

---

## Avaliação da probabilidade de galgamento da barragem da PCH de Cajuru por simulação de Monte Carlo

*Assessment of factors involved in the process of salinization in surface reservoirs of the Brazilian semiarid*

Fernando Neves Lima<sup>1</sup>; Mauro Naghettini<sup>2</sup> e Terezinha Espósito<sup>3</sup>

<sup>1,2</sup> Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, Brasil

<sup>3</sup> Departamento de Engenharia de Transportes e Geotécnica da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, Brasil

naghet@netuno.lcc.ufmg.br; fneveslima@gmail.com; esposito@etg.ufmg.br

Recebido: 15/05/14 - Revisado: 07/01/15 - Aceito: 08/04/15

---

### RESUMO

*A definição do risco associado à eventual ruptura de uma barragem constitui um problema corrente na engenharia. As barragens têm um papel importante na sociedade e o colapso de tais estruturas traz consigo desastres de grandes dimensões. A presente pesquisa procurou sistematizar uma técnica de simulação numérica de análise de risco, conhecida como Simulação de Monte Carlo, para avaliar a probabilidade de galgamento de uma barragem, causado por eventos de naturezas hidráulicas e hidrológicas, e aplicá-la em estudo de caso. A simulação foi utilizada com o intuito de avaliar a probabilidade de galgamento da barragem da PCH Cajuru, situada em Minas Gerais, em decorrência de uma cheia de determinado tempo de retorno, considerando as incertezas presentes na análise local de frequência de vazões máximas anuais. O método de Monte Carlo, ao ter em conta as incertezas das estimativas de eventos de dado tempo de retorno, demonstrou ser de muita utilidade na avaliação completa da probabilidade de galgamento. No caso em estudo, a simulação mostrou que a barragem de Cajuru apresenta grau não desprezível de vulnerabilidade a eventos de grandes magnitudes. Além das cheias, também foram analisadas as incidências do vento sobre o paramento de montante da barragem, provocando ondas e consequentes reduções da borda livre existente, entre o NA máximo-maximorum e a crista do referido barramento.*

**Palavras Chave:** Simulação de Monte Carlo. Análise de risco. Probabilidade de galgamento de barragem

### ABSTRACT

*The concept of risk related to the potential breaching of a dam is a current problem in engineering. Dams have an important role in society and the collapse of such structures may bring about large disasters. This research aims to summarize a numerical technique of risk analysis, namely a Monte Carlo Simulation, to evaluate the probability of a dam overtopping, caused by events of hydraulic and hydrological nature and apply then in a case study. The simulation was used with the objective of evaluating the probability of overtopping of Cajuru dam, located in the Brazilian state of Minas Gerais, due to a flood of a certain return period, considering the uncertainties from the local frequency analysis of annual maximum discharges. The Monte Carlo method, which account for the uncertainties of quantile estimates of a given return period, showed that it can be useful in providing a full evaluation of the probability of overtopping. For the case reported herein, the simulation showed that Cajuru dam has a non-negligible degree of vulnerability to rare and extreme events. In addition to floods, the impact of the wind on the upstream face of the dam was also analyzed. Wind waves and consequent reductions in existing freeboard, in between the full-pool elevation and the dam crest elevation, were also taken into account in computing the probability of dam failure.*

**Keywords:** Monte Carlo Simulation. Risk Analysis. Probability of dam overtopping

## INTRODUÇÃO

A segurança de barragens tem sido uma preocupação pública. Registros de falhas e incidentes foram compilados por órgãos internacionais tais como o ICOLD (International Committee on Large Dams) e USCOLD (United States Committee on Large Dams). Não obstante os avanços técnicos e progressos recentes das práticas de engenharia de barragens, ainda há muito a ser feito no que concerne à análise de risco e à gestão de segurança. Hartford e Baecher (2004) comentam que as análises de risco são úteis para a operação, a manutenção e a vigilância de barragens e de seus reservatórios.

O estudo das incertezas presentes em sistemas complexos, como as barragens, compreende aquelas intrínsecas ao conhecimento parcial das diferentes leis e propriedades da natureza e de seus elementos, bem como aquelas que decorrem de acidentes ou imprevisibilidades. Neste contexto, é frequente o emprego dos chamados graus de confiabilidade. Ang e Tang (1990) definem a confiabilidade como a medida probabilística da garantia de desempenho. À luz das incertezas, a confiabilidade do sistema pode ser expressa em termos de probabilidades. O grau de confiabilidade está intimamente ligado ao princípio da indiferença, assumindo uma completa “ignorância” a priori do observador, pois assim todas as condições serão em princípio equiprováveis (ANG; TANG, 1990).

Para descrever as incertezas sobre o desempenho futuro de algum sistema, os engenheiros desenvolveram a análise de risco probabilística, uma técnica de engenharia baseada em análises de sistemas, com diversos subsistemas dependentes e interligados, e probabilidades condicionais.

Na engenharia civil, os métodos probabilísticos foram desenvolvidos com o intuito de se determinar a confiabilidade de estruturas, utilizando-se de integrações numéricas, como o método de confiabilidade de primeira ordem (FORM - first-order reliability methods) e o método de confiabilidade de segunda ordem (SORM - second-order reliability methods) (TUNG et al., 2006).

Os dois métodos citados são considerados analíticos aproximados, que compõem uma das diferentes técnicas utilizadas para se determinar a probabilidade de falha ou de ruptura. Segundo Caldeira (2005), neste contexto, ainda podem ser citados os seguintes outros métodos:

- Integração analítica exata;
- Métodos gráficos com dados experimentais;
- Simulações numéricas, entre as quais destaca-se a simulação de Monte Carlo; e
- Análise de confiabilidade.

Do elenco de métodos, anteriormente citado, para avaliação quantitativa de probabilidades associadas a falhas de estruturas de engenharia civil, fez-se aqui a opção pela aplicação combinada dos métodos de simulação de Monte Carlo e de análise de confiabilidade. Justificam-se estas escolhas pela oportunidade de emprego de métodos que se apresentaram de aplicação mais promissora em estruturas e sistemas de recursos hídricos, conforme o que se pôde depreender da bibliografia consultada.

