



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ**  
**CAMPUS DE CRATEÚS**  
**CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**JOÃO VICTOR TEIXEIRA VALE**

**MODELAGEM HIDROLÓGICA-HIDRÁULICA DAS ONDAS DE CHEIAS NO**  
**RIACHO MARATOAN, CRATEÚS-CE**

**CRATEÚS**  
**2023**

**JOÃO VICTOR TEIXEIRA VALE**

MODELAGEM HIDROLÓGICA-HIDRÁULICA DAS ONDAS DE CHEIAS NO  
RIACHO MARATOAN, CRATEÚS-CE

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado ao Curso Engenharia Civil da  
Universidade Federal do Ceará, Campus de  
Crateús, como requisito parcial à obtenção  
do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof Dr. Alan Michell Barros  
Alexandre.

CRATEÚS

2023

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação  
Universidade Federal do Ceará  
Sistema de Bibliotecas  
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

---

V243m Vale, João Victor Teixeira.  
Modelagem hidrológica-hidráulica de cheias no riacho Maratoan, Crateús-CE / João Victor Teixeira  
Vale. – 2023.  
75 f. : il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Campus de Crateús,  
Curso de Engenharia Civil, Crateús, 2023.  
Orientação: Prof. Dr. Alan Michell Barros Alexandre.

1. Modelagem hidráulica-hidrológica. 2. Propagação de cheias. 3. riacho Maratoan. I. Título.  
CDD 620

---

**JOÃO VICTOR TEIXEIRA VALE**

**MODELAGEM HIDROLÓGICA-HIDRÁULICA DAS ONDAS DE CHEIAS NO  
RIACHO MARATOAN, CRATEÚS-CE**

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado ao Curso de Engenharia Civil  
da Universidade Federal do Ceará,  
Campus de Crateús, como requisito  
parcial à obtenção do título de bacharel em  
Engenharia Civil.

Aprovada em: \_\_\_/\_\_\_/\_\_\_\_\_.

**BANCA EXAMINADORA**

---

Prof Dr. Alan Michell Barros Alexandre (Orientador)

Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Prof.<sup>a</sup>. Dra. Janine Brandão de Farias Mesquita

Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Prof.<sup>a</sup>. Me. Tatiane Lima Batista

Universidade Federal do Ceará (UFC)

Dedico esse trabalho a todos aqueles que me apoiaram ao longo dessa caminhada, em especial a minha família.

## **AGRADECIMENTOS**

Gostaria de agradecer primeiramente a Deus, pelo dom da vida e por sua presença em todos os momentos.

Aos meus pais, Antônio de Sousa Vale e Antônia Celismar Teixeira Vale por todo apoio, carinho e compreensão nesta jornada e, por serem os principais responsáveis pela realização desse sonho.

Ao meu querido irmão, Neilo Ricardo Martins do Vale, por se fazer presente na minha vida e pela grande contribuição na ideia do estudo desenvolvido neste trabalho.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Alan Michell Barros Alexandre, por toda paciência, ajuda e disponibilidade. Sua participação foi essencial para a finalização deste trabalho.

As pessoas que conheci durante minha trajetória dentro da minha graduação na universidade.

E por fim, a todo corpo docente do curso de Graduação de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará, campus de Crateús, por toda transmissão de conhecimento.

“Todas as vitórias ocultam uma abdicação.”

(Simone de Beauvoir)

