

XXVI SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HIDRÍCOS

AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE AMORTECIMENTO DE UM RESERVATÓRIO UTILIZANDO HIDROGRAMAS SINTÉTICOS

Leonardo Costa Fontoura¹ ; Daniel Henrique Marco Detzel²

Abstract: Assessing dam safety under extreme flood events is essential to prevent loss of human life and environmental damage downstream. In 2024, the state of Rio Grande do Sul experienced one of the most severe floods in its history, with catastrophic environmental and economic impacts, resulting in hundreds of deaths and missing people. This flood was responsible for the elevated water levels in the 14 de Julho Hydropower Plant (UHE) reservoir and led to the partial failure of the dam's right abutment. This study evaluated the attenuation capacity of the UHE Dona Francisca reservoir, another hydropower plant affected by the floods in the Guaíba River Basin, under various synthetic hydrograph shapes, with the aim of understanding the behavior of the dam-spillway system during a flood event. The results showed low attenuation capacity, as well as a linear pattern in the delay versus attenuation curve. Overall, the findings indicate an improvement in attenuation capacity when the hydrograph peak occurs earlier.

Resumo: Avaliar a segurança das barragens frente a cheias extremas é essencial para evitar perdas de vidas humanas e danos ambientais a jusante. Em 2024, o estado do Rio Grande do Sul presenciou uma das cheias mais severas de sua história, cujos prejuízos ambientais e econômicos foram catastróficos, resultando em centenas de mortes e desaparecimentos. Essa cheia foi responsável pelos níveis elevados de água no reservatório da usina hidrelétrica (UHE) 14 de Julho e provocou o rompimento parcial da barragem na sua ombreira direita. Este trabalho avaliou a capacidade de amortecimento do reservatório da UHE Dona Francisca, uma usina também afetada pelas cheias ocorridas na Região Hidrográfica do Guaíba, frente a diversos formatos de hidrogramas sintéticos, com o objetivo de entender o comportamento do conjunto barragem/vertedouro diante de uma inundação. Os resultados demonstraram baixa capacidade de amortecimento, além de um padrão linear na curva de atraso versus amortecimento. De modo geral, os resultados indicam uma melhora na capacidade de amortecimento quanto mais cedo for o pico de vazão no hidrograma.

Palavras-Chave – Hidrologia Estatística, Amortecimento de Cheias, Eventos Extremos.

INTRODUÇÃO

A ocorrência de eventos hidrológicos extremos é uma preocupação constante para as autoridades políticas e proprietários de barragens em todo o Brasil, visto que as cheias podem provocar danos irreversíveis às populações a jusante, devido a eventuais falhas operacionais nas estruturas de vertimento ou, em casos mais severos, ao rompimento parcial ou total dessas estruturas.

Conforme consta no Manual do Empreendedor de Barragens da Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA, 2016), na ocorrência de uma cheia, o vertedouro por si só deve ser capaz de descarregar com segurança o hidrograma afluente de forma a evitar o galgamento da barragem.

1) Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental, UFPR, leonardo.fontoura@ufpr.br

2) Departamento de Hidráulica e Saneamento, UFPR, detzel@ufpr.br

Além disso, o reservatório exerce um papel importante na capacidade de reter o volume de água afluyente, fazendo com que a descarga a jusante ocorra de maneira controlada, evitando, assim, perdas de vidas humanas, garantia da vazão ecológica e o equilíbrio ambiental no sistema aquático (Porto e Zahed, 1998; Rossiter, 2017).

Em 2024, o estado do Rio Grande do Sul enfrentou um dos maiores desastres naturais de sua história. De acordo com a Defesa Civil estadual, as chuvas intensas ocorridas no mês de maio afetaram severamente a Região Hidrográfica do Guaíba, que abrange os rios Jacuí e Taquari, resultando em 183 mortes e 27 desaparecimentos (PORTAL G1, 2024). Além disso, segundo estudo realizado pelo Banco Interamericano de Desenvolvimento (BID, 2024), os danos econômicos foram estimados em aproximadamente 88,9 bilhões de reais e englobam a agricultura, pecuária, meio ambiente e o setor produtivo. As chuvas também causaram o rompimento parcial da barragem da UHE 14 de Julho, no dia 02/05/2024, localizada no rio das Antas, o que, segundo a Ceran, ocorreu devido ao contínuo aumento da vazão do Rio das Antas e das fortes chuvas que atingiram o estado (PORTAL G1, 2024).

Compreender como as barragens e suas estruturas associadas devem operar durante a ocorrência de cheias extremas é fundamental para a minimização de danos a jusante. Portanto, o objetivo deste trabalho é realizar uma análise de sensibilidade da capacidade de amortecimento de cheias extremas no reservatório da UHE Dona Francisca, localizado em uma região que também foi afetada pelas chuvas que atingiram a Região Hidrográfica do Guaíba.