A teoria de confiabilidade introduz, de forma explí-

cita, as incertezas dos modelos e/ou dos parâmetros, que são propagadas por meio dos cálculos para que sejam obtidas as probabilidades associadas à resposta do sistema em análise. Denotando-se por R a resistência do sistema em questão e por L (load) as ações ou cargas solicitadas, pode-se definir a confiabilidade do sistema ( $p_s$ ) como:

$$p_s = P(R > L) = \iint_{\text{Área com } R-L > 0} f_{R,L}(R, L) dr dl \quad (1)$$

Em (1),  $f_{R,L}$  é a função de probabilidade conjunta de R e L. Em termos mais gerais, a confiabilidade pode ser expressa em termos da função de densidade conjunta  $f_X(x)$  de todas as variáveis X envolvidas, conforme descrito na equação a seguir:

$$p_s = \int f_X(x) dx \quad (2)$$

Em uma análise de confiabilidade, a equação (1) pode ser reescrita em termos de uma função desempenho de alguma estrutura, aqui denotada por Z(x). A função desempenho tem por objetivo definir o estado do sistema, ou seja, se  $Z(x) > 0$  a estrutura em questão se encontra em uma região de segurança, caso contrário o sistema está em uma região de falha, ou ainda se  $Z(x)$  for igual a 0, encontra-se em seu estado limite. As principais funções desempenho utilizadas na engenharia hidráulica e de recursos hídricos são as seguintes (GOODARZI et al., 2013):

$$Z = R - L \quad (3)$$

$$Z = \left(\frac{R}{L}\right) - 1 \quad (4)$$

$$Z = \ln\left(\frac{R}{L}\right) \quad (5)$$

A Figura 1 procura facilitar a compreensão da probabilidade de falha de algum sistema em questão. A área à esquerda de  $z=0$  corresponde à região de falha da função densidade de probabilidades de Z e a variável  $\beta$  é definido como índice de confiabilidade como a razão entre a média ( $\mu_z$ ) e o desvio padrão ( $\sigma_z$ ) da função de confiabilidade.

Este artigo descreve as diversas etapas de uma aplicação da simulação de Monte Carlo para o cálculo da probabilidade de galgamento de uma barragem, associado à ocorrência de cheias e ventos severos, de tempos de retorno fixados, tendo em vista as incertezas inerentes aos quantis obtidos por análise de frequência.

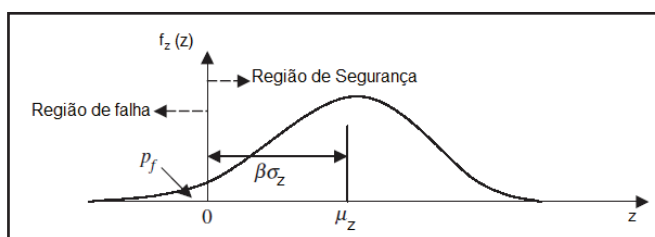


Figura 1 - Função densidade de probabilidades da função desempenho e suas regiões

Fonte: Adaptado de Tung et al. (2006)

Apesar da simulação de Monte Carlo poder ser empregada em qualquer barragem, o que confere generalidade ao método, particiou-se a sua aplicação para a Pequena Central Hidrelétrica (PCH) de Cajuru, localizada no rio Pará, afluente pela margem direita do alto rio São Francisco, em Minas Gerais.

Este artigo constitui-se, inicialmente, de uma descrição da área de estudo, incluindo uma breve caracterização da barragem da PCH de Cajuru e de seus órgãos extravasores. Nas seções seguintes, o artigo descreve as diversas etapas necessárias para a implementação da simulação de Monte Carlo, e reporta os resultados obtidos para o caso particular em foco. Ao final, são apresentadas as principais conclusões do presente estudo.

## MATERIAIS E MÉTODOS

### Área de estudo

A PCH de Cajuru localiza-se no rio Pará, afluente pela margem direita da bacia do alto rio São Francisco, no município de Carmo do Cajuru, zona centro-oeste de Minas Gerais, distante aproximadamente de 130 km de Belo Horizonte. A bacia do rio Pará no posto fluviométrico a montante da barragem da PCH de Cajuru, conhecido como Ponte do Vilela, possui as características físicas e climáticas apresentadas na Tabela 1 (CPRM, 2001). Esta estação fluviométrica e sua correspondente bacia estão identificadas na Figura 2.

O rio Pará na PCH de Cajuru possui área de drenagem igual a 2230 km<sup>2</sup>, um vertedouro com capacidade de vazão máxima igual a 1002 m<sup>3</sup>/s e um reservatório com área máxima igual a 23,3 km<sup>2</sup>.

Segundo informações da equipe técnica da concessionária do aproveitamento, ou seja, a Companhia Energética de Minas Gerais (CEMIG), a barragem possui comprimento total de 438 metros e 23 metros de altura máxima. A maior parte do barramento é constituída por uma barragem de concreto-gravidade com 341 metros de extensão. Possui também uma barragem de aterro homogêneo na margem esquerda, com altura máxima de cerca de 10 metros e comprimento da crista de 97 metros. A drenagem da barragem consiste de um dreno de pé que conduz a água percolada para uma canaletta a jusante da estrutura.

Os órgãos extravasores da estrutura são compostos de um vertedouro de descarga controlada por comportas do tipo segmento, situado ao centro, no leito do rio, assente sobre rocha, com 80 metros de comprimento e capacidade máxima de 810 m<sup>3</sup>/s, e duas válvulas de descarga de fundo, de 2,44 metros de diâmetro e capacidade máxima de 75 m<sup>3</sup>/s cada. (REIS, 2007).

A tomada d'água é incorporada à barragem e situada na margem esquerda do rio. É composta por um conduto de 4,5 metros de diâmetro e 28,2 metros de comprimento, e engolimento máximo de 40 m<sup>3</sup>/s. A casa de força é do tipo abrigada convencional, com uma unidade geradora com capacidade de 7.200 kW (REIS, 2007).