## RESUMO

No estado do Ceará existe uma densa rede de reservatórios devido a necessidade que surgiu de se armazenar água por conta dos extremos climáticos com grandes períodos de secas ou cheias. Em períodos chuvosos, os eventos de cheias impactam significativamente nos ambientes urbanos, haja vista o fato das ondas de inundação provenientes de chuvas intensas nas cabeceiras dos cursos d'água causarem efeitos devastadores nas localidades com ocupação humana localizadas à jusante dos barramentos de água. Também, tais estruturas servem como uma medida de controle de vazões em períodos de cheias, contribuindo para o retardo e amortecimento de picos de escoamento superficial, de forma a minimizar o problema das enchentes em áreas a jusante da estrutura de barramento. O presente estudo tem como objetivo geral a modelagem hidrológica-hidráulica de ondas de cheias na calha do riacho Maratoan, à jusante do açude Veremos. Neste trabalho buscou-se através de simulações computacionais verificar como se dá a propagação de cheias em dois cenários distintos, o primeiro considera a ausência do barramento e, o segundo considera-se a presença do barramento, para os períodos de retorno de 5, 10, 25, 50 e 100 anos. Para tais simulações utilizou-se os modelos HEC-HMS e HEC-RAS. Os resultados mostram através de perfis longitudinais e das seções transversais que há uma perda de eficiência nos elementos hidráulicos (pontilhões) quando os mesmos são submetidos ao cenário sem a presença do barramento para  $T_r$ 's: 50 e 100 anos, pois a cota da lâmina d'água ultrapassa a cota da crista de tal estrutura. Também, é notório que a presença do barramento se mostrou eficaz quando comparado a sua ausência, pois nota-se que as vazões de pico são atenuadas e retardadas na calha do riacho Maratoan. Desta forma, é notório que as simulações de cheias são importantes, uma vez que permite prever cenários e, agir de forma a minimizar os impactos oriundos de um evento extremo.

**Palavras-chave:** Modelagem hidráulica-hidrológica, Propagação de cheias, riacho Maratoan.

## ABSTRACT

In the state of Ceará there is a dense network of reservoirs due to the need to store water due to climatic extremes with long periods of drought or flood. In rainy periods, flood events have a significant impact on urban environments, given the fact that flood waves from heavy rains at the headwaters of watercourses cause devastating effects on human settlements located downstream of water dams. Also, such structures serve as a flow control measure in flood periods, contributing to the delay and dampening of runoff peaks, in order to minimize the problem of flooding in areas downstream of the dam structure. The present study has as general objective the hydraulic-hydrological modeling of flood waves in the channel of the Maratoan creek, downstream of the Veremos dam. In this work we sought through computer simulations to verify how the propagation of floods occurs in two different scenarios, the first considers the absence of the bus and the second considers the presence of the bus. For these simulations, the HEC-HMS and HEC-RAS models were used. The results show through longitudinal profiles and cross sections that there is a loss of efficiency in the hydraulic elements (pontoons) when they are submitted to the scenario without the presence of the dam for Tr's: 50 and 100 years, because the water level exceeds the crest level of such structure. Also, it is notorious that the presence of the dam proved to be effective when compared to its absence, as it is noted that peak flows are attenuated and delayed in the channel of the Maratoan stream. Thus, it is clear that flood simulations are important, since it allows to predict scenarios and act in order to minimize the impacts arising from an extreme event.

**Keywords:** Hydraulic-hydrological modeling, Flood propagation, Maratoan creek.

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1</b> - Fluxograma da Metodologia.....	32
<b>Figura 2</b> - Localização geográfica de Crateús. ....	33
<b>Figura 3</b> – Topografia realizada na área de estudo. ....	34
<b>Figura 4</b> – Localização da bacia do açude Veremos.....	35
<b>Figura 5</b> – Área de contribuição para o exultório. ....	36
<b>Figura 6</b> – Janela de modelagem do Software HEC-HMS. ....	42
<b>Figura 7</b> – Traçado do riacho no Software HEC-RAS. ....	43
<b>Figura 8</b> – Interpolação das seções do riacho no Software HEC-RAS. ....	44
<b>Figura 9</b> – Traçado da seção do riacho no Software HEC-RAS. ....	44
<b>Figura 10</b> – Construção da geometria dos pontilhões no Software HEC-RAS.....	46
<b>Figura 11</b> - Janela para inserção de dados, onde foram inseridos o hidrograma e a declividade do canal.....	47
<b>Figura 12</b> - Hidrograma com as vazões e o tempo.....	47
<b>Figura 13</b> - Janela de simulação do escoamento não-permanente. ....	48
<b>Figura 14</b> - Simulação finalizada e dados processados.....	49
<b>Figura 15</b> – Hietograma pelo método dos blocos alternados para Tr (100 anos).....	52
<b>Figura 16</b> – Hidrograma para Tr (100). ....	53
<b>Figura 17</b> – Hidrogramas com vazões não amortecidas e amortecidas.....	55
<b>Figura 18</b> - Geometria da adotada para calha do riacho Veremos e pontilhões. ....	57
<b>Figura 19</b> - Hidrograma do pontilhão P1 para com Tr (100). ....	58
<b>Figura 20</b> - Perfil Longitudinal para Tr (100).....	59
<b>Figura 21</b> - Seção do pontilhão P1. ....	59
<b>Figura 22</b> – Vazões sem amortecimento e cotas altimétricas para seções dos pontilhões (p1, p2, p3, p4, p5, p6) para tr's: 5, 10, 25, 50 e 100 anos.....	62
<b>Figura 23</b> – Vazões amortecidas e cotas altimétricas para seções dos pontilhões (p1, p2, p3, p4, p5, p6) para tr's:5,10,25, 50 e 100 anos. ....	64

