimento ou oscilação exagerada da frente abrupta; mesmo assim tem sido o mais utilizado na prática (Almeida e Franco, 1994).

Na simulação do rompimento de barragem e suas conseqüências em vales reais, a descrição detalhada do choque e um método mais correto de sua simulação são, em geral, desnecessários, considerando o caráter local deste fenômeno (Petrascheck e Sydler, 1984). Os métodos conhecidos na literatura como *through computation* são suficientes para os objetivos propostos e bem menos sujeitos a instabilidades ocasionadas pelas irregularidades geométricas do vale.

O desenvolvimento atual de modelos para representar o escoamento de cheias de rompimento de barragens busca melhor representar os processos bidimensionais que ocorrem nos vales de inundação inicialmente não submersos, incorporar o transporte sólido de material da barragem e do leito e da erosão do vale a jusante e melhorar a representação de escoamentos mistos supercríticos e subcríticos (Almeida e Franco, 1994).

A calibração do modelo é difícil devido a falta de registros de situações semelhantes de magnitude de cheia no mesmo rio. Os modelos matemáticos podem apresentar problemas de instabilidade e de falta de precisão nos resultados (Almeida e Franco, 1994).

Os resultados dos modelos matemáticos estão sujeitos às incertezas na determinação dos parâmetros e dependem das hipóteses admitidas na formulação do mesmo. Uma discussão a respeito das incertezas envolvidas quando se utilizam modelos matemáticos na análise de rompimento é parte deste trabalho.

## O MODELO DAMBRK

O modelo DAMBRK (Fread, 1991), foi desenvolvido especialmente para simular cheias devidas ao rompimento de barragens. Embora não seja um modelo de última geração, sua utilização em vários países (McMahon, 1981, Fernández et al., 1991 e Trieste, 1992), bem como testes comparativos realizados por Wurbs (1987), lhe conferem uma boa confiabilidade.

O modelo DAMBRK é utilizado para gerar um hidrograma de ruptura a partir de uma brecha de formação pré-determinada em uma barragem e propagar este hidrograma ao longo do rio e vale a jusante. As equações que o modelo utiliza para propagação são as equações unidimensionais completas de Saint-Venant, acopladas a equações de escoamento rapidamente variado, representando o escoamento por brechas em barragens e aterros, na forma de condições de contorno internas. O sistema de equações

é discretizado utilizando um método de diferenças finitas de quatro pontos. O escoamento pode ser supercrítico ou subcrítico, ou uma combinação dos dois variando no tempo e no espaço. O fluido pode apresentar propriedades newtonianas (água) ou não-newtonianas (água muito carregada de sedimentos). O hidrograma a ser propagado pode ser especificado como condição de contorno ou calculado pelo modelo a partir de dados sobre a brecha e o reservatório. A possível presença de barragens, pontes, afluentes, sinuosidade, diques e efeitos de maré ou efeitos de jusante pode ser considerada durante a propagação da cheia. Os principais resultados do modelo são perfis da cheia, tempo de chegada das ondas de cheia em diferentes seções e hidrogramas em seções pré-determinadas.

A descrição completa do modelo é encontrada em Fread (1991). Neste trabalho são descritos apenas alguns aspectos fundamentais das metodologias que o modelo utiliza para a formação da brecha e para a propagação do hidrograma, incluindo as técnicas de solução das equações e algoritmos específicos para as condições de contorno internas e para regime de escoamento misto.

### Formação da brecha

No modelo DAMBRK a brecha é determinada por três parâmetros básicos representando o tempo (finito) de formação, a largura final da base da brecha e a forma. Esta caracterização paramétrica da brecha é utilizada por razões de simplicidade, generalidade e pela incerteza que cerca o real mecanismo de falha e formação.

O parâmetro de forma  $z$  identifica a declividade do lado da brecha, e o parâmetro  $b$  identifica a largura máxima da base da brecha, como pode ser visto na Figura 1. Formas retangulares, triangulares ou trapezoidais podem ser definidas por combinações dos parâmetros  $z$  e  $b$ .

O modelo admite que a brecha inicia num ponto e cresce, linearmente ou não, com o tempo, até que a largura da base da brecha

seja igual a largura máxima da base especificada e a altura da base da brecha seja igual a uma altura previamente especificada  $h_{bm}$ .

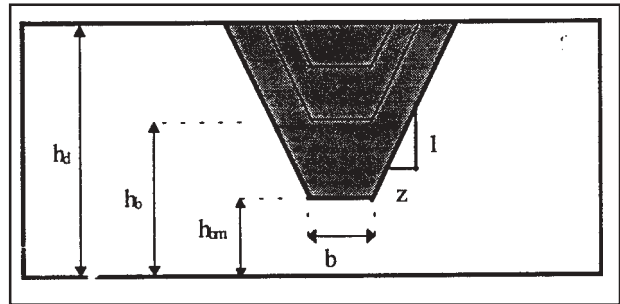


Figura 1. Vista da barragem e da brecha em formação.

A altura da base da brecha é calculada como uma função do tempo  $t$  de acordo com a Equação (1).

$$h_b = h_d - (h_d - h_{bm}) \left( \frac{t_b}{\tau} \right)^\rho \quad (1)$$

se  $0 < t_b \leq \tau$ ; onde  $h_b$  é a altura instantânea da base da brecha,  $h_d$  é a altura original da barragem,  $h_{bm}$  é a altura final da base da brecha, que é normalmente, porém não necessariamente, a altura da base do reservatório ou do canal a jusante,  $t_b$  é o tempo desde o início da formação da brecha,  $\tau$  é o tempo total de formação da brecha, e  $\rho$  é o parâmetro que determina o grau de não-linearidade da relação com o tempo. A largura instantânea  $b_i$  da base da brecha é dada pela Equação (2).

$$b_i = b \left( \frac{t_b}{\tau} \right)^\rho \quad (2)$$

se  $0 < t_b \leq \tau$ .

A vazão que passa pela brecha em cada instante é determinada por uma equação de vazão para vertedor de soleira espessa, conforme descrito adiante no texto (Equação 13).