Na Tabela 1 Q<sub>MLT</sub> denota a vazão média de longo termo, L é o comprimento do talvegue em km, DD é a densidade de drenagem, C<sub>esc</sub> é o coeficiente de escoamento, I<sub>equiv</sub>

é a declividade média, P<sub>Médio</sub> é a precipitação média em mm e Q<sub>MLT-ESP</sub> é a vazão média de longo termo específica em l/s.km<sup>2</sup>. Para a caracterização das cheias afluentes ao reservatório da PCH de Cajuru, realizou-se uma análise de frequência, a fim de se ajustar a melhor distribuição de probabilidades para as vazões máximas anuais observadas em Ponte do Vilela (Código 40130000).

Tabela 1 – Características físicas e climáticas de Ponte do Vilela

Q <sub>MLT</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>MLT-ESP</sub> (l/s.km <sup>2</sup> )	Área (km <sup>2</sup> )	L (km)
27,4	15,9	1725,7	75,8
I <sub>equiv</sub> (m/km)	P <sub>Médio</sub> (mm)	C <sub>esc</sub>	DD (Junções/km <sup>2</sup> )
1,92	1533	0,33	0,114

Fonte: Adaptado de CPRM (2001)

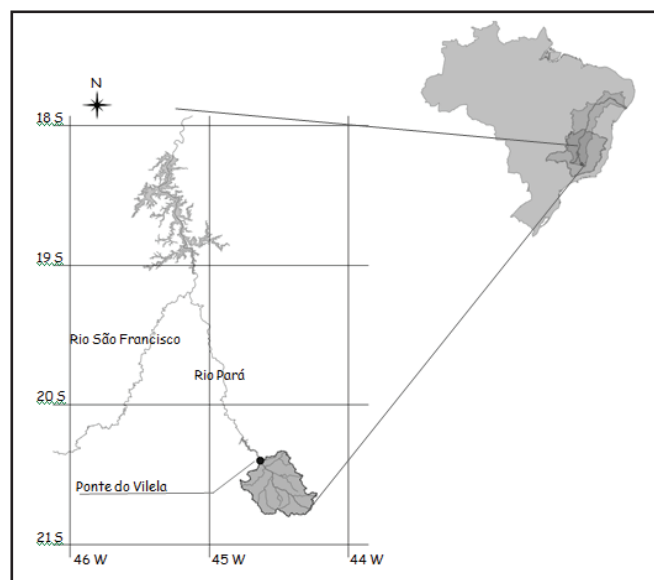


Figura 2 - Localização da estação fluviométrica de Ponte do Vilela na bacia do Rio Pará

O estudo de regionalização de vazões, realizado pela Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM, 2001), estabeleceu uma equação para a cheia média da região. Por meio desta, um fator de correção foi calculado, a fim de relacionar as vazões de cheias observadas em Ponte do Vilela, com área de drenagem igual a 1725,7 km<sup>2</sup>, às vazões de cheias afluentes ao reservatório da PCH de Cajuru, de área de drenagem um pouco maior. Os dados consistiam de observações máximas anuais realizadas entre 1938 a 2012. Deste modo, estimaram-se as vazões de cheias em Cajuru por meio da relação:

$$Q_{\text{Cajuru}} = Q_{\text{PonteDoVilela}} * \left( \frac{A_{\text{Cajuru}}}{A_{\text{PonteDoVilela}}} \right)^{0,8751} \quad (6)$$

Na qual Q representa as vazões máximas e A as respectivas áreas de drenagem. Os máximos anuais, definidos por ano hidrológico, foram selecionados e plotados em uma curva

de frequência para a definição da melhor distribuição de probabilidades, além dos testes de aderência que se seguiram. Esses procedimentos serão objeto de seções posteriores deste artigo.

### Hidrogramas afluentes ao reservatório

Os hidrogramas afluentes ao reservatório da PCH de Cajuru foram obtidos a partir do produto de um quantil sintético de vazão de pico por um hidrograma adimensionalizado. O primeiro termo foi gerado estocasticamente em função da distribuição normal, centrada sobre o quantil da curva de frequência ( $x_q$ ), para um dado período de retorno ( $T$ ) ou probabilidade de excedência ( $q$ ), conforme ilustrado na Figura 3.

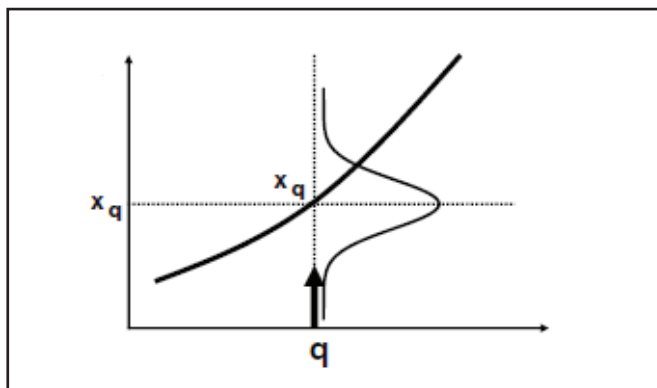


Figura 3- Quantificação das incertezas na curva de frequência. Fonte: Adaptado de Salas et al. (2013)

Goodarzi et al. (2013) trabalharam com as incertezas no processo de simulação de Monte Carlo de forma semelhante. Já o hidrograma adimensional foi estabelecido pela divisão da vazão de pico ( $Q_p$ ) dos hidrogramas de cheia observados em Ponte do Vilelaao longo do tempo de basedo hidrograma ( $T_b$ ). Foram selecionados eventos de cheias correspondentes a episódios isolados de chuva e, com isso, o valor de  $T_b$  [tempo de ascensão + tempo de descida ( $N$ )]pôde ser estimado como o tempo médio dos referidos eventos (Figura 4).

Foram gerados 10000 hidrogramas para cada tempo de retorno. Este número está em conformidade com o realizado em trabalhos similares a este (GOODARZI et al., 2013; BAPTISTA, 2008).