MATERIAIS E MÉTODOS

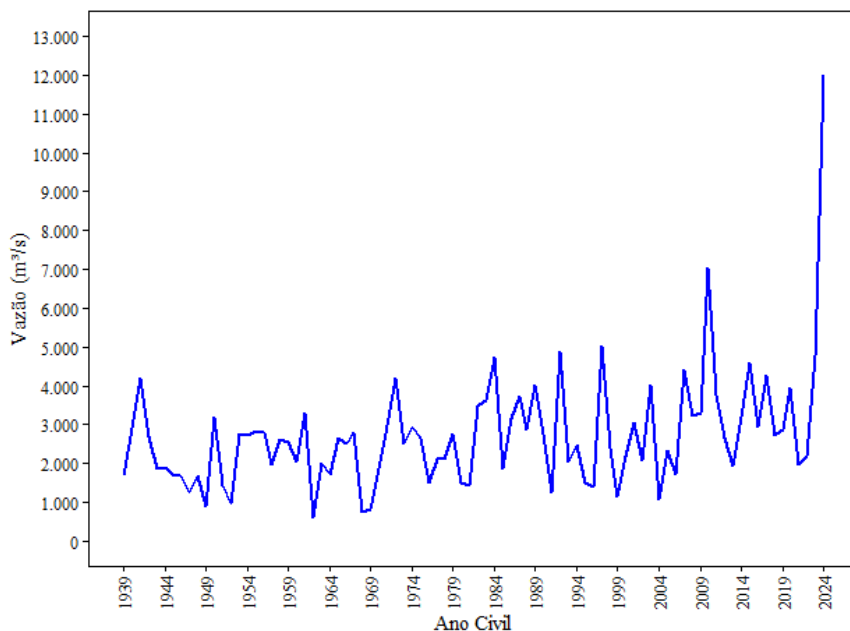
Local de estudo

O local de estudo é o conjunto barragem/reservatório da UHE Dona Francisca, situado no rio Jacuí, na Região Hidrográfica do Guaíba, no município de Nova Palma, Rio Grande do Sul. A cidade está localizada na região central do estado e possui população aproximada de 5.586 habitantes (IBGE, 2022).

Atualização dos estudos hidrológicos

A atualização da vazão de tempo de retorno (TR) de 10.000 anos foi realizada a partir da série histórica de vazões diárias da UHE Dona Francisca, disponibilizada pelo Operador Nacional do Sistema Elétrico (ONS). Foi utilizada a série de vazões naturais referentes à usina, com dados disponíveis de 1939 a 2024, totalizando um período de 86 anos contínuos e sem falhas. Posteriormente, selecionou-se o maior valor de vazão de cada ano, com o objetivo de compor a série histórica de vazões máximas anuais (Figura 1). Observa-se nesta série histórica o valor de 12.010 m³/s referente ao ano de 2024, devido à grande cheia que ocorreu na região hidrográfica do Guaíba.

Figura 1 - Vazões Máximas Diárias Anuais: UHE Dona Francisca



Foram ajustadas três distribuições de probabilidade à série de vazões máximas anuais com o objetivo de estimar a vazão associada ao TR de 10.000 anos. As distribuições ajustadas foram: Gumbel (GUM), Log-Normal e dois parâmetros (LN2) e Generalizada de Valores Extremos (GEV), cujas funções quantil e parâmetros, retirados de Naghettini e Pinto (2007), são apresentados a seguir.

Gumbel (GUM)

$$x(F) = \beta - \alpha \cdot \ln[-\ln(F)] \quad (1)$$

$$E(x) = \beta + 0,5772 \cdot \alpha \quad (2)$$

$$VAR(x) = \sigma_y^2 = \left(\frac{\pi^2 \cdot \alpha^2}{6} \right) \quad (3)$$

Generalizada de Valores Extremos (GEV)

$$x(F) = \beta + \frac{\alpha}{k} \cdot [1 - (-\ln(F))^k] \quad (4)$$

$$E(x) = \beta + \frac{\alpha}{k} \cdot [1 - \Gamma(1 + k)] \quad (5)$$

$$VAR(x) = \left(\frac{\alpha}{k} \right)^2 \cdot [\Gamma(1 + 2 \cdot k) - \Gamma(1 + k)^2] \quad (6)$$

$$\gamma(k) = \frac{-\Gamma(1 + 3 \cdot k) + 3 \cdot \Gamma(1 + k) \cdot \Gamma(1 + 2 \cdot k) - 2 \cdot \Gamma(1 + k)^3}{[\Gamma(1 + 2 \cdot k) - \Gamma(1 + k)^2]^{\frac{3}{2}}} \quad (7)$$