### Propagação do hidrograma

As equações de Saint-Venant, expressas na forma conservativa e com termos adicionais para os efeitos de expansão/contração, sinuosidade do canal e fluidos não-Newtonianos, consistem de uma equação de conservação de massa:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial s_c(A+A_0)}{\partial t} - q = 0 \quad (3)$$

e uma equação de conservação de momento:

$$\frac{\partial(s_m Q)}{\partial t} + \frac{\partial(\beta Q^2/A)}{\partial x} + gA \left( \frac{\partial h}{\partial x} + S_f + S_e + S_i \right) + L' = 0 \quad (4)$$

onde **Q** é a vazão, **h** é a altitude da superfície da água (não é a profundidade), **A** é a área ativa da seção transversal, **A<sub>0</sub>** é a área inativa (área de armazenamento lateral onde a velocidade é desprezível), **s<sub>c</sub>** e **s<sub>m</sub>** são coeficientes de sinuosidade, conforme DeLong (1989), que variam com **h**, **x** é a distância longitudinal ao longo do canal, **t** é o tempo, **q** é a vazão afluyente lateral por distância ao longo do canal (pode ser negativa), **β** é o coeficiente de Boussinesq, que corrige a distribuição não uniforme da velocidade (Cunge et al., 1980), **g** é a aceleração devida à gravidade, **S<sub>f</sub>** é o termo de perda de carga por atrito, **S<sub>e</sub>** é o termo de perda de carga localizada por expansão ou contração, **S<sub>i</sub>** é o termo de perda de carga associado à dissipação interna para fluidos não-Newtonianos, como água com cargas excessivas de sedimentos, e **L'** é a contribuição de momento da vazão afluyente lateral.

O termo **S<sub>i</sub>** da Equação (4), que é o termo da perda de energia devida ao atrito com os contornos do canal, pode ser obtido por dois métodos diferentes como mostra a Equação (5). Ambos tem sua origem na equação de Chezy, modificada por Manning, para escoamento em regime permanente uniforme.

$$S_f = \frac{n^2 |Q| Q}{A^2 \cdot R^{4/3}} = \frac{|Q| Q}{K^2} \quad (5)$$

O primeiro método considera a seção transversal como única nas suas características de área **A**, raio hidráulico **R** e rugosidade **n**. O segundo método considera as características **n**, **R** e **A** separadamente para o canal, a área inundada a esquerda e a área inundada a direita do canal. No segundo método, chamado método da seção composta ou da condutância hidráulica, as condutâncias de cada parte do canal são calculadas separadamente pelas Equações (6) a (8) e então são combinadas pela Equação (9) para obter a condutância total do canal.

$$K_l = \frac{1}{n_l} \cdot A_l \cdot R_l^{2/3} \quad (6)$$

$$K_c = \frac{1 \cdot A_c \cdot R_c^{2/3}}{n_c \cdot s_m^{1/2}} \quad (7)$$

$$K_r = \frac{1}{n_r} \cdot A_r \cdot R_r^{2/3} \quad (8)$$

$$K = K_l + K_c + K_r \quad (9)$$

onde os subíndices **l**, **c** e **r** significam área de inundação esquerda, canal e área de inundação direita, respectivamente. Os coeficientes de sinuosidade **s<sub>c</sub>** e **s<sub>m</sub>**, nas Equações (3), (4) e (7) representam o efeito da diferença entre a distância ao longo do canal sinuoso e ao longo do vale, em geral mais retilíneo.

A principal vantagem do uso do método da condutância é que não ocorrem os problemas de convergência na transição entre calha menor e calha maior do canal, normalmente presentes quando se calcula **S<sub>f</sub>** considerando a seção única. A derivada **dB/dh** que é necessária na solução das equações de Saint-Venant não é bem definida na transição entre a calha menor e a calha maior, principalmente se a diferença de largura **B** for grande para uma diferença de nível **h** pequena. A condutância total do canal, embora varie com o nível, apresenta um

comportamento melhor, isto é, a variação  $dK/dh$  é mais suave na vizinhança desta transição.

A solução das equações é obtida utilizando um esquema de diferenças finitas de “quatro pontos ponderado” apresentado por Preissmann em 1961. A substituição do esquema de diferenças nas equações diferenciais resulta em equações analíticas não-lineares. Estas equações, aplicadas a cada um dos N-1 sub-trechos entre as seções de cálculo, e somadas às condições de contorno, resultam em um sistema de 2.N equações e de 2.N incógnitas a cada intervalo de tempo. O sistema é resolvido utilizando o método iterativo de Newton-Raphson.

Ao longo de um rio ou canal podem existir estruturas como pontes e barragens ou locais como quedas d’água, em que as equações de Saint-Venant não são aplicáveis. Para estes pontos podem ser usadas equações empíricas que descrevem relações cota - descarga, como as equações de vertedores. O modelo DAMBRK permite incluir pontos singulares deste tipo mediante a introdução de condições de contorno internas. As condições de contorno internas são pequenos trechos (valores de  $\Delta x$  entre zero e a dimensão real da estrutura representada) em que as equações de Saint-Venant são substituídas por duas equações, sendo uma delas a equação da conservação de massa com armazenamento desprezível, isto é:

$$Q_i = Q_{i+1} \quad (10)$$

onde  $Q_i$  é a vazão a montante e  $Q_{i+1}$  é a vazão a jusante da condição de contorno interna. A outra é uma equação que depende do tipo de estrutura ou ponto singular que está sendo representado, porém pode ser caracterizada da seguinte forma:

$$Q_i = Q_s + Q_b \quad (11)$$

em que  $Q_s$  representa a vazão que passa normalmente pela estrutura, por exemplo a vazão turbinada para uma barragem, ou a vazão que passa sob uma ponte, e  $Q_b$  representa a vazão que ocorre se a estrutura

romper. Isto permite simular o avanço de uma onda de cheia pelo vale e por barragens e restrições impostas por pontes, onde tanto barragens como pontes e aterros podem romper, atingindo-se determinadas condições extremas de vazão ou elevação do nível da água, previamente especificadas para cada uma das estruturas.

Uma barragem pode ser considerada uma condição de contorno interna, definida por um trecho curto entre as seções  $i$  e  $i+1$ , onde o escoamento é descrito pelas Equações (10) e (11).

Para uma barragem o termo  $Q_s$  da Equação (11) é calculado a partir da expressão:

$$Q_s = k_{sp} \cdot c_s \cdot L_s \cdot (h - h_s)^{1.5} + \sqrt{2 \cdot g} \cdot c_g \cdot A_g \cdot (h - h_g)^{0.5} + k_d \cdot c_d \cdot L_d \cdot (h - h_d)^{1.5} + Q_t \quad (12)$$

onde  $k_{sp}$  é um fator de correção para afogamento,  $c_s$  é um coeficiente de descarga para o vertedor sem comportas,  $h_s$  é a altura da crista do vertedor,  $c_g$  é o coeficiente de descarga para o vertedor com comportas,  $A_g$  é a área de fluxo da comporta,  $h_g$  é a elevação da linha central da comporta ou a altura da água a jusante se esta lhe for superior,  $k_d$  é um fator de correção para afogamento,  $c_d$  é o coeficiente de descarga para escoamento por sobre a barragem,  $L_d$  é o comprimento da barragem menos o comprimento do vertedor,  $L_s$  é o comprimento do vertedor,  $h_d$  é a altura da barragem, e  $Q_t$  é a vazão turbinada, que pode variar com o tempo independentemente da altura da água no reservatório.