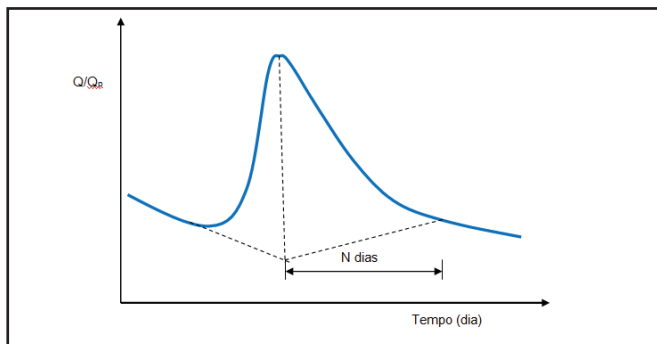


Figura 4 – Hidrograma adimensionalizado ( $Q/Q_p$ )

### Propagação de vazões através do reservatório - método de Runge-Kutta de 3ª ordem

De posse dos hidrogramas afluentes, fez-se necessário definir um método de propagação, que é um procedimento que determina o tempo de ocorrência e a magnitude das vazões em um ponto de algum corpo ou curso d'água, a partir dos hidrogramas conhecidos a montante. Os métodos mais utilizados em reservatórios são o método de Puls modificado e o método de Runge-Kutta de terceira ordem, ambos considerados do tipo level-pool routing, pela suposição de espelhos d'água horizontais. São também aproximações numéricas da equação diferencial do balanço hídrico em reservatórios e estão descritos mais detalhadamente em Chow et al. (1988). Nesta pesquisa, o método de Runge-Kutta (RK) foi adotado, uma vez que a estavam disponíveis apenas os ramos definidos das curvas cota-área e cota-volume, sendo necessário extrapolá-las superiormente para pontos em que não havia medições. Para o método RK, são necessários como parâmetros de entrada a curva cota-área e a curva cota-descarga, sendo esta última função das estruturas descarregadoras (vertedouro, válvulas de fundo).

O método numérico de Runge-Kutta, para solução de equações diferenciais ordinárias, tem como princípio uma expansão em série de Taylor, sem haver a necessidade de cálculo das derivadas de altas ordens (CHAPRA; CANALE, 1988). A equação a seguir generaliza a questão, na qual  $y_{i+1}$  denota a resposta ao problema, no tempo correspondente à iteração subsequente:

$$y_{i+1} = y_i + \Delta(x_i, y_i, h)h \tag{7}$$

Na equação (7),  $\Delta$  é conceituada como a função incremento, podendo ser interpretada como uma inclinação representativa durante um certo intervalo de tempo.

Particularizando para a solução da equação da continuidade em um reservatório, empregou-se aqui o método RK de terceira ordem, o qual envolve a divisão de cada intervalo de tempo em três subintervalos, com o cálculo dos valores sucessivos da sobrelevação e descarga para cada incremento.

A partir da equação da continuidade, a variação temporal do volume  $S$ , devida a uma elevação  $H$ , pode ser expressa pelas equações a seguir:

$$\frac{dS}{dt} = I(t) - Q(H) \tag{8}$$

$$\frac{dH}{dt} = \frac{I(t) - Q(H)}{A(H)} \tag{9}$$

nas quais,  $I(t)$  é a vazão do hidrograma de entrada no instante  $t$ ,  $Q(H)$  é a vazão correspondente à cota obtida na curva cota-descarga e  $A(H)$  é a área na cota  $H$  obtida pela relação cota-área.

### Regras de operação e premissas de aplicação

Para a propagação, houve a necessidade de ser criada uma regra de operação do reservatório, que consistiu em considerar o

reservatório no seu nível máximo normal de operação (Hmax), na origem dos tempos do hidrograma afluente, conforme apresentado na Figura 5. Na fase de ascensão do hidrograma afluente, com vazões sempre crescentes, a regra operativa consistiu em descarregar para jusante as vazões afluentes, implicando, assim, em aberturas crescentes das comportas do tipo segmento até o estado limite de estarem totalmente abertas.

A partir desse instante, a propagação do hidrograma afluente se deu como se o vertedouro fosse de soleira livre (sem comportas) e governada pela equação diferencial da continuidade, sob a suposição de horizontalidade do espelho d'água. O esquema dessa regra de operação encontra-se ilustrado na Figura 6 em que SV seria o sobrevolume do reservatório com o nível máximo representado por Hm.

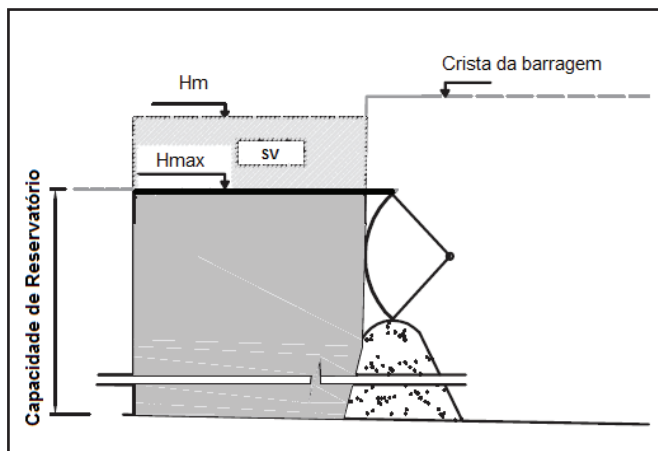


Figura 5 - Regra de operação com o reservatório inicialmente cheio

As ordenadas do hidrograma afluente, inferiores à soma das vazões descarregadas pelas válvulas de fundo e comportas, com o Nível d'Água exatamente no NA máximo normal de operação, não irão produzir sobrelevações no reservatório, uma vez que as estruturas descarregadoras conseguem escoar o volume associado a essas cheias.

Portanto, a primeira vazão a ser propagada, pelos métodos do tipo level-pool routing, corresponde à ordenada do hidrograma afluente superior à vazão limiar, resultante da soma de vazões descarregadas no nível máximo normal de operação. Antes dessa vazão limiar, a saída Q(t) é igual à entrada I(t).