Log-Normal a dois parâmetros (LN2)

$$x(F) = \text{EXP} \left[(\mu_{\ln(x)} + \sigma_{\ln(x)}^2 \cdot \Phi(F)) \right] \quad (8)$$

Em que $x(F)$ é a função quantil; α o parâmetro de escala; β o parâmetro de posição; k o parâmetro de forma; $E(x)$ o valor esperado amostral; $VAR(x)$ a variância amostral; $\gamma(x)$ a assimetria amostral; $\mu_{\ln(x)}$ e $\sigma_{\ln(x)}$ são os dois parâmetros da distribuição Log-Normal, calculados como a média e o desvio padrão da variável transformada $\ln(x)$; e $\Phi(F)$ é a função quantil da distribuição normal padrão.

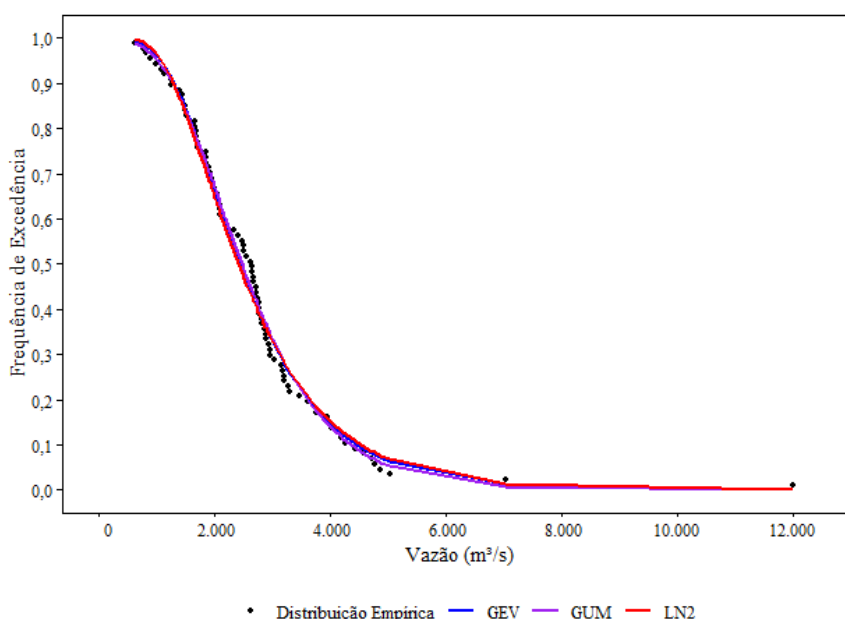
Vale ressaltar que a distribuição Log-Normal é derivada da distribuição normal; ou seja, não possui fórmula fechada para o cálculo das frequências ou quantis. Por esse motivo, a equação (8) a representa em função de $\Phi(F)$. No presente trabalho, foi utilizado o RStudio em todas as análises estatísticas.

Os parâmetros das distribuições foram estimados pelo Método da Máxima Verossimilhança e os resultados estão apresentados na Tabela 1. A análise de frequência de cheias com a plotagem da série de máximas anuais em conjunto com as distribuições de probabilidades ajustadas é apresentada na Figura 2. As probabilidades empíricas foram estimadas utilizando as posições de plotagem de Weibull.

Tabela 1 – Parâmetros estimados das distribuições de probabilidades ajustadas: UHE Dona Francisca.

| Distribuição | nº de parâmetros | Localização | Escala | Forma |
|--------------|------------------|-------------|-----------|--------|
| GUM | 2 | 2.109,248 | 1.003,671 | - |
| LN2 | 2 | 7,791 | 0,492 | - |
| GEV | 3 | 2.081,262 | 959,803 | 0,0882 |

Figura 2 – Análise de Frequência de Cheias: UHE Dona Francisca



A escolha da melhor distribuição de probabilidades para modelagem de vazões foi realizada com base no teste de aderência de Filliben (Naghetini e Pinto, 2007). A lógica deste teste reside em rejeitar, ou não, a hipótese nula (H_0), de aderência, confrontando-a com uma hipótese alternativa (H_A) de não aderência. Desse modo, adota-se um nível significância para o teste e verifica-se se a distribuição é aderente com base na sua comparação com o p-valor calculado. Se o p-valor resultar maior do que o nível de significância, a hipótese nula não é descartada, do contrário, a hipótese nula é descartada a favor da hipótese alternativa. A distribuição mais aderente é aquela que, dentre as distribuições aceitas, possui a maior estatística de Filliben. No presente artigo, utilizou-se nível de significância de 5%.