## LISTA DE QUADROS

<b>Quadro 1</b> - Tabelas de cotas e vazões sem amortecimento dos pontilhões (p1, p2, p3, p4, p5, p6) para tr's: 5, 10, 25, 50 e 100 anos.....	61
<b>Quadro 2</b> – Tabelas de cotas e vazões com amortecimento dos pontilhões (p1, p2, p3, p4, p5, p6) para tr's: 5, 10, 25, 50 e 100 anos.....	63

## LISTA DE GRÁFICOS

<b>Gráfico 1</b> – Curva Cota x Volume do reservatório. ....	54
--	----

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela 1-</b> Tipos de solo considerados pelo SCS para escolha do CN. ....	38
<b>Tabela 2-</b> Condições de umidade antecedente do solo considerados pelo SCS para escolha do CN. ....	38
<b>Tabela 3</b> - Valores de CN em função da cobertura do solo e do tipo hidrológico de solo, para a condição de umidade II.....	39
<b>Tabela 4-</b> Conversão dos valores de CN conforme as condições de umidade antecedente do solo. ....	40
<b>Tabela 5</b> - Valores do Coeficiente de rugosidade .....	45
<b>Tabela 6</b> – Dados da bacia.....	50
<b>Tabela 7</b> – Tempo de concentração e Intensidade. ....	50
<b>Tabela 8</b> – Dados de precipitação para método dos blocos alternados.....	51
<b>Tabela 9</b> – Vazões de picos para diferentes $T_r$ 's.....	53
<b>Tabela 10</b> – Vazões de picos para diferentes $T_r$ 's.....	53
<b>Tabela 11</b> - Vazões sem amortecimento e com amortecimento. ....	56

## **LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

FUNCEME	Fundação Cearense de Meteorologia e Recursos Hídricos
HEC	Hydrologic Engineering Center
HMS	The Hydrologic Modeling System
RAS	River Analysis Center
IDF	Intensidade, Duração e Frequência
SCS	Soil Conservation Service
NRCS	Natural Resources Conservation Service
USACE	United States Army Corps of Engineers
IPECE	Instituto de Pesquisa e Estratégia Econômica do Ceará
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

## LISTA DE SÍMBOLOS

i	Intensidade máxima (mm/min)
Tr	Período de retorno (anos)
t	Duração da chuva (min)
A, B, C, N	Parâmetros a determinar, obtidos pelo ajuste dos dados por regressão não linear
M	Número de pulsos de precipitação efetiva
N	Número de ordenadas do hidrograma de escoamento superficial resultante
Q	Ordenadas de vazão do hidrograma de escoamento superficial resultante
P	Intensidade da precipitação efetiva em relação à precipitação efetiva unitária
U	Ordenadas de vazão do hidrograma unitário por unidade de precipitação efetiva
V	Volume do reservatório (m <sup>3</sup> )
H	Altura da lâmina d'água em relação ao ponto mais baixo do reservatório (m)
Tc	Tempo de concentração (min)
L	Comprimento talvegue (km)
$\Delta h$	Diferença de altitude ao longo do talvegue do curso de água (m)
S	Máxima infiltração potencial acumulada
I <sub>a</sub>	Perdas iniciais
CN	Curve number

## SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO .....	19
1.1.	Contextualização.....	19
1.2.	Objetivo Geral .....	21
1.3.	Objetivos Específicos.....	21
1.4.	Justificativa .....	21
2.	REFERENCIAL TEÓRICO .....	23
2.1.	Modelagem hidrológica.....	23
2.1.1.	<i>Equações de chuvas intensas – equações IDF</i> .....	23
2.1.2.	<i>Métodos de distribuição de chuvas - método dos blocos alternados</i> .....	24
2.1.3.	<i>Metodologia de separação de escoamento – SCS</i> .....	25
2.1.4.	<i>Hidrograma unitário – HU</i> .....	25
2.1.5.	<i>Vazões máximas utilizando o hidrograma unitário</i> .....	26
2.1.6.	<i>Software HEC-HMS</i> .....	27
2.1.7.	<i>Método de Molle</i> .....	28
2.1.8.	<i>Método de Puls</i> .....	29
2.2.	Modelagem hidráulica.....	29
2.2.1.	<i>Software HEC-RAS</i> .....	29
3.	METODOLOGIA.....	32
3.1.	Área de Estudo.....	32
3.2.	Levantamento de Dados.....	33
3.2.1.	<i>Topografia</i> .....	33
3.2.2.	<i>Geoprocessamento</i> .....	34
3.2.3.	<i>Modelagem Hidrológica</i> .....	36
3.2.3.1.	<i>HEC – HMS</i> .....	41
3.2.4.	Modelagem hidráulica.....	42
4.	RESULTADOS.....	50
4.1.	Modelagem hidrológica.....	50
4.2.	Modelagem hidráulica.....	56
5.	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	65
	REFERÊNCIAS .....	67
	APÊNDICE A - DADOS DE PRECIPITAÇÃO PARA MÉTODO DOS BLOCOS ALTERNADOS TR (5).....	71
	APÊNDICE B - DADOS DE PRECIPITAÇÃO PARA MÉTODO DOS BLOCOS ALTERNADOS TR (10).....	72

<b>APÊNDICE C - DADOS DE PRECIPITAÇÃO PARA MÉTODO DOS BLOCOS ALTERNADOS TR (25)</b> .....	73
<b>APÊNDICE D - DADOS DE PRECIPITAÇÃO PARA MÉTODO DOS BLOCOS ALTERNADOS TR (50)</b> .....	74
<b>APÊNDICE E - HIDROGRAMAS</b> .....	75

## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1. Contextualização

Por muito tempo a drenagem urbana não foi abordada com grande importância. Com o passar dos anos o processo de urbanização e aumento da densidade demográfica contribuíram para a ocupação desenfreada das cidades, fazendo com que as áreas próximas a rios fossem sendo habitadas de forma descontrolada e irregular, amplificando o risco de ocorrências de inundações em períodos de cheias (CANHOLI, 2005).

Em períodos chuvosos, os eventos de cheias reverberam significativamente nos ambientes urbanos, tendo em vista o fato das ondas de inundação provenientes de chuvas intensas nas cabeceiras dos cursos d'água causarem efeitos devastadores nas localidades com ocupação humana localizadas à jusante e, principalmente, que ocupem a calha secundária do leito fluvial para o qual a onda se desloca (CARVALHO, 2012).

No Brasil parte dos desastres estão relacionados a eventos hidrometeorológicos, por esta razão, é durante o período chuvoso de cada região que ocorrem eventos pluviométricos intensos e prolongados, com a ocorrência de desastres. Em virtude das características climáticas e geomorfológicas e pela falta de planejamento para ocupações de bacias hidrográficas, os eventos extremos produzem, conseqüentemente, os dois processos mais frequentes e que mais causam desastres no país: as inundações e os movimentos gravitacionais de massa (REIS, 2014).

Neste contexto, a região Nordeste apresenta historicamente a ocorrência de extremos climáticos, tanto secas como cheias, com os primeiros relatos de secas na região datados do século XVII (MARENGO, 2007). Tal fato, se deve à grande variabilidade climática da região semiárida, que abrange mais de 85% da área de metade dos estados nordestinos (ARTICULAÇÃO DO SEMIÁRIDO BRASILEIRO, 2017).

De acordo com Campos e Studart (2003) o estado do Ceará possui uma densa rede de reservatórios em todo seu território. Tais estruturas visam suprir o consumo humano e animal em períodos de estiagem através do armazenamento temporário de águas pluviais. Também, tais estruturas servem como uma medida de controle de vazões em períodos de cheias, contribuindo para o retardo e amortecimento de picos de escoamento superficial, de forma a minimizar o problema das enchentes em áreas a jusante da estrutura de barramento.