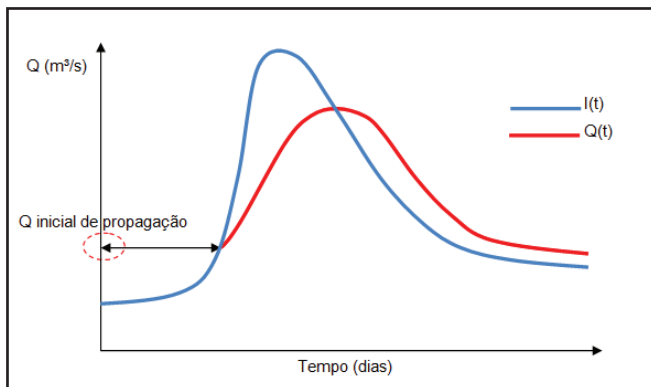


Figura 6 - Regra para a propagação em reservatório do hidrograma de entrada I(t)

## Cálculo da probabilidade de falha

Como reportado anteriormente, uma função desempenho descreve o comportamento de um sistema quando submetido a uma carga. No caso específico desta pesquisa, o objetivo foi o de definir a probabilidade de galgamento da barragem em estudo. Desse modo, as funções desempenho mais utilizadas na engenharia hidráulica, apresentadas anteriormente, foram aqui utilizadas com o intuito de definir a probabilidade de falha. Devido à maior aderência dos valores calculados de Z a certas funções de distribuição de probabilidades, foi escolhida a seguinte função desempenho:

$$Z = \left( \frac{H_r}{\text{Sobrelevação}} \right) - 1 \quad (10)$$

Na equação anterior, Hr é a altura da crista da barragem e o denominador é composto pela soma da altura do NA máximo de operação com as sobrelevações induzidas no reservatório.

Definida a função desempenho do sistema, ajustou-se uma distribuição de probabilidades aos valores simulados e, em seguida, calculou-se a confiabilidade ps por meio da equação

$$p_s = 1 - F_z(x_0) \quad (11)$$

a seguir:

Em que Fz (x0) é a função acumulada de probabilidades da função Z. Finalmente, a probabilidade do evento adverso foi calculada como o complementar da confiabilidade ps, ou seja:

$$R = 1 - p_s \quad (12)$$

## Implementação da variável vento na simulação

O vento configura um importante fator quando se trata do cálculo de borda livre em barragens. Sendo assim, as ações do vento foram aqui combinadas com as devidas às cheias de modo a produzir novas sobrelevações.

Faz-se necessário conceituar previamente o termo fetch, ou "pista de vento", que, segundo Sentürk (1994) é o comprimento ao longo da superfície da água sobre a qual o vento sopra essencialmente na mesma direção. Contudo, o vento incide em diferentes direções, do que se depreende a necessidade de definir o fetch efetivo, que leva em conta os vários comprimentos e respectivos ângulos de incidência (α), em relação a uma linha perpendicular ao paramento de montante. Saville (1954) pondera que ao se considerar a geração de ondas em reservatórios, diferentemente dos oceanos, a delimitação da área tem maior influência sobre o fetch do que as variações meteorológicas. Sendo assim, a geração de ondas é um pouco menor em reservatórios, sob as mesmas condições, do que em águas abertas. Com isso, Saville (1954) propôs uma ponderação do cálculo do fetch efetivo pelos cossenos:

$$F = \frac{\sum x \cos \alpha}{\sum \cos \alpha} \quad (13)$$

De posse do valor do fetch efetivo, torna-se possível definir outra variável, que é a sobrelevação das águas, do termo inglês wave set-up, aqui denotado por  $z_s$ , que representa a sobrelevação do nível de água induzida pela onda (USBR, 1981):

$$z_s = \frac{U_r^2 F}{62772 d} \quad (14)$$

Em que  $U_r$  é a velocidade do vento (em km/h),  $d$  é a profundidade média no reservatório (em metros) e o  $F$  é o fetch efetivo (em km).

Sentürk (1994) comenta sobre a variável altura da onda, do termo wave height, denotada por  $z_w$ , que é fator básico para o critério de projeto para a borda livre de uma barragem. A definição da altura da onda provocada pelo vento é função da velocidade do vento ( $U_r$ ) e do fetch efetivo ( $F$ ), conforme ilustrado na Figura 7 e indicado matematicamente nas duas equações a seguir:

$$z_w = 0,032 \sqrt{U_r F} + 0,75 - 0,27F^{1/4} \quad \text{se } F < 32 \text{ km} \quad (15)$$

$$z_w = 0,032 U_r F^{1/2} \quad \text{se } F > 32 \text{ km} \quad (16)$$

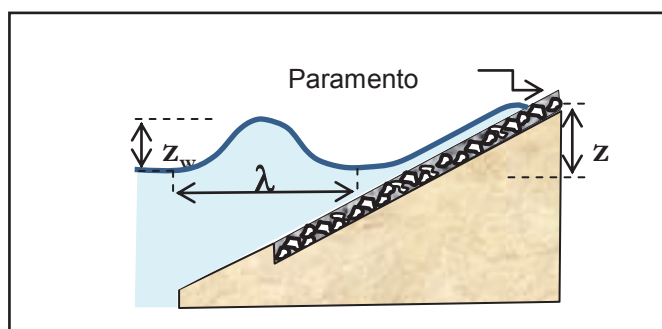


Figura 7 - Altura de onda  $z_w$  e altura atingida talude acima  $z_s$ . Fonte: adaptado de Marcelino (2007)

O parâmetro  $\lambda$  denota o comprimento de onda, o que configura a taxa de repetição da incidência das ondas no paramento da barragem.

Para aplicação ao caso da PCH de Cajuru, realizou-se, primeiramente, uma análise de frequência das velocidades máximas anuais do vento, obtidas em uma estação climatológica do INMET (Instituto Nacional de Meteorologia), localizada próxima à barragem em estudo (Estação Divinópolis-MG 83635). Um processo semelhante ao realizado para as cheias foi implementado, em que se fixou um determinado tempo de retorno e trabalhou-se com as incertezas dos quantis, a partir da distribuição normal centrada no quantil obtido da curva de frequência.

Para cada velocidade gerada, calcularam-se os valores da altura da onda ( $z_w$ ) e da sobrelevação das águas ( $z_s$ ). Portanto, a sobrelevação total produzida pela incidência do vento ( $h_w$ ) foi calculada por:

$$h_w = z_s + z_w \quad (17)$$

As sobrelevações causadas pela incidência do vento foram somadas àquelas causadas pelas cheias, combinando diferentes tempos de retorno (e.g. tempo de retorno de 50 anos para os ventos e de 100 anos para as cheias). Em seguida, calculou-se a probabilidade de falha de maneira análoga, com a equação (12).