A vazão de ruptura da barragem  $Q_b$  pode ser calculada pela expressão:

$$Q_b = c_v \cdot k_s \left[ 3.1 \cdot b_i \cdot (h - h_b)^{1.5} + 2.45 \cdot z \cdot (h - h_b)^{2.5} \right] \quad (13)$$

onde  $c_v$  é um fator de correção para a velocidade de aproximação,  $b_i$  é a largura instantânea da base da brecha descrita pela

Equação (2),  $h$  é a altura da superfície da água acima da barragem,  $h_b$  é a altura da base da brecha dependente do tempo segundo a Equação (1),  $z$  representa a declividade da lateral da brecha ( $z$  unidades horizontais para uma vertical), e  $k_s$  é o fator de correção para afogamento.

Pontes e cachoeiras também podem ser consideradas como condições de contorno internas, para as quais são utilizadas equações semelhantes às apresentadas para barragens.

Outra situação em que as equações de Saint-Venant não podem ser aplicadas são as transições de escoamento subcrítico para supercrítico e vice-versa. Para simular escoamentos que se alternam entre supercrítico e subcrítico, tanto no espaço como no tempo, o modelo subdivide o trecho total em sub-trechos completamente subcríticos ou completamente supercríticos. Os pontos de transição, onde as equações de Saint-Venant não são válidas, são tratados como condições de controle internas, caracterizadas por equações de escoamento em regime crítico.

O algoritmo de escoamento misto tem dois componentes principais. O primeiro para obter as condições iniciais de vazão e profundidade e o segundo que funciona durante a simulação.

As condições iniciais são obtidas por um método similar ao descrito em Molinas e Yang (1985).

Durante a simulação o número de Froude é usado para testar o escoamento em cada seção transversal do modelo para agrupar seções subcríticas e supercríticas nos subtrechos separados por condições de contorno internas. Seções contíguas cujo número de Froude é inferior a 0,95 são agrupadas em subtrechos subcríticos e seções contíguas cujo número de Froude é superior a 1,05 são agrupadas em subtrechos supercríticos. As seções de número de Froude entre 0,95 e 1,05 são consideradas seções de escoamento crítico. Seções críticas isoladas entre subtrechos completamente supercríticos são consideradas supercríticas, enquanto seções críticas isoladas entre subtrechos

completamente subcríticos são consideradas subcríticas. A separação em subtrechos subcríticos e supercríticos e feita a cada intervalo de tempo e a solução é obtida em cada intervalo de tempo para cada subtrecho separadamente, iniciando do subtrecho mais a montante e seguindo de subtrecho em subtrecho até o contorno de jusante.

Um ressalto hidráulico ocorre entre a última seção de um subtrecho supercrítico e a primeira seção do subtrecho supercrítico adjacente. O ressalto não é tratado com uma equação específica. O possível movimento para montante ou para jusante de um ressalto hidráulico é testado antes de avançar ao tempo de simulação seguinte.

É possível simular o escoamento no primeiro reservatório de montante com dois métodos distintos: o método hidrológico e o método hidrodinâmico. No método hidrológico a linha da água no interior do reservatório é considerada horizontal e apenas uma curva cota-área é necessária como dado de entrada. No método hidrodinâmico é necessário conhecer as seções transversais no interior do reservatório e estimar um coeficiente de rugosidade para estas seções.

### **Sensibilidade dos parâmetros do modelo DAMBRK**

A simulação de cheias devido ao rompimento de barragens está sujeita a um grande número de fontes de incerteza. Mesmo a tentativa de reproduzir eventos observados, para os quais é conhecida a evolução temporal da brecha, apresenta erros significativos (Fread, 1981). Quando a evolução da brecha não é conhecida a priori, que é a situação típica de análise, os resultados tendem a ser ainda piores.

Como os resultados da análise estão intimamente ligados às hipóteses e considerações admitidas, convém que antes de realizar a análise de rompimento a sensibilidade do modelo seja testada. A análise de sensibilidade deve considerar os principais parâmetros, e a sua validade é restrita à situação analisada, isto é, não é possível generalizar os resultados de uma

análise para outros casos, de características diversas do estudado.

Os principais fatores que podem causar erros na simulação de cheias devido ao rompimento de barragens são:

1. causa do rompimento e formação da brecha;
2. geometria das seções do rio;
3. coeficientes de rugosidade;
4. material recolhido pela cheia;
5. perdas de volume;
6. erosão e depósito;
7. representação matemática das áreas inundáveis e do reservatório;
8. regime de escoamento.

Dos fatores citados acima, poucos podem ter sua importância para os resultados do modelo avaliada de forma razoável. Neste trabalho a importância da formação da brecha é avaliada através da sensibilidade dos resultados aos parâmetros  $\tau$ , tempo de formação da brecha e  $b$ , largura máxima da base da brecha. A sensibilidade dos resultados à rugosidade do leito foi avaliada através da variação do coeficiente  $n$  de Manning. A sensibilidade aos erros na geometria das seções do rio foi avaliada pela variação na largura média do rio e do vale. A sensibilidade às condições iniciais de vazão no rio a jusante da barragem e as condições iniciais de nível no reservatório também foram avaliadas. A condição inicial nível do reservatório reproduz também o volume total do reservatório e, de certa forma, a altura da barragem.

A representação matemática hidrodinâmica ou hidrológica do reservatório também pode alterar os resultados do modelo. Uma comparação entre os métodos para o caso estudado também é apresentada.

## APLICAÇÃO

### A barragem de Ernestina

O rio Jacuí é o que possui o maior número de aproveitamentos hidrelétricos no Estado do RS. As Usinas de Ernestina, Passo Real, Jacuí e Itaúba, todas da CEEE, somam

780 MW de potência instalada. A usina de Dona Francisca deve vir a se somar a este sistema com mais 128 MW de potência instalada. A Figura 2 apresenta um perfil longitudinal de parte do rio, no trecho entre Ernestina e Maia Filho.

A Usina de Ernestina é o primeiro aproveitamento hidrelétrico do Rio Jacuí a contar de sua nascente e está localizada no município de Ernestina, próximo a Passo Fundo. A barragem foi construída entre 1950 e 1954 e entrou em operação em 1957. A barragem foi construída em concreto protendido e consiste essencialmente de um muro levemente arqueado (raio de curvatura de 300 metros), de seção muito fina, profundamente engastada na rocha do leito do rio.

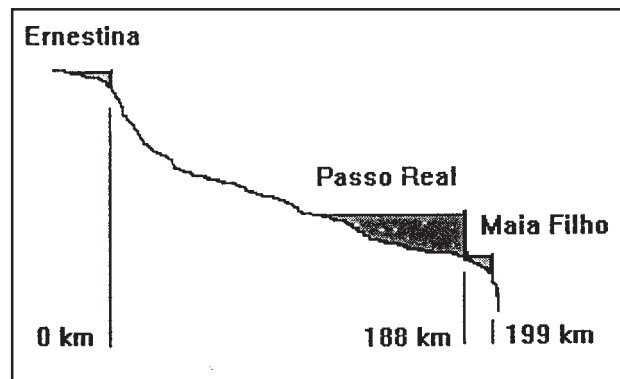


Figura 2. Perfil longitudinal do rio Jacuí entre Ernestina e Maia Filho.