Na Tabela 2 é apresentado o resultado do teste de Filliben realizado para as três distribuições em questão. Segundo o teste, apenas a distribuição LN2 é aderente, visto que foi a única cujo p-valor resultou maior do que a significância de 5% (0,05).

Tabela 2– Teste de aderência de Filliben: UHE Dona Francisca

| Distribuição | p-valor | Condição | Estatística de Filliben |
|--------------|---------|---------------|-------------------------|
| GUM | 0,0033 | Rejeitada | 0,92772 |
| LN2 | 0,1866 | Não rejeitada | 0,95672 |
| GEV | 2,2E-16 | Rejeitada | 0,91007 |

Com base nos resultados, foi escolhida a distribuição LN2 para modelar a série histórica de vazões máximas anuais e calcular a vazão de TR 10.000 anos da UHE Dona Francisca. Este tempo de retorno está relacionado a uma vazão cuja probabilidade de ser igualada ou superada é de 0,01% ou ainda a uma vazão que ocorre, em média, uma vez a cada 10.000 anos. A vazão de TR 10.000 anos calculada para a UHE Dona Francisca com a distribuição Log-Normal resultou em 15.068 m³/s.

Hidrogramas sintéticos

O método estatístico para determinação de vazões de baixa frequência de ocorrência não fornece um hidrograma, apenas um único valor de vazão. Isto posto, optou-se pela construção de hidrogramas sintéticos de mesmos volume e valor de pico (15.068 m³/s), referente a vazão de TR 10.000 anos atualizada, porém com formatos diferentes no que se refere ao passo de tempo em que este pico ocorre, ou seja, cada hidrograma possui um tempo de pico distinto. O tempo de pico é definido como o intervalo de tempo necessário para que a vazão de pico seja atingida no hidrograma. A construção dos hidrogramas sintéticos foi realizada utilizando o modelo com decaimento parabólico proposto por Barfield et al. (1981), apresentado na equação (9).

$$Q(t) = Q_p \cdot \left[\left(\frac{t}{t_p} \right) \cdot e^{\left(1 - \frac{t}{t_p} \right)} \right]^k \quad (9)$$

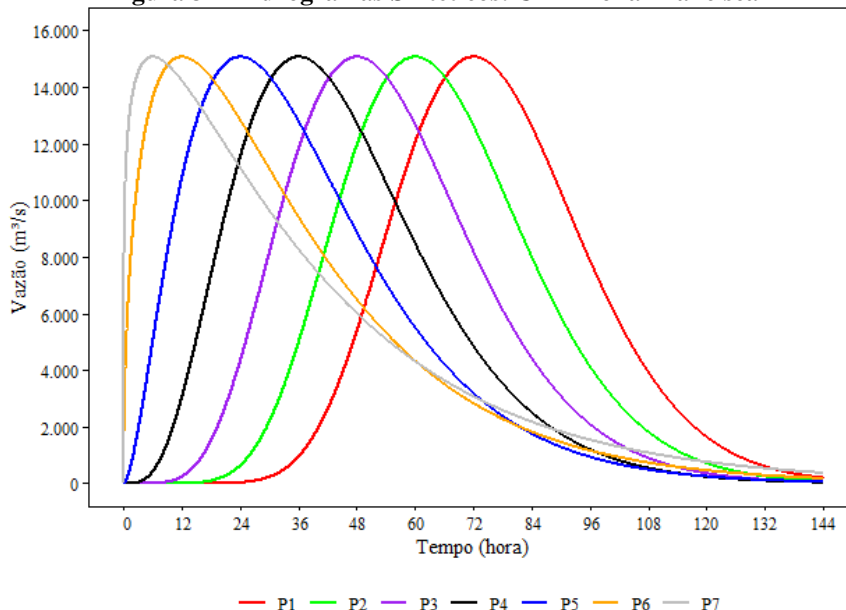
onde Q_p é a vazão de pico (15.068 m³/s), t_p o tempo de ascensão e k o coeficiente a ser calibrado de modo a ajustar o volume total do hidrograma.

Inicialmente, foi definido que todos os hidrogramas tenham o volume de 2.603,75 hm³, que corresponde ao volume de um hidrograma triangular com tempo total de 4 dias e vazão de pico de 15.068 m³/s. A confecção dos hidrogramas sintéticos foi realizada da seguinte maneira: calculou-se o volume dos hidrogramas por integração numérica e calibrou-se o parâmetro k de modo que o volume final, calculado por integração numérica, coincidissem com o volume de 2.603,75 hm³. Como resultado, foram obtidos hidrogramas de mesmo volume e mesmo pico, porém com tempos de ascensão e parâmetro k distintos. Na Tabela 3 são apresentados os hidrogramas sintéticos propostos, cujas representações gráficas podem ser visualizadas na Figura 3.