## RESULTADOS

### Ajuste de frequência para as vazões máximas anuais

Por meio do papel de probabilidades exponencial e com o auxílio do software ALEA, disponível no portal do departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da UFMG, <http://www.ehr.ufmg.br/>, definiu-se que a distribuição que melhor se ajustou aos dados observados, vazões máximas anuais no período de 1938-2012 em Ponte do Vilela, foi a distribuição Log-Normal de 2 parâmetros, com estimação de parâmetros e quantis pelo método de máxima verossimilhança (Figura 8).

Além disso, testes de aderência foram realizados, também utilizando-se o software ALEA, com o propósito de definir se os dados em questão foram retirados de uma população Log-Normal em comparação a outras distribuições (Tabela 2).

Tabela 2- Testes de aderência às distribuições

Distribuição	Kolmogorov-Smirnov (p-valores do teste)	Veredicto
Exponencial	0,2567	Rejeita-se
Gama	0,124	Aceita-se
Generalizada de Valores Extremos	0,0907	Aceita-se
Log-Normal 2 parâmetros	0,0955	Aceita-se
Pearson III	1,04	Rejeita-se

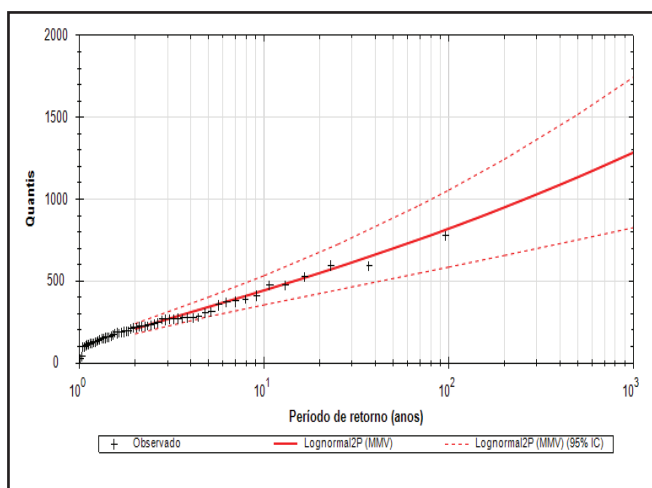


Figura 8 – Ajuste com a curva de frequência pelo software ALEA

O teste de Kolmogorov-Smirnov indicou a aceitação da hipótese nula de que as vazões máximas foram retiradas de uma população Log-Normal, a um nível de 5% de significância. A equação para a posição de plotagem utilizada foi de Blom, conforme indicado por Naghettini e Pinto (2007).

### Hidrograma adimensional

Para a construção do hidrograma adimensional, foram selecionados 151 hidrogramas de cheia observados em Ponte do Vilela ao longo dos anos do histórico de dados, sendo os valores das vazões divididos pelas vazões de pico desses eventos. Determinou-se que o tempo de base médio foi de 11 dias, com 4 dias para o ramo de ascensão e 6 dias para a recessão do hidrograma. Tais valores foram determinados pela média dos eventos.

A partir dos 151 eventos citados anteriormente, traçou-se um hidrograma mediano, ou seja, para cada dia atribuiu-se o valor adimensional como um valor mediano (que englobasse 50% dos pontos acima e abaixo) e assim construiu-se o hidrograma com 11 dias de duração com a ocorrência do pico, o valor unitário, no quinto dia (Figura 9) representando os 151 eventos. Portanto, o valor gerado para cada tempo de retorno com a distribuição assintótica normal, centrada sobre o quantil de determinado tempo de retorno, extraído da curva de frequência da distribuição log-normal, foi multiplicado pelo hidrograma adimensional configurando o hidrograma de entrada para propagação.

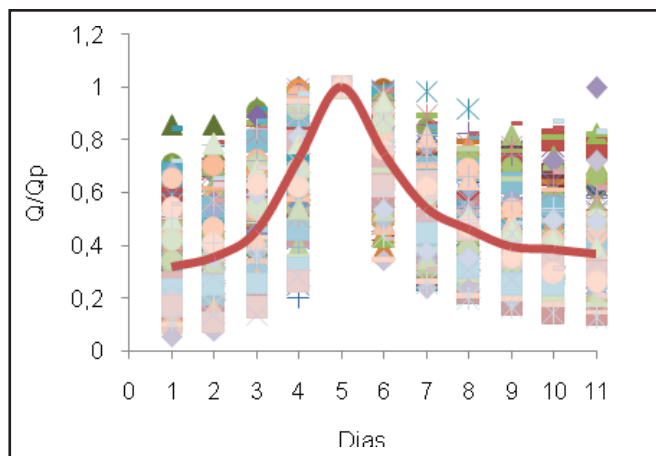


Figura 9 - Hidrograma Adimensional

### Propagação runge-kutta 3ª ordem

A propagação foi realizada no sentido de definir uma máxima sobrelevação, para as condições de operação definidas anteriormente. Por efeito de aproximação numérica, o hidrograma adimensional foi interpolado linearmente para se obter mais pontos e com isso uma maior precisão.

Ao invés de se trabalhar com um dia como intervalo de tempo ( $\Delta t$ ), reduziu-se essa variável para 6 horas. Essa operação permitiu efetuar a propagação de modo adequado. A propagação foi realizada com as 41 ordenadas dos hidrogramas produzidos. A rotina de propagação foi implementada em linguagem R (que pode ser obtida em <http://www.r-project.org/>).

### Cálculo da probabilidade de galgamento

Com a função desempenho escolhida (equação 10) e calculados os valores de Z resultantes da simulação de Monte Carlo, ajustou-se uma distribuição de probabilidades a fim de determinar a probabilidade de galgamento associada a cada tempo de retorno.

A distribuição Beta foi a que melhor se ajustou aos dados, uma vez que essa é limitada à direita e à esquerda, e possui uma forma mais flexível; notou-se que à medida que os tempos de retorno iam mudando, a forma distributiva acompanhava as mudanças. A Figura 10 apresenta o histograma para o tempo de retorno de 100 anos com a curva teórica da distribuição Beta ajustada.