As principais características das barragens de Ernestina, Passo Real e Maia Filho são apresentadas na Tabela 1. O reservatório de Ernestina é pequeno sob todos os aspectos se comparado ao de Passo Real.

Tabela 1. Características dos aproveitamentos.

	Ernestina	Passo Real	Maia Filho
Volume hm <sup>3</sup>	258	3672	31,0
Altura m	11	47	20,0
Área reservatório km <sup>2</sup>	40	226	5,3
Área da bacia km <sup>2</sup>	1044	7920	8220,0
Vazão de projeto m <sup>3</sup> /s	635	6250	7850,0

Magna Engenharia, (1991) analisou a segurança da barragem, para verificar: (i) a



ocorrência de vibrações na barragem durante o vertimento pelo extravasor de cheias; (ii) erosão localizada junto ao pé do vertedor e; (iii) a ocorrência recente de vazões, superior à de projeto.

Embora a erosão ao pé do vertedor não tenha sido confirmada e as vibrações do muro da barragem terem sido previstas já no projeto, a ocorrência de vazões superiores à de projeto pode motivar preocupação.

Nos dias 26 e 27 de maio de 1992, chuvas intensas e de grande duração ocorreram na região da bacia contribuinte ao reservatório de Ernestina, superando a vazão de projeto em várias pequenas centrais hidrelétricas de bacias vizinhas. Na própria Barragem de Ernestina a cheia foi excepcional e a água chegou a atingir a janela do porão da usina, a jusante da barragem (CEEE, 1992). Em usinas menores da mesma região houve problemas de erosão, acúmulo de detritos e inundação da casa de máquinas, com risco de vida para os operadores.

As barragens da região afetadas pela cheia de maio de 92 foram construídas antes da década de 60, com um curto período de dados de vazão para a determinação da vazão de projeto. A barragem de Ernestina foi construída durante a década de 50, sendo que no local foram observados dados de vazão a partir de 1941. O número de anos de dados observados é pequeno, se comparado ao tempo de recorrência associado aos eventos das chuvas e cheias excepcionais de maio de 1992 (Chevalier e Dhein, 1993), da ordem de centenas de anos (chuvas) e dezenas de anos (vazões). As cinco maiores vazões máximas ocorridas no rio Jacuí (posto Espumoso - DNAEE 85080001), ocorreram a partir da década de 80. A década de 40, período utilizado para a determinação da vazão de projeto, foi marcada apenas pela cheia de 1941, que pode não ter sido registrada no posto temporário cuja série de dados foi utilizada para o dimensionamento do vertedor de Ernestina.

## Impactos potenciais do rompimento

O vale do Rio Jacuí, a jusante de Ernestina, não é ocupado por grandes centros urbanos. A região é essencialmente agrícola, com moradias esparsas, pequenos povoados e apenas uma cidade situada diretamente às margens do rio (Figura 3). Existem áreas utilizadas para a agricultura que podem sofrer prejuízos variáveis conforme a época do ano e o estágio da cultura. O sistema de transportes pode ser profundamente afetado, caso a cheia resultante de um rompimento venha a destruir as diversas pontes que cruzam o rio no trecho entre Ernestina e Passo Real.

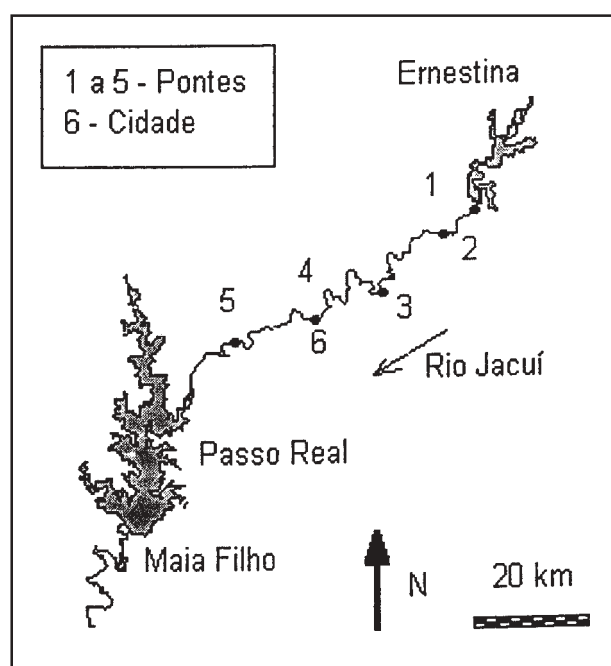


Figura 3. Localização dos reservatórios e de locais de possível impacto da cheia.

Existe uma população de 30 mil habitantes no vale do rio Jacuí, entre Ernestina e Passo Real. Cerca de 10 mil destes estão na cidade de Espumoso-RS, situada próxima ao rio. Cinco pontes rodoviárias cruzam o rio neste trecho e pelo menos uma delas é importante a nível da região sul do Brasil. A área de lavoura é utilizada para as culturas de soja e milho.

O rompimento de uma das barragens situadas mais a montante, num sistema como o apresentado na Figura 2, pode representar

um grande risco para todo o sistema a jusante. A ocorrência de rompimentos em cascata deve ser investigada.

Os dados de topografia do vale e de localização de residências na área rural, num trecho de aproximadamente 100 km, obtidos das cartas da Divisão de Levantamento do Exército, na escala 1:50.000, foram digitalizados. Para facilitar a análise das áreas inundadas e diminuir a necessidade de memória do computador o vale foi dividido em trechos, numa espécie de mosaico, em que as informações de topografia foram interpoladas para a geração de modelos numéricos do terrenos (MNTs). O esquema de digitalização é apresentado na Figura 4.

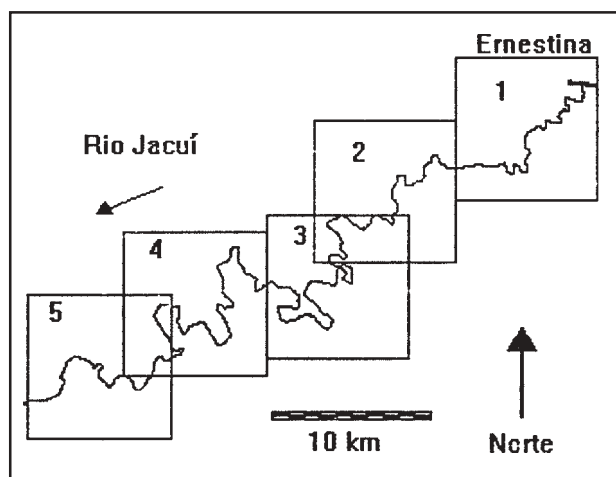


Figura 4. Trechos de digitalização.