Tabela 3 – Principais características dos hidrogramas sintéticos propostos: UHE Dona Francisca

| Hidrograma | Vazão de pico (m³/s) | Tempo de pico (h) | Tempo de base (h) | Volume total (hm³) | k |
|------------|----------------------|-------------------|-------------------|--------------------|---------|
| P1 | 15.068 | 72 | 144 | 2.603,75 | 14,2315 |
| P2 | 15.068 | 60 | 144 | 2.603,75 | 9,9609 |
| P3 | 15.068 | 48 | 144 | 2.603,75 | 6,4390 |
| P4 | 15.068 | 36 | 144 | 2.603,75 | 3,6920 |
| P5 | 15.068 | 24 | 144 | 2.603,75 | 1,7238 |
| P6 | 15.068 | 12 | 144 | 2.603,75 | 0,5214 |
| P7 | 15.068 | 6 | 144 | 2.603,75 | 0,1868 |

Figura 3 – Hidrogramas Sintéticos: UHE Dona Francisca



Método de Puls

Os hidrogramas sintéticos foram amortecidos no reservatório da UHE Dona Francisca de modo a se obter a resposta frente à cheia e, para isso, foi utilizado o Método de Puls, apresentado em Collischonn e Dornelles (2015). Essa análise é realizada para estimar o hidrograma de saída, considerando conhecido o hidrograma de entrada no reservatório, bem como suas dimensões e estruturas de saída localizadas na barragem.

A aplicação do método consiste em resolver a equação da continuidade aproximada por diferenças finitas, na qual as variáveis conhecidas são apresentadas no lado direito e as incógnitas, no lado esquerdo. A cada passo de tempo, a equação (10) é solucionada.

$$\frac{2 \cdot S_{t+\Delta t}}{\Delta t} + Q_{t+\Delta t} = I_t + I_{t+\Delta t} + \frac{2 \cdot S_t}{\Delta t} - Q_t \quad (10)$$

Em que I_t e $I_{t+\Delta t}$ representam as vazões afluentes ao reservatório nos instantes t e $t + \Delta t$; Q_t e $Q_{t+\Delta t}$ representam as vazões defluentes ao reservatório nos instantes t e $t + \Delta t$ e S_t e $S_{t+\Delta t}$ representam os volumes do reservatório nos instantes t e $t + \Delta t$. O método foi implementado de forma automatizada no software HEC-HMS (versão 4.12), disponibilizado pela US Army Corps of Engineers (USACE).

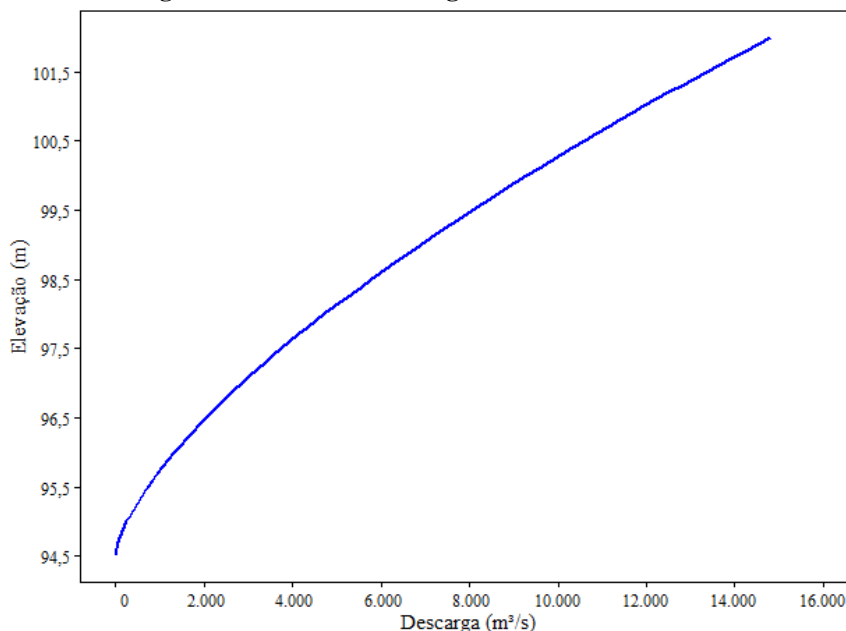
Em relação ao Δt adotado, Collischonn e Dornelles (2015) recomendam um valor menor ou igual a 25% do tempo de pico do hidrograma afluente. Neste trabalho, foi adotado $\Delta t = 60s$, que é bastante pequeno em relação ao tempo de pico dos hidrogramas simulados.