A justificativa para a mudança de forma das distribuições, para diferentes tempos de retorno, é que, à medida que o tempo de retorno aumenta, a diferença entre a altura da crista da barragem e a sobrelevação induzida diminui, trazendo o valor para mais próximo de zero. Como a distribuição Beta é definida no intervalo  $[0,1]$ , no domínio de Z, a forma distributiva adapta-se de modo consoante.

Sendo assim calculou-se a confiabilidade  $p_s$  e consequentemente a probabilidade de galgamento para os tempos de retorno de 100, 200, 500 e 1000 anos, com a função acumulada de probabilidades da distribuição Beta.

Para os tempos de retorno abaixo de 100 anos não houve sobrelevação e por isso a falha não foi computada.

Já para os tempos de retorno acima de 1000 anos, a probabilidade de galgamento apresentou-se muito alta, fazendo com que a barragem em estudo demonstrasse um grau de vulnerabilidade inaceitável.

Mas é de se ressaltar que há muitas incertezas para os períodos de retorno de maiores magnitudes, daí resultando a opção pela não publicação neste artigo das probabilidades de falha correspondentes a tempos de retorno de 5000 e 10000 anos.

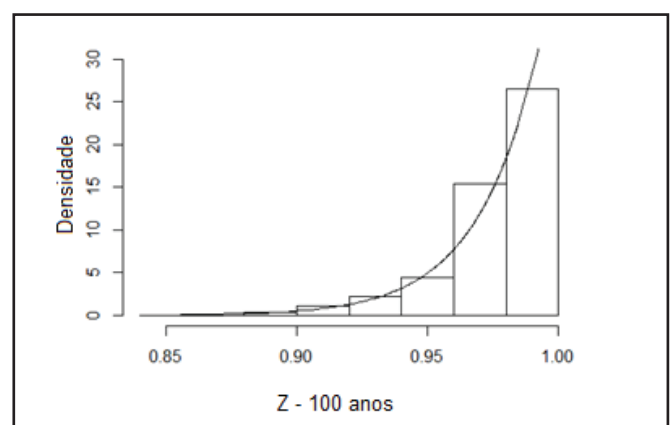


Figura 10 - Histograma com o ajuste da distribuição Beta para o período de retorno de 100 anos

Para os demais tempos de retorno, os resultados estão apresentados na Tabela 3. Os resultados se mostraram coerentes, porém com alguns valores elevados.

Um exemplo é dado pelo resultado para o tempo de retorno associado à vazão de dimensionamento do vertedouro,

da ordem de 1000 anos, a saber, uma probabilidade de falha de 0,17 %.

**Tabela 3 - Probabilidades de galgamento associadas ao tempo de retorno**

Probabilidade de galgamento	Tempo de retorno (anos)
4,42E-33	100
3,97E-11	200
2,66E-05	500
0,001666	1000

**Inclusão da sobrelevação induzida pelo vento**

Para incluir a sobrelevação provocada pela ação do vento sobre a barragem, foi necessário ajustar as velocidades do vento em km/h a uma distribuição de probabilidades. A distribuição que melhor se ajustou foi a Log-Normal de 2 parâmetros, escolhida por testes de aderência de Kolmogoro-Smirnov e do Qui-Quadrado.

As velocidades de vento foram utilizadas juntamente com o fetch efetivo para calcular as variáveis de sobrelevação das águas (zs) e altura da onda (zw) e definir a sobrelevação hw, que foi somada à parcela da sobrelevação das cheias.

Com o ajuste da Log-Normal para as velocidades máximas anuais do vento em km/h, trabalhou-se similarmente com as incertezas em cada tempo de retorno Tw, segundo a distribuição normal centrada no quantil, conforme apresentado na Tabela 4.

**Tabela 4 - Parâmetros da distribuição normal para cada quantil da velocidade do vento**

T <sub>w</sub> (anos)	50	100	200	500	1000
μ (km/h)	48,58	51,62	54,57	58,37	61,19
σ	4,24	4,80	5,34	6,05	6,58

A equação (10) foi novamente usada, porém com a sobrelevação constituída pela parcela da sobrelevação calculada com a propagação do reservatório e com a sobrelevação induzida pela ação do vento.

Similarmente ao processo anterior, a distribuição que melhor se ajustou à função de desempenho Z foi a Beta, como pode-se notar pela Figura 11, a qual apresenta o ajuste para a combinação de 200 anos de tempo de retorno para a cheia com 500 anos para o período de retorno para o vento. Os demais histogramas das outras combinações ajustaram-se de modo semelhante ao da Figura 11 e não estão aqui apresentados.

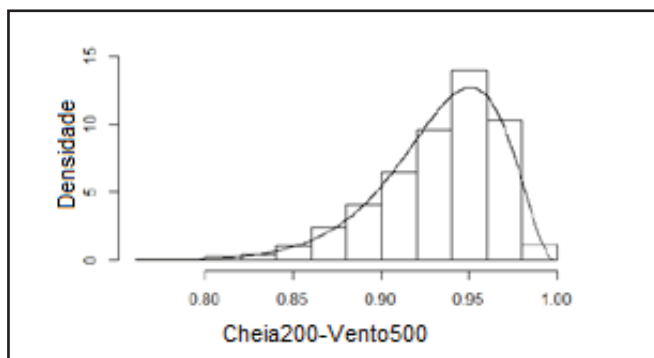
Com a função acumulada de probabilidades da distribuição Beta, utilizando-se do método da máxima verossimilhança para estimativa dos parâmetros, calculou-se a probabilidade de galgamento. A Tabela 5 apresenta tais probabilidades combina-

das de tempo de retorno diferentes para as cheias (TR) e para os ventos (Tw).

Obviamente os galgamentos calculados com a combinação dos dois eventos em questão (cheias e ação do vento) foram maiores do que quando foram consideradas apenas as cheias.

As probabilidades de galgamento associadas aos maiores tempos de retorno apresentaram-se altas, sendo recomendável não trabalhar com o reservatório totalmente cheio em períodos chuvosos, pois há uma possibilidade significativa de ocorrer uma sequência de eventos indesejáveis que podem levar a estrutura ao overtopping.