Com a intensificação da expansão e a consolidação da cultura do povoamento próximo as margens de corpos d'água a jusante dos barramentos no estado do Ceará, tendo em vista os impactos significativos provenientes de uma eventual ruptura de tal empreendimento, se faz necessário a busca por ferramentas tecnológicas que possibilitem a previsão de riscos e consequências de grandes inundações resultantes de eventos naturais.

Buscando minimizar o impacto dos eventos de cheias, Ribeiro Neto *et al.* (2016), afirmam que o desenvolvimento de estudos do comportamento hidrológico e hidráulico da bacia hidrográfica permitem prever com antecedência suficiente o evento de cheia, possibilitando a tomada de decisões de forma antecipada.

Segundo Siqueira *et al.* (2015), a previsão hidrológica desempenha um papel importante para a emissão de alertas contra cheias, pois possibilita que informações como a cota da lâmina d'água ou a vazão do rio sejam conhecidas com certa antecedência ao evento.

Já as simulações hidráulicas permitem prever o comportamento das ocorrências de cheias através da reprodução do escoamento no canal. Segundo Porto (2006), tal metodologia garante uma maior precisão na descrição do escoamento, uma vez que trabalha com a resolução de equações diferenciais pouco simplificadas de Saint-Venant (equações de continuidade da dinâmica).

Desta forma, ressalta-se que a combinação de modelos hidrológicos e hidráulicos tem grande importância em estudos sobre enchentes, pois os dados simulados pela modelagem hidrológica podem ser usados como fonte de entrada na modelagem hidráulica para obter a simulação dos perfis da superfície de água cotas de cheias e manchas de inundação (MONTE *et al.*, 2016).

Além disso, a utilização de geotecnologias, juntamente com os modelos hidrológicos e hidráulicos, dão contribuições importantes na otimização e visualização dos resultados, podendo ser aplicados em sistemas de previsão e alerta de enchentes e inundações, podendo exercer influência nas tomadas de decisão e diminuir os impactos causados por tais desastres naturais (MONTE *et al.*, 2016).

## 1.2. Objetivo Geral

O presente estudo tem como objetivo geral a modelagem hidrológica-hidráulica de ondas de cheias na calha do riacho Maratoan, à jusante do açude Veremos.

## 1.3. Objetivos Específicos

- Calcular as vazões de pico para diferentes chuvas de projeto a partir do modelo hidrológico HEC-HMS;
- Construir modelo hidráulico para simulação de propagação de cheias na calha do riacho Maratoan, à jusante do açude Veremos, a partir do modelo HEC-RAS;
- Determinar o comportamento hidráulico das ondas de cheias nos pontilhões existentes na calha do riacho Maratoan;
- Analisar o impacto do açude Veremos no amortecimento das ondas de cheias.

## 1.4. Justificativa

Devido à falta de planejamento quanto ao crescimento das cidades, a ocupação do homem em áreas de risco como encostas, margens de rios e várzeas têm sido cada vez mais frequente. O problema se agrava em áreas que estão sendo urbanizadas onde o processo de expansão é necessário, mas muitas vezes não é adequado.

O estado do Ceará, como em outros estados do Nordeste, é afetado por grandes períodos de estiagem. Por conta disso, traduz-se quase como norma a necessidade da população ocupar áreas próximas a rios, riachos e/ou açudes (OLIVEIRA, 2018).

No ano de 2020, no interior cearense, a cidade de Crateús ganhou destaque nas manchetes nacionais devido ao registro da maior chuva ocorrida em território brasileiro no referido ano (FUNCEME, 2020). Tal evento propiciou o rompimento de um pequeno barramento (Açude Veremos) acarretando transtornos cujo resultado foi a água da chuva invadindo casas e comércios, deixando ruas alagadas e famílias desabrigadas, além de submergir alguns veículos antepostos ao curso percorrido pela água durante o evento (GLOBO, 2020).