Além dos hidrogramas sintéticos, são necessárias, para a implementação do Método de Puls no HEC-HMS, a curva cota-volume do reservatório e a curva de descarga do vertedouro (Figura 4), que representam, respectivamente, a relação de armazenamento e as vazões de saída. Foi utilizada a curva cota-volume da UHE Dona Francisca disponibilizada pela ANA, atualizada em 12/2017. A curva de descarga foi construída utilizando a equação de vertedouros de soleira livre (PORTO, 2006):

$$Q = C \cdot L \cdot H^{3/2} \quad (11)$$

Em que Q representa a vazão descarregada em dada cota de elevação; C o coeficiente de descarga, em $m^{1/2}/s$ e H a carga hidráulica sobre a soleira do vertedouro.

Figura 4 – Curva de descarga: UHE Dona Francisca



No Plano de Ação de Emergência da UHE Dona Francisca não é informado o valor do coeficiente de descarga do vertedouro, apenas que, na elevação do nível máximo maximorum, a vazão descarregada é de 10.600 m³/s. Assim sendo, o coeficiente de descarga foi ajustado de modo que a vazão nesta elevação coincidisse com a vazão informada. Na Tabela 4 são apresentadas as principais informações sobre o vertedouro da barragem.

Tabela 4 - Dados referentes ao vertedouro/reservatório da UHE Dona Francisca

| | |
|-------------------------------|---------------|
| Tipo do vertedouro | Soleira livre |
| Cota da soleira (m) | 94,50 |
| Nível máximo maximorum (m) | 100,50 |
| Cota do coroamento (m) | 102,00 |
| Comprimento do vertedouro (m) | 335,00 |
| Coeficiente de descarga | 2,153 |

Fonte: Plano de Ação de Emergência da UHE Dona Francisca (2024)

As simulações foram iniciadas com o reservatório na elevação 94,50 m, que representa o nível máximo normal da UHE Dona Francisca.

RESULTADOS

Na Figura 5 são apresentados os hidrogramas afluente e defluente para cada cenário simulado. As letras A e D após a nomenclatura do cenário representam afluente e defluente, respectivamente. Na Tabela 5 estão registradas as vazões de pico e o tempo da simulação em que elas ocorrem, o tempo de atraso entre o hidrograma afluente e o respectivo hidrograma defluente (isto é, a diferença temporal entre os picos), a capacidade de amortecimento, expressa em percentual, a elevação máxima do nível d'água do reservatório durante a simulação e verificação de galgamento da barragem.