## RESULTADOS

### Análise de sensibilidade do modelo

Neste trabalho foi realizada uma análise de sensibilidade do modelo DAMBRK a alguns parâmetros que contribuem para a incerteza com relação aos resultados. A análise realizada não é exaustiva, cada parâmetro foi considerado isoladamente e as faixas de variação consideradas não foram muito amplas. Os parâmetros escolhidos para análise foram:

1. Rugosidade (n de Manning);
2. Tempo de formação da brecha;
3. Largura da brecha;

4. Nível inicial da água no reservatório;
5. Vazão inicial no rio;
6. Largura média do rio.

A avaliação de sensibilidade foi realizada considerando a topografia do vale do Rio Jacuí, a jusante de Ernestina, e as características do reservatório e da barragem de Ernestina. O vale foi descrito por 83 seções transversais, incluindo áreas de armazenamento.

Os resultados foram destacados para algumas seções em todo o trecho. As seções escolhidas são as seguintes:

1. 0 km a jusante da barragem;
2. 10 km a jusante da barragem;
3. 45 km a jusante da barragem;
4. 84,5 km a jusante da barragem.

Três variáveis foram consideradas para a avaliação:

1. Vazão máxima;
2. Profundidade máxima de cheia;
3. Tempo da vazão máxima.

As Figuras 5 a 7 apresentam os resultados de sensibilidade da vazão máxima, profundidade e tempo de pico em função dos parâmetros escolhidos em uma seção a 84,5 km da barragem.

Esses resultados mostram que o nível inicial no reservatório, a largura máxima da brecha e o coeficiente de rugosidade de Manning são os parâmetros aos quais a vazão máxima é mais sensível. A sensibilidade da profundidade máxima à largura média do rio também é importante, embora a influência deva ser local, devido ao aumento na condutância hidráulica da seção. Já o tempo de pico é sensível às variações do coeficiente de rugosidade de Manning.

Outros resultados, obtidos para seções mais próximas da barragem, mostram que a sensibilidade das variáveis se altera com a distância, dependendo do parâmetro (Collischonn, 1997). De maneira qualitativa é possível resumir as alterações da sensibilidade das variáveis com a distância pela Tabela 2.

A Tabela 2 mostra que a sensibilidade ao tempo de formação da brecha diminui com

a distância da barragem. A importância deste resultado é que quando o objetivo da análise se refere à inundação em locais mais próximos da barragem este parâmetro deve ser determinado com mais cuidado.

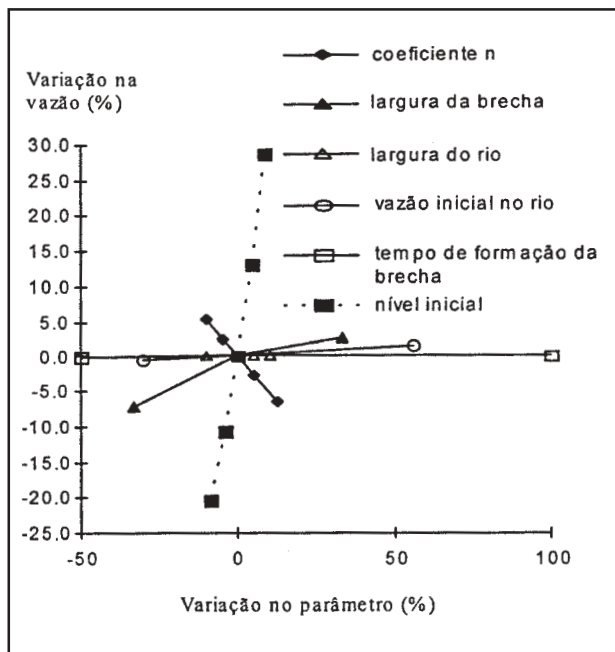


Figura 5. Sensibilidade da vazão máxima aos parâmetros testados, a 84,5 km da barragem.

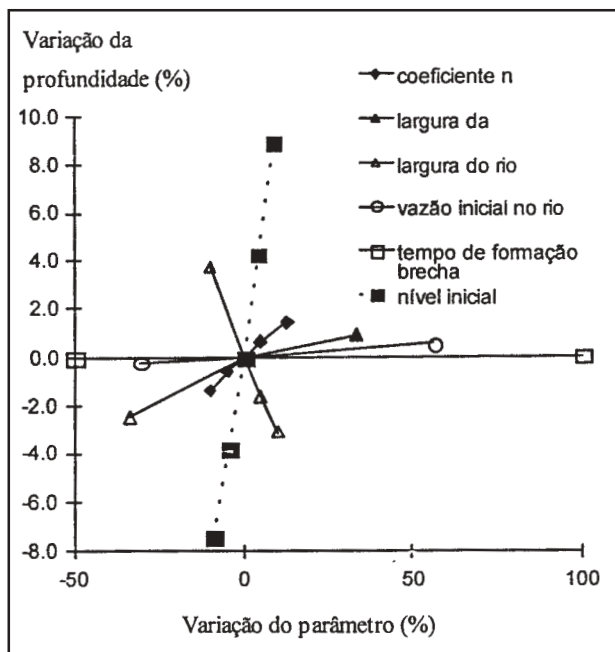


Figura 6. Sensibilidade da profundidade máxima aos parâmetros testados, a 84,5 km da barragem.

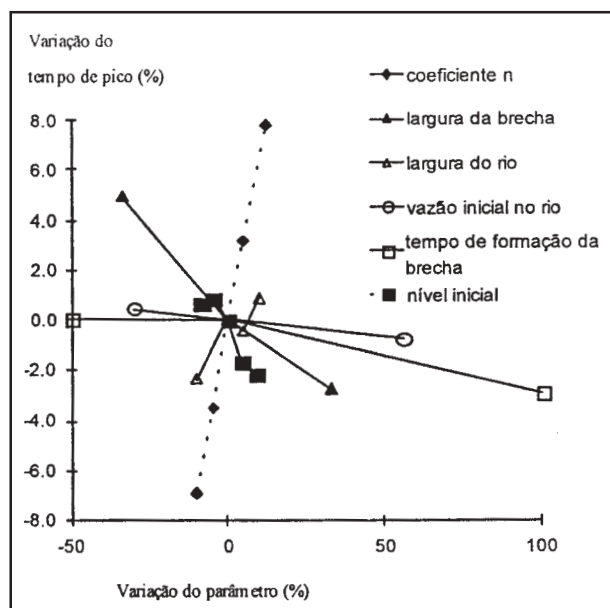


Figura 7. Sensibilidade do tempo de pico aos parâmetros testados, a 84,5 km da barragem.