Ainda, no mesmo período, dentro dos limites dos Sertões de Crateús ocorreu outro evento que repercutiu no cenário nacional. No município de Quiterianópolis, com a cheia nos reservatórios de São Pedro Velho, Desterro, Santa Rita e Saquinho, foi desencadeada uma sequência de rompimentos em cascata gerando um volume que sobrecarregou o reservatório de Pontal, o mesmo não suportou tamanho aporte d'água, vindo a romper logo em seguida promovendo alagamentos em residências, ruas, perdas de lavouras e o desabamento de pelo menos 20 casas (GLOBO, 2020).

Haja visto os episódios calamitosos sucedidos dos eventos de cheias, ainda nos deparamos com um cenário carente de estudos ligados a esse tema na região. Diante disso, o presente trabalho propõe-se estudar a propagação de ondas de cheias na calha do riacho Maratoan, situada a jusante do barramento do açude Veremos no município de Crateús-CE, buscando subsidiar a elaboração de estudos preliminares de propagação de cheias provenientes da ruptura de barragens na região dos Sertões de Crateús, servindo de marco norteador para futuras modelagens hidrológico-hidráulicas mais precisas, cuja as informações possam ser usadas no desenvolvimento de planos de ações emergenciais (PAE's), como também em estudos de mitigação de riscos.

## 2. REFERENCIAL TEÓRICO

### 2.1. Modelagem hidrológica

#### 2.1.1. Equações de chuvas intensas – equações IDF

As bacias hidrográficas são áreas de captação natural da água de precipitação que direciona o escoamento para um único ponto de saída, sendo composta por um conjunto de superfícies vertentes e de uma rede de drenagem formada por diversos cursos de água que resultam em um leito único no seu exultório (TUCCI, 2013). Assim, o estudo da chuva e seus parâmetros são necessários para o planejamento dos recursos hídricos, além de projeto e dimensionamento de obras hidráulicas, tais como canais, bueiros e vertedores (COELHO FILHO; MELO; ARAÚJO, 2017).

Os principais parâmetros estudados são a altura pluviométrica (P), a intensidade (i) e a duração das chuvas (t). Além disso, uma grandeza importante no estudo das chuvas é a frequência ou tempo de retorno (Tr), essa grandeza representa o tempo no qual é esperado que uma determinada precipitação seja superada ou igualada. Esses parâmetros são medidos e coletados estatisticamente considerando a frequência de ocorrência das chuvas no tempo e são representados graficamente pela curva ou equação Intensidade-Duração- Frequência (IDF), que comumente seguem a forma apresentada na Equação 1. (ARAGÃO *et al.*, 2013).

$$i = \frac{A * Tr^B}{(t+C)^N} \quad (\text{Eq. 1})$$

Em que: i - intensidade máxima, mm/min; Tr - período de retorno, anos; t - duração da chuva, min; A, B, C, N - parâmetros a determinar, obtidos pelo ajuste dos dados por regressão não linear;

A equação IDF é determinada com base nos dados de pluviógrafos de um local de interesse. Por meio dessa equação é possível estimar os valores máximos de chuvas em um curto intervalo de tempo. Assim, pode-se conhecer a chuva mais intensa do intervalo, que é responsável pelos escoamentos superficiais mais intensos, causando inundações, enchentes, erosões no solo, etc. (CAMPOS *et al.*, 2015).

A utilização da equação de chuvas intensas tem uma ampla aplicação na literatura. Diversos autores utilizam essa ferramenta para estudar o comportamento das chuvas de um determinado local. No estudo realizado por Batista (2018) é ressaltado a ausência da

equação IDF em diversas localidades, o que implica em dificuldades para o desenvolvimento de projetos e planejamento dos recursos hídricos desses locais.

Com o intuito de atenuar esse problema, Batista (2018) desenvolveu em seu trabalho equações IDF para os 184 municípios do estado do Ceará. A base dos dados do estudo foram uma série de dados de precipitações diárias máximas anuais extraídas dos registros de pluviômetros.

Assim, em seus resultados, Batista (2018) obteve equações IDF para cada município do estado do Ceará, sendo a Equação 2 determinada para o município de Crateús (área de estudo abordada nesse trabalho) representada pela expressão a seguir:

$$i = \frac{23,355*(Tr-2,200)^{0,110}}{(t+9,805)^{0,794}} \quad (\text{Eq. 2})$$

Em que:  $i$  - intensidade máxima, mm/min;  $Tr$  - período de retorno, anos;  $t$  - duração da chuva, min.