Figura 5 – Hidrogramas afluentes e defluentes para os cenários simulados

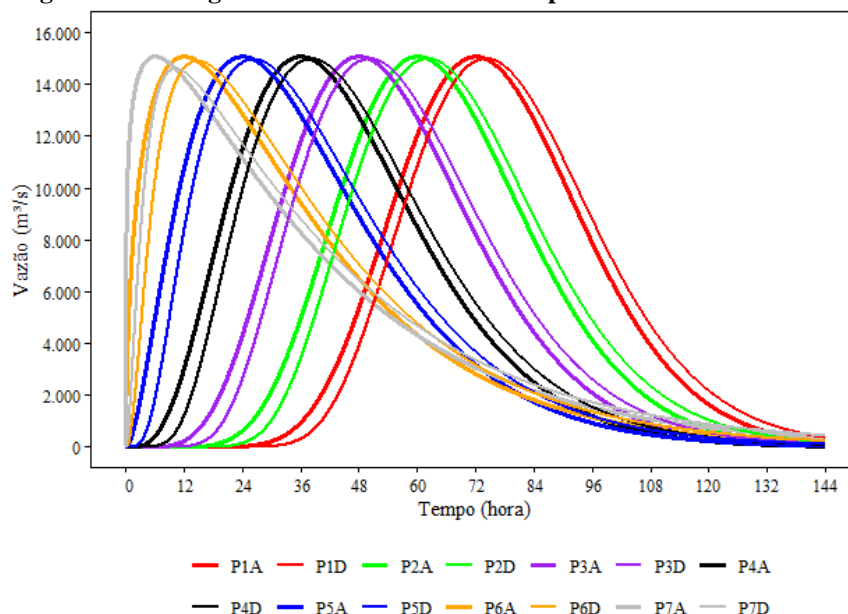


Tabela 5 - Resumo dos resultados das simulações de amortecimento

| Cenário | Pico afl | Tempo pico afl | Pico defl | Tempo pico defl | Atraso (min) | Amortec (%) | Pico elev (m) | Galgamento |
|---------|----------|------------------|------------|------------------|--------------|-------------|---------------|------------|
| P1 | 15.068 | 04/01/2025 00:00 | 14.973,217 | 04/01/2025 02:10 | 130 | 0,6290 | 102,053 | Sim |
| P2 | 15.068 | 03/01/2025 12:00 | 14.971,746 | 03/01/2025 14:11 | 131 | 0,6388 | 102,053 | Sim |
| P3 | 15.068 | 03/01/2025 00:00 | 14.969,614 | 03/01/2025 02:12 | 132 | 0,6529 | 102,052 | Sim |
| P4 | 15.068 | 02/01/2025 12:00 | 14.965,551 | 02/01/2025 14:14 | 134 | 0,6799 | 102,051 | Sim |
| P5 | 15.068 | 02/01/2025 00:00 | 14.954,770 | 02/01/2025 02:19 | 139 | 0,7515 | 102,047 | Sim |
| P6 | 15.068 | 01/01/2025 12:00 | 14.886,573 | 01/01/2025 14:46 | 166 | 1,2041 | 102,024 | Sim |
| P7 | 15.068 | 01/01/2025 06:00 | 14.597,410 | 01/01/2025 10:12 | 252 | 3,1231 | 101,927 | Não |

Com base nos resultados na Tabela 5 observa-se que, entre os cenários P1, P2, P3 e P4, as diferenças nos tempos de atraso são muito pequenas, variando entre 1 e 4 minutos. Essas variações também se refletem no percentual de amortecimento: entre os cenários P1 e P2, a diferença foi de apenas 0,0098%, enquanto entre P1 e P4 foi ligeiramente maior, alcançando 0,0509%.

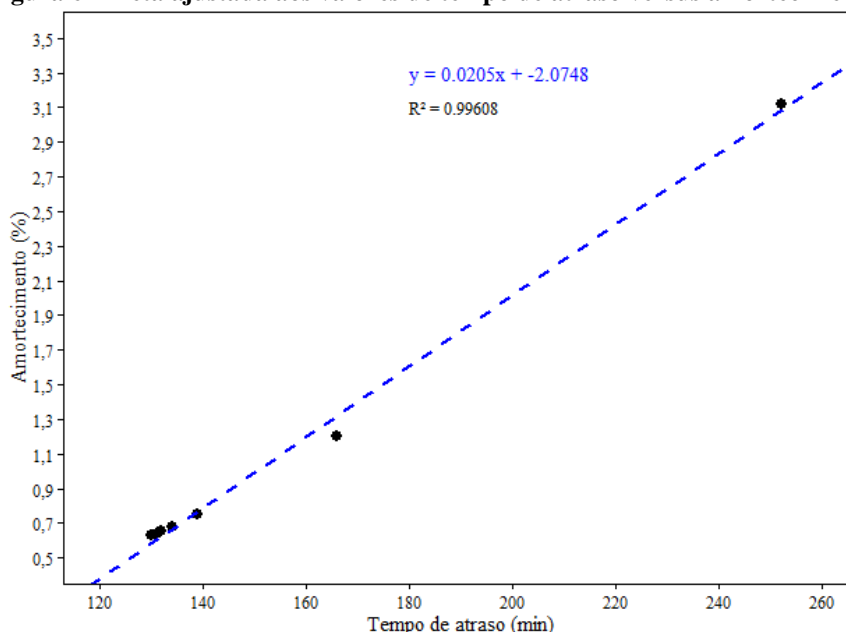
Por outro lado, nos cenários P5, P6 e P7, as diferenças nos tempos de atraso e nos percentuais de amortecimento tornam-se mais significativas. Entre os cenários P5 e P6, a diferença de atraso foi de 27 minutos; já entre P5 e P7, essa diferença aumentou para 113 minutos (1h53min). Em relação ao amortecimento, as variações foram de 0,4526% (P5 para P6) e 2,3716% (P5 para P7), respectivamente.

De maneira geral, observa-se que, quanto mais cedo ocorre o pico do hidrograma afluente, maior é a capacidade de amortecimento e o tempo de atraso. Como consequência, o nível máximo da água no reservatório tende a ser menor. Conforme apresentado na Tabela 5, o galgamento não ocorre apenas no cenário P7 — aquele com o pico mais antecipado entre todos os cenários analisados.

Ainda assim, embora não tenha sido identificado galgamento no cenário P7, o nível máximo atingido permanece elevado, ficando apenas 8 cm abaixo da cota do coroamento da barragem, o que representa um risco potencial à segurança da usina.

Com os resultados de atraso entre picos e percentual de amortecimento de cada cenário simulado, foi plotado um gráfico de dispersão de pontos (Figura 6). Com base neste gráfico observa-se que, a partir do cenário P4, as variações entre picos e atrasos tornam-se mais pronunciadas, conforme discutido anteriormente. Observa-se também um comportamento linear entre os cenários, conforme reta de regressão linear ajustada aos dados.