Tabela 2. Alterações da sensibilidade das variáveis com a distância a partir da barragem.

Parâmetro	Vazão	Profundidade	Tempo
rugosidade do leito	aumenta	diminui	aumenta
tempo de formação da brecha	diminui	diminui	diminui
largura máxima da brecha	diminui	diminui	igual
nível inicial no reservatório	igual	igual	igual

A importância do método de simulação do reservatório, hidrológico ou hidrodinâmico, foi avaliada considerando o caso de Ernestina para os tempos de formação da brecha de 1 hora e de 6 minutos. Os resultados de vazão máxima foram avaliados em quatro seções transversais até a distância de 85 km. A Tabela 3 apresenta estes resultados para o tempo de formação de 1 hora e a Tabela 4 para o tempo de formação de 6 minutos.

Os resultados mostram que a diferença entre os dois métodos de simulação de escoamento no interior do reservatório é importante apenas nas seções próximas à barragem. O forte amortecimento do hidrograma diminui as diferenças. A partir da

distância de 10 km a jusante da barragem as diferenças são insignificantes.

**Tabela 3. Diferenças entre a simulação hidrodinâmica e hidrológica do reservatório na vazão máxima em locais a jusante da barragem - tempo de formação da brecha: 1 hora.**

Local	Vazão com simulação hidrodinâmica (m <sup>3</sup> /s)	Vazão com simulação hidrológica (m <sup>3</sup> /s)	Erro relativo à simulação hidrodinâmica
0 km	7480	7836	+ 4,8 %
10 km	5944	5949	0 %
45 km	4724	4652	- 1,5 %
85 km	3564	3515	- 1,3 %

**Tabela 4. Diferenças entre a simulação hidrodinâmica e hidrológica do reservatório na vazão máxima em locais a jusante da barragem - tempo de formação da brecha: 6 minutos.**

Local	Vazão com simulação hidrodinâmica (m <sup>3</sup> /s)	Vazão com simulação hidrológica (m <sup>3</sup> /s)	Erro relativo à simulação hidrodinâmica
0 km	7763	8233	+ 6,0 %
10 km	5957	5960	0 %
45 km	4725	4651	- 1,6 %
85 km	3562	3511	- 1,4 %

Estes resultados são válidos para a barragem de Ernestina, cujo reservatório é largo e não muito longo. Em reservatórios mais longos e de menor largura é provável que a diferença entre os dois métodos de simulação seja mais pronunciada.

### Conseqüências do rompimento hipotético de Ernestina

As conseqüências do rompimento hipotético da barragem de Ernestina foram avaliadas em duas etapas. Na primeira etapa foram utilizados dois cenários para a estimativa da inundação no trecho entre Ernestina e Passo Real. Na segunda etapa foram definidos três cenários para a análise das conseqüências sobre os aproveitamentos de jusante.

Os dois cenários de análise da primeira etapa consideraram que o rompimento ocorria

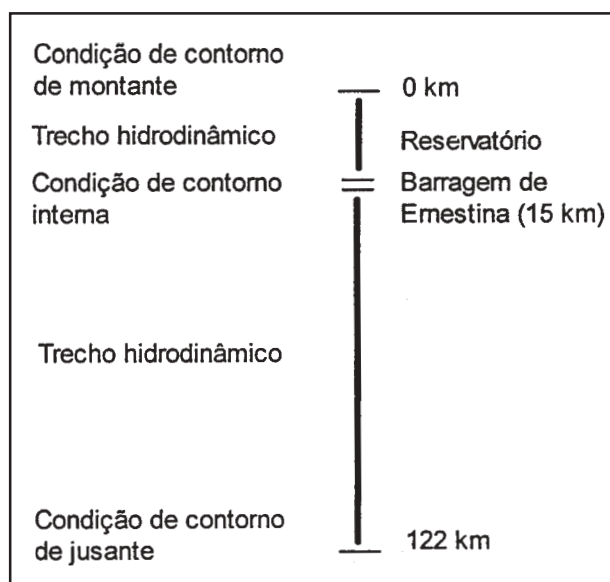
durante uma cheia que atingia o reservatório. As diferenças entre os dois cenários foram de nível inicial no reservatório e largura da brecha. Os outros parâmetros não foram alterados por se apresentarem menos importantes na análise de sensibilidade. As diferenças dos dois cenários estão descritas na Tabela 5.

**Tabela 5. Cenários de avaliação da inundação no trecho entre Ernestina e Passo Real.**

Largura da brecha (m)	Nível inicial no reservatório
150 base 400 topo	473 m
132 base 132 topo	470,5 m
	Cenário 1
	Cenário 2

Foram utilizadas 86 seções transversais para definir o vale desde o início do reservatório até cerca de 107 km a jusante da barragem, onde a curva chave é conhecida. Um esquema do modelo é apresentado na Figura 8.

Os hidrogramas da cheia de rompimento, para os cenários 1 e 2 são apresentados nas Figuras 9 e 10. Em todo o trecho simulado a vazão máxima é várias vezes maior que a máxima histórica.



**Figura 8. Esquema da simulação para estimativa da inundação do vale.**



A área inundada foi estimada sobrepondo as cotas máximas de cheia ao modelo numérico do terreno em todos os trechos digitalizados apresentados na Figura 4. Para o trecho 2 a área inundada para os dois cenários, sobreposta ao nível de informação de localização das residências da área rural é apresentada na Figura 11. Considerando a população rural de todos os trechos e a população urbana de Espumoso esta metodologia permitiu estimar em cerca de 230 o número de residências atingidas pela cheia no cenário 1 e cerca de 90 o número de residências no cenário 2. Estes números correspondem, respectivamente, a 800 e 350 pessoas, considerando os dados médios de habitantes por residência da região.

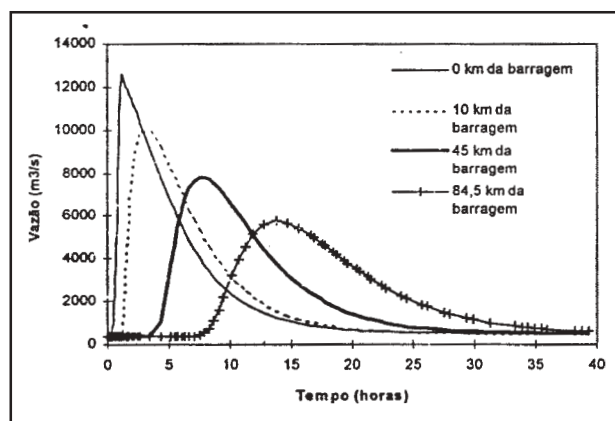


Figura 9. Propagação do hidrograma da cheia de rompimento para o cenário 1.