### **2.1.2. Métodos de distribuição de chuvas - método dos blocos alternados**

Ao definir a intensidade e a duração de uma chuva de projeto é importante organizar esses dados em uma distribuição temporal. Existem vários métodos para elaborar uma distribuição temporal para chuvas de projeto, sendo o método dos blocos alternados um dos mais conhecidos (BATISTA, 2018; COLLISCHONN; DORNELLES, 2015).

Esse método é uma das principais ferramentas utilizadas para a elaboração de hietogramas de projeto a partir de curvas IDF. O hietograma de projeto é caracterizado como uma sequência de precipitações responsável pela cheia de projeto. As equações IDF para diferentes durações de chuva (menores do que a duração total da chuva de projeto) são a base para se obter esse parâmetro (COLLISCHONN; DORNELLES, 2015).

Assim, pelo método dos blocos alternados é possível criar hietogramas com curtos intervalos de tempo relacionando o período de retorno para uma determinada chuva de projeto. De acordo com Collischonn e Dornelles (2015), as etapas necessárias para a aplicação do método dos blocos alternados para definir a distribuição temporal das chuvas de projeto são as seguintes:

- i) Dividir a duração total da chuva de projeto em  $n$  intervalos de tempos sucessivos de duração  $\Delta T$ ;

- ii) Para cada intervalo de tempo definir a intensidade das chuvas utilizando a equação IDF;
- iii) Calcular a altura total de chuva para cada duração por meio da multiplicação da intensidade pela duração (considerando a intensidade em mm/hora e a duração em horas);
- iv) Calcular a altura incremental para cada intervalo  $\Delta T$  por meio da subtração entre a altura total para uma dada duração menos a altura de chuva total da duração anterior. Assim, o primeiro intervalo  $\Delta T$  apresenta o maior incremento de chuva, o segundo intervalo apresenta o segundo maior incremento de chuva, e assim por diante;
- v) Reorganizar os dados de valores incrementais de forma que o máximo incremento ocorra, aproximadamente, no meio da duração da chuva total;
- vi) Reposicionar alternadamente os incrementos (ou blocos de chuva) antes e depois do bloco de chuva mais intensa até preencher toda a duração da chuva de projeto;

### **2.1.3. Metodologia de separação de escoamento – SCS**

Um dos métodos mais utilizados para estimar o volume de escoamento superficial resultante de um evento de chuva é o método SCS, desenvolvido pelo *National Resources Conservation Service* (NRCS). O método SCS calcula o escoamento superficial de uma bacia durante um evento de chuva complexo, em que existem informações de precipitação para vários intervalos de tempo (COLLISCHONN; DORNELLES, 2015).

Esse método é interessante quando se deseja saber, além do valor do escoamento total, como foi sua distribuição temporal. Desse modo, deve-se calcular os valores acumulados de chuva e em seguida os valores acumulados de escoamento superficial. A partir desses dados de valores acumulados de escoamento superficial são calculados os valores incrementais de escoamento superficial (COLLISCHONN; DORNELLES, 2015).

### **2.1.4. Hidrograma unitário – HU**

O hidrograma unitário é considerado um hidrograma de escoamento superficial direto. Nele a área sob a curva corresponde a um volume unitário de escoamento superficial direto, resultante de uma chuva efetiva com intensidade e duração unitárias. O

hidrograma unitário é utilizado para bacias com áreas entre 3 e 250 km<sup>2</sup>, e baseia-se em três princípios básicos: (i) o princípio da superposição, (ii) o princípio da proporcionalidade das descargas e (iii) o princípio da constância dos tempos de base (RAGHUNATH, 2006; LAUTHARTE, 2015).

- i) Princípio da superposição: o hidrograma total de duas ou mais chuvas efetivas é obtido adicionando-se as ordenadas de cada um dos hidrogramas unitários em tempos correspondentes.
- ii) Princípio da proporcionalidade das descargas: chuvas efetivas de mesma duração, porém com lâminas diferentes, irão produzir em tempos correspondentes volumes de escoamento proporcionais.
- iii) Princípio da constância do tempo de base: para chuvas efetivas de intensidade constante e de mesma duração, os tempos de escoamento superficial direto são iguais.