Figura 6 – Reta ajustada aos valores de tempo de atraso versus amortecimento



CONCLUSÕES

Com base nos resultados obtidos, verifica-se uma baixa capacidade de amortecimento do reservatório da UHE Dona Francisca, além de um tempo de atraso entre picos reduzido na maioria das simulações. Tal comportamento pode ser explicado pelo baixo volume de espera do reservatório, que não oferece espaço suficiente para o armazenamento e a retenção do volume de água proveniente do hidrograma afluente. Com volume aproximado de 335 hm³, o reservatório de Dona Francisca é relativamente pequeno, o que limita sua eficiência na atenuação de cheias. Nesse contexto, é fundamental manter as estruturas extravasoras em boas condições de funcionamento, sem obstruções, de modo que a capacidade de descarga do vertedouro não seja subestimada durante eventos hidrológicos extremos de baixa frequência, como o ocorrido em maio de 2024. Como recomendação para trabalhos futuros, sugere-se a realização deste tipo de estudo em reservatórios com volumes de espera mais elevados, a fim de analisar o percentual de amortecimento e o tempo de atraso em estruturas com maior potencial para atenuar cheias extremas.

REFERÊNCIAS

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (2016). *Manual do Empreendedor sobre Segurança de Barragens - Guia de Revisão Periódica de Segurança de Barragem (Volume III)*. Brasília-DF, 26 p.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (2017). *Cota x Área x Volume dos Reservatórios de Usinas Hidrelétricas*. Brasília-DF.

Disponível em: <https://metadados.snirh.gov.br/geonetwork/srv/api/records/b8f0487a-df73-4f8d-8b22-bb49cf9f3683>

BARFIELD, B. J.; WARNER, R. C.; HAAN, C. T (1981). *Applied Hydrology and Sedimentology for Disturbed Areas*. Oklahoma Technical Press, 104-108 p.

COLLISCHONN, W.; DORNELLES, F.; (2015). *Hidrologia para Engenharia e Ciências Ambientais*. ABRHIDRO Belo Porto Alegre-RS, 243-244 p.

DONA FRANCISCA ENERGÉTICA S.A (2024). *Plano de Segurança de Barragem–Volume VI Plano de Ação de Emergência*. Nova Palma-RS. Disponível em: https://www.dfesa.com.br/wp-content/uploads/2023/07/PAE_UHE_Dona_Francisca_6a906f8456.pdf

ESTADÃO (2024). *Chuvas no Rio Grande do Sul provocaram danos de R\$ 88,9 bilhões (28/11/2024)*. Porto Alegre-RS. Disponível em: <https://agro.estadao.com.br/economia/chuvas-no-rio-grande-do-sul-provocaram-danos-de-r-889-bilhoes>

IBGE (2022). *População Estimada na Cidade de Nova Palma (Censo de 2022)*. Nova Palma-RS. Disponível em: <https://www.ibge.gov.br/cidades-e-estados/rs/nova-palma.html>

NAGHETTINI, M.; PINTO, E.J.A.; (2007). *Hidrologia Estatística*. CPRM Belo Horizonte-SP, 141-281 p.

PORTAL G1 RS (2024). *Temporal no RS: barragem 14 de Julho se rompe parcialmente, diz governador (02/05/2024)*. Rio Grande do Sul. Disponível em: <https://g1.globo.com/rs/rio-grande-do-sul/noticia/2024/05/02/rompimento-barragem-14-de-julho.ghtml>

PORTAL G1 RS (2024). *Sobe para 183 o número de vítimas após enchente no RS; 27 pessoas seguem desaparecidas (09/08/2024)*. Rio Grande do Sul. Disponível em: <https://g1.globo.com/rs/rio-grande-do-sul/noticia/2024/08/09/enchentes-rs-mortos-desaparecidos.ghtml>

PORTO, R.L.; ZAHED, K. (1998). *Amortecimento de ondas de cheia em reservatórios*. São Paulo-SP, 9 p.

PORTO, R.M. (2006). *Hidráulica Básica*. EESC/USP São Carlos-SP, 387 p.

ROSSITER, K.W.L.; (2017). *Efeito da redução da vazão efluente do reservatório de Sobradinho na qualidade da água a jusante, sob o enfoque da vazão ecológica*. UFPE Recife-PE, 20 p. Disponível em: <https://repositorio.ufpe.br/bitstream/123456789/27861/4/TESE%20Karina%20Waleska%20Lopes%20Rossiter.pdf>

US ARMY CORPS OF ENGINEERS (2016). *Software HEC-HMS (version 4.12)*. Disponível em: <https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/downloads.aspx>