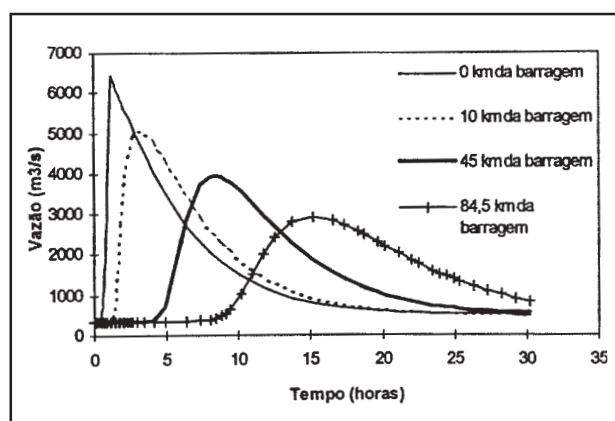


Figura 10. Propagação do hidrograma da cheia de rompimento para o cenário 2.

Da mesma forma as informações de cobertura vegetal, obtidas a partir de imagens de sensoriamento remoto e combinadas com a área inundada, permitiram estimar a área total de lavoura atingida para cada cenário. Cerca de 600 hectares no cenário 1 e 475 hectares no cenário 2 são atingidos.

Todas as pontes do trecho entre Ernestina e Passo Real, consideradas como condições de contorno internas no modelo, foram atingidas, com exceção da mais afastada da barragem no cenário 2 (número 5, Figura 3).

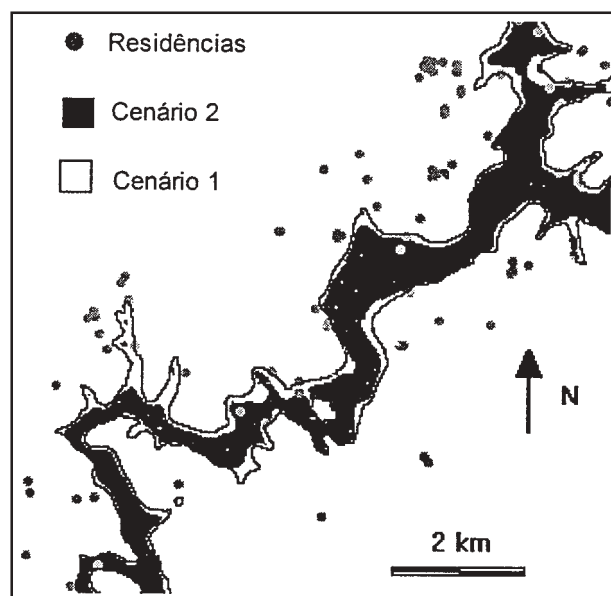


Figura 11. Área e residências atingidas no trecho 2 do vale do rio Jacuí.

Os cenários para a análise do impacto do rompimento da barragem de Ernestina sobre as barragens de jusante são diferentes daqueles utilizados para analisar os impactos sobre a cidade de Espumoso e sobre o vale do rio Jacuí. Três cenários de análise foram propostos.

Foram utilizadas 90 seções transversais para definir o vale desde o início do reservatório até a barragem de Maia Filho, 200 km a jusante de Ernestina. Um esquema do modelo é apresentado na Figura 12.

O primeiro cenário de análise estuda o impacto do rompimento da barragem de Ernestina ocorrendo de forma isolada, mas em uma condição severa. Além disso o nível

de água no reservatório de Passo Real é mantido constante a 327 m.

O segundo cenário é semelhante ao anterior, porém o nível em Passo Real pode se alterar. Desta forma a capacidade de amortecimento de cheias de Passo Real é considerada.

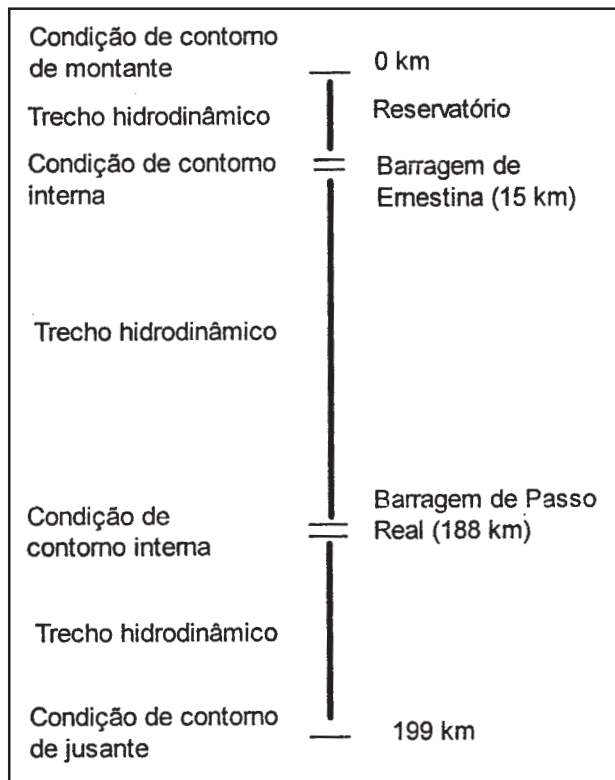


Figura 12. Esquema da simulação para estimativa dos efeitos sobre os aproveitamentos de jusante.

O terceiro cenário é semelhante ao segundo, porém uma grande enchente natural ocorre simultaneamente ao rompimento da barragem de Ernestina.

Considerando o cenário 1, o hidrograma devido ao rompimento da barragem de Ernestina que atinge o reservatório de Passo Real é inferior, em todos os aspectos, ao hidrograma utilizado para o dimensionamento do vertedor da barragem de Passo Real, que corresponde à cheia máxima provável. A Figura 13 apresenta os dois hidrogramas.

No cenário 2, para o qual a capacidade de amortecimento do reservatório de Passo Real é considerada, a alteração no nível da água no reservatório é pequena, mesmo

utilizando apenas uma fração da capacidade do vertedor de cheias. A cheia devida ao rompimento de Ernestina, se este rompimento ocorrer de forma isolada, não deve colocar em risco a segurança do reservatório de Passo Real.

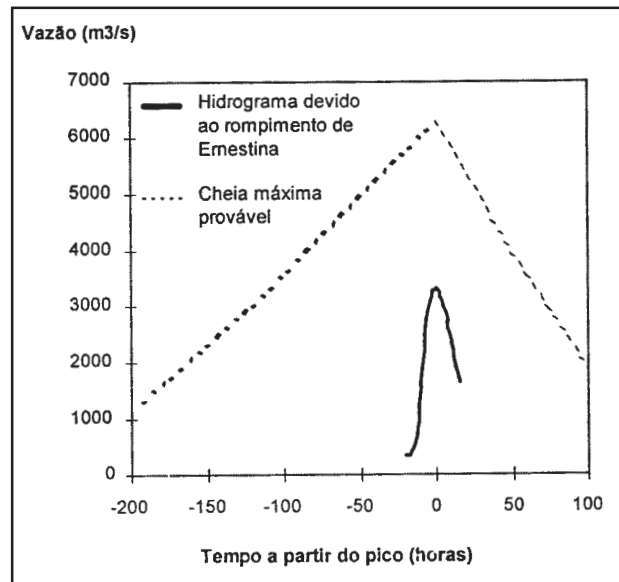


Figura 13. Hidrograma de cheia máxima provável e hidrograma de rompimento da barragem de Ernestina afluente ao reservatório de Passo Real.