Analogamente ao tratamento dado aos cálculos de galgamento devido às cheias, reportam-se aqui apenas os resultados até 1000 anos de tempo de retorno, dadas as incertezas para os tempos maiores e os altos valores de riscos, se comparados aos valores reportados na literatura.



**Figura 11 - Ajuste da distribuição Beta no histograma da combinação das cheias de 200 anos com o vento de 500 anos**

**Tabela 5 - Probabilidade de galgamento com a combinação dos tempos de retorno das cheias (TR) com os ventos (Tw)**

Cheia Tr (anos)	Vento Tw (anos)			
	100	200	500	1000
100	5,27E-24	5,02E-21	5,12E-21	3,46E-18
200	5,57E-09	1,76E-08	2,97E-08	4,31E-08
500	3,75E-04	3,97E-04	3,97E-04	6,65E-04
1000	9,79E-03	1,09E-02	1,23E-02	1,37E-02

**CONSIDERAÇÕES FINAIS**

Por meio da simulação de Monte Carlo pode-se perceber que a barragem em questão apresentou um alto grau de vulnerabilidade, visto que a probabilidade de falha anual deste tipo de estrutura é de  $2 \times 10^{-5}$  apresentado por Baptista (2008). Isso poderia ser evitado com um redimensionamento do vertedouro ou mesmo com a criação de um volume de espera permanente durante a operação do reservatório na estação chuvosa, o que parece ser prática já posta em uso em operações recentes. Sendo assim, recomenda-se não trabalhar com o reservatório em seu nível máximo operativo, pois isso pode acarretar um risco à barragem, no sentido de que as estruturas descarregadoras



(vertedouro, válvulas de fundo) não serem capazes de descarregar o volume afluente, com a eventual ocorrência de sobrelevações importantes no reservatório, que podem resultar em galgamento.

A simulação de Monte Carlo aqui proposta pode ser utilizada não apenas no pré-dimensionamento, mas também na verificação da segurança de estruturas existentes ou até mesmo de estruturas que ainda serão implementadas. Um exemplo seria o dimensionamento de um vertedouro, via estimativa da PMF (Probable Maximum Flood) ou análise de frequência com o tempo de retorno de 10000 anos, verificando o valor do risco correspondente a esses hidrogramas hipotéticos de projeto. Se fosse constatado um valor inaceitável, a simulação permitiria a sugestão de um redimensionamento até a obtenção um valor de risco aceitável. Sendo assim o pré-dimensionamento levaria em consideração as incertezas e a vulnerabilidade da própria barragem.

Por se trabalhar em um tempo de retorno fixo, a simulação de Monte Carlo se mostrou mais completa do que outros métodos quantitativos, uma vez que permite que as incertezas presentes na análise de frequência de variáveis aleatórias sejam consideradas.

A inserção da componente vento na análise aumentou as frequências de galgamento, porém não foi fator decisivo e preocupante no estudo de caso em questão. Em outras regiões, onde as velocidades dos ventos são maiores, talvez seja mais determinante na análise de risco. Mas há que se ressaltar que as velocidades de vento são importantes quando se trata do dimensionamento da borda livre das barragens.

## REFERÊNCIAS

ANG, A. H-S.; TANG, W. H. *Probability Concepts in Engineering Planning and Design: Decision, Risk and Reliability*. New York, 1990. 562 p. v. II

BAPTISTA, M. L .P. *Abordagens de riscos em barragens de aterro*. 2008. 570 f. Tese (Doutorado) - Universidade Técnica de Lisboa - Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2008.

CALDEIRA, L. M. M. S. *Análises de Riscos em Geotecnia: Aplicação a barragens de aterro*. 2005. 248 f. Tese (Doutorado) - Universidade Técnica de Lisboa - Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2005.

CHAPRA, S.; CANALE, R. *Numerical Methods for Engineers*. 2. ed. New York: Mcgraw-Hill, 1988. 812 p.

CHOW, Ven Te; MAIDMENT, D. R.; MAYS, L. W. *Applied Hydrology*. United States Of America: Mcgraw-hill, 1988. 540 p.

CPRM. *Regionalização de Vazões Sub-Bacias 40 e 41*. Belo Horizonte: Companhia de Pesquisas de Recursos Minerais, 2001. Relatório Final Volume IV

GOODARZI, E.; SHUI, L. T.; ZIAEI, M. Risk and uncertainty analysis for dam overtopping- Case study: The Doroudzan Dam, Iran. *Journal Of Hydro-environment Research*, Atlanta, p. 1-12, 2013.

HARTFORD, D. N. D.; BAECHER G. B. *Risk and uncertainty in dam safety* – CEA Technologies Dam Safety Interest Group., Londres, Inglaterra: Thomas Telford Publishing, 2004. 391p.

MARCELINO, J. *Projecto, construção e exploração de pequenas barragens de aterro*. Lisboa: LNEC, 2007. 101 p.

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

REIS, A. A. *Estudo Comparativo, Aplicação e Definição de Metodologias apropriadas para a determinação da vazão ecológica na bacia do Rio Pará, em Minas Gerais*. 2007. 191 f. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.

SALAS, J.; HEO, J. H.; LEE, D. J.; BURLANDO, P. Quantifying the Uncertainty of Return Period and Risk in Hydrologic Design. *Journal Of Hydrologic Engineering*, ASCE. Colorado, p. 518-526, maio 2013.

SAVILLE T. *The effect of fetch width on wave generation*. Technical Memorandum nº 70. Beach Erosion Board Corps of Engineers, 1954.

□ ENTÜRK, F. *Hydraulics of Dams and Reservoirs*. Highlands Ranch: Water Resources Publications, 1994. 788 p.

TUNG, Yeou-koung; YEN, Ben-chie; MELCHING, Charles. *Hydrosystems Engineering Reliability Assessment and Risk Analysis*. New York: Mcgraw-hill, 2006. 514 p.

USBR - UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION. *Freeboard Criteria and Guidelines for Computing Freeboard allowances for storage dams*. Denver: United States Department of the Interior, 1981. 63 p.