O cenário 3 mostra que a importância relativa da cheia devida ao rompimento da barragem de Ernestina é pequena quando ocorre simultaneamente à cheia máxima provável. Neste caso o rompimento de Ernestina apenas intensifica um pouco uma situação que já se apresenta preocupante em Passo Real.

## CONCLUSÕES

A análise de sensibilidade do modelo aos seis parâmetros escolhidos mostrou que o nível inicial da água no reservatório e o tamanho da brecha são os parâmetros mais importantes. A rugosidade do leito do rio também contribui para as variações significativas nos resultados, principalmente do tempo de propagação da cheia.

Para locais mais próximos da barragem a incerteza na determinação do

tempo de formação da brecha também contribui para as variações nos resultados.

Não existe diferença significativa, exceto na proximidade da barragem, entre as vazões máximas obtidas quando se utiliza o método hidrológico e quando se utiliza o método hidrodinâmico para a simulação do escoamento no interior do reservatório.

As possíveis conseqüências do rompimento da barragem de Ernestina incluem a destruição de até 5 pontes e a inundação de até 230 residências no vale. A população diretamente atingida chega a 800 habitantes, dos quais algumas dezenas com tempo insuficiente para alerta e fuga.

O reservatório de Passo Real, pela sua grande capacidade de amortecimento, deve absorver completamente a cheia devida ao rompimento de Ernestina, protegendo também o reservatório de Maia Filho e todas os aproveitamentos a jusante.

Os resultados da análise de sensibilidade apresentada aqui são válidos para o caso específico de Ernestina, e não podem ser estendidos a outros casos de características diversas.

## AGRADECIMENTOS

O autor agradece ao CNPq, fornecedor da bolsa de mestrado que permitiu a realização deste trabalho, e a CEEE (Companhia Estadual de Energia Elétrica) pelo fornecimento dos dados.

## REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, A. B., FRANCO, A. B. 1994. Modeling of dam-break flow. In: CHAUDRY, M. H., MAYS, L. W. *Computer Modeling of Free-Surface and Pressurized Flows*. Dordrecht: Kluwer. p. 343-373.
- BASCO, D. R. 1989. Limitations of de Saint-Venant equations in dam-break analysis. *Journal of Hydraulic Engineering*, New York, V.115, n. 7, p. 950-965, July.
- CHEVALIER, P.; DHEIN, R. A. 1993. As chuvas excepcionais de 26 e 27 de maio de 1992 na região de Ijuí-RS. *Revista Brasileira de Engenharia*. Vol. 11, No. 1.p. 55-66.
- COLLISCHONN, W. 1997. Análise do rompimento hipotético da barragem de Ernestina-RS. Dissertação de Mestrado. IPH-UFRGS. 192 págs.
- COMPANHIA ESTADUAL DE ENERGIA ELÉTRICA 1992. *Relatório dos danos causados pela enchente de maio de 1992*. Passo Fundo 64p.
- CUNGE, J. A., HOLLY, F.M., VERWEY, A. 1980. *Practical Aspects of Computational River Hydraulics*. Boston: Pitman. 420p.
- DELONG, L. L. 1989, "Mass conservation: 1-D open channel flow equations", *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 115, n 2, February, páginas 263-269.
- FERNÁNDEZ, P. C., FORNERO, L., MAZA, J., YAÑEZ, H. 1991. Simulation of flood waves from outburst of glacier-dammed lake. *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol. 117, No. 1, p. 42-53. January.
- FREAD, D. L. 1991, *The NWS DAMBRK model: Theoretical background / User documentation*. Hydrologic Research Laboratory, Office of Hydrology, National Weather Service, NOAA, Silver Spring, Maryland. 123 p.
- FREAD, D. L. 1981. *Some limitations of dam-breach flood routing models*. Hydrologic Research Laboratory, Office of Hydrology, National Weather Service, NOAA, Silver Spring, Maryland. 15p.
- FREAD, D. L. 1977. The development and testing of a dam-break flood forecasting model. In: *Dam-Break Flood Modelling Workshop. Proceedings*. Washington: Water Resources Council. p. 164-197.
- MAGNA ENGENHARIA 1991. *Considerações relativas à Barragem de Ernestina*. Porto Alegre, Maio.
- MCCMAHON, G. F. 1981. Developing dam-break flood zone ordinance. *Journal of the Water Resources Division ASCE*. vol. 107, No. WR2. p. 461-476. October.
- MOLINAS, A., YANG, C. T. 1985. Generalized water surface profile computations. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 111, n 3, p. 263-269. March
- PETRASCHECK, A. W., SYDLER, P. A. 1984. Routing of dam break floods. *Water Power and Dam Construction, Sutton*, V. 36, n. 7, p. 29-32, July.
- REITER, P. 1992. The importance of dam break hazard analysis. *International Water Power and Dam Construction*. p. 31-34. June.
- TRIESTE, D. J. 1992. Evaluation of supercritical/subcritical flows in high-gradient

streams. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 118, No. 8, p. 1107-1119. August.

WURBS, R. A. 1987, "Dam-breach flood wave models", *Journal of Hydraulic Engineering*, vol 113 No. 1, January páginas 29-46.

YEVJEVICH, V. 1975. Sudden water release. In: MAHMOOD, K., YEVJEVICH, V. *Unsteady Flow in open channels*. Fort Collins: Water Resources Publications. vol. 2, p. 587-668.

## **Analysis of the Ernestina Dam Hypothetical Failure**

### **ABSTRACT**

*Dam failures occur due to several causes. Estimating its potential consequences is part of a Civil Defense planning program.*

*The dam break analysis should define the possible consequences of a failure and support decision making about actions to reduce these consequences. This paper shows the dam break analysis results for the Ernestina dam on Jacuí river in Rio Grande do Sul.*

*Failure scenarios were defined by a sensibility analysis of the model to its main parameters. The DAMBRK model was used to simulate the flood along a 200 km reach of the Jacuí river, to Passo Real and Maia Filho dams. The inundated area was defined using a geographical information system.*

*The sensibility analysis showed that the model results are most sensitive to the reservoir volume. The worst scenario simulated for Ernestina would damage the houses of hundreds of people.*