A aplicação dos princípios básicos do hidrograma unitário em um cenário de múltiplos eventos chuvosos com a finalidade de definir o hidrograma de projeto de uma bacia hidrográfica é realizado utilizando a operação matemática denominada convolução. O processo de convolução dos hidrogramas unitários permite calcular o hidrograma de um evento complexo usando os princípios da proporcionalidade e superposição de HU, sendo descrita pela Equação 5 (RAGHUNATH, 2006; LAUTHARTE, 2015).

$$Q_n = \sum_{m=1}^{n \leq M} P_m U_{n-m+1} \quad n = 1, 2, \dots, N \quad (\text{Eq. 3})$$

Em que: M - número de pulsos de precipitação efetiva; N - número de ordenadas do hidrograma de escoamento superficial resultante; Q - ordenadas de vazão do hidrograma de escoamento superficial resultante; P - intensidade da precipitação efetiva em relação à precipitação efetiva unitária; U - ordenadas de vazão do hidrograma unitário por unidade de precipitação efetiva;

### **2.1.5. Vazões máximas utilizando o hidrograma unitário**

Modelos baseados no hidrograma unitário são utilizados para calcular vazões máximas e hidrogramas de projeto com base nas chuvas de projeto. Nesse caso, uma

hidrograma unitário é utilizado para bacias com áreas entre 3 e 250 km<sup>2</sup>, e baseia-se em três princípios básicos: (i) o princípio da superposição, (ii) o princípio da proporcionalidade das descargas e (iii) o princípio da constância dos tempos de base (RAGHUNATH, 2006; LAUTHARTE, 2015).

- i) Princípio da superposição: o hidrograma total de duas ou mais chuvas efetivas é obtido adicionando-se as ordenadas de cada um dos hidrogramas unitários em tempos correspondentes.
- ii) Princípio da proporcionalidade das descargas: chuvas efetivas de mesma duração, porém com lâminas diferentes, irão produzir em tempos correspondentes volumes de escoamento proporcionais.
- iii) Princípio da constância do tempo de base: para chuvas efetivas de intensidade constante e de mesma duração, os tempos de escoamento superficial direto são iguais.

A aplicação dos princípios básicos do hidrograma unitário em um cenário de múltiplos eventos chuvosos com a finalidade de definir o hidrograma de projeto de uma bacia hidrográfica é realizado utilizando a operação matemática denominada convolução. O processo de convolução dos hidrogramas unitários permite calcular o hidrograma de um evento complexo usando os princípios da proporcionalidade e superposição de HU, sendo descrita pela Equação 5 (RAGHUNATH, 2006; LAUTHARTE, 2015).

$$Q_n = \sum_{m=1}^{n \leq M} P_m U_{n-m+1} \quad n = 1, 2, \dots, N \quad (\text{Eq. 3})$$

Em que: M - número de pulsos de precipitação efetiva; N - número de ordenadas do hidrograma de escoamento superficial resultante; Q - ordenadas de vazão do hidrograma de escoamento superficial resultante; P - intensidade da precipitação efetiva em relação à precipitação efetiva unitária; U - ordenadas de vazão do hidrograma unitário por unidade de precipitação efetiva;

### **2.1.5. Vazões máximas utilizando o hidrograma unitário**

Modelos baseados no hidrograma unitário são utilizados para calcular vazões máximas e hidrogramas de projeto com base nas chuvas de projeto. Nesse caso, uma

metodologia de separação de escoamento, como a do SCS, e o método do hidrograma unitário são utilizados considerando eventos de chuva de projeto (COLLISCHONN; DORNELLES, 2015).

Assim, considerando válido o hidrograma triangular do SCS, a duração total da chuva de projeto deve ser igual ao tempo de concentração para que toda a bacia contribua de forma simultânea para a vazão na saída da bacia. Os passos para obter a vazão máxima com base no hidrograma unitário descritos por Collischonn e Dornelles (2015) são listados a seguir:

- i) Calcular a área da bacia;
- ii) Calcular o tempo de concentração ( $t_c$ ) da bacia;
- iii) Definir o intervalo de tempo ( $d$ ) para os cálculos de convolução com o hidrograma unitário (obs: “ $d$ ” deve ser 5 a 10 vezes menor que “ $t_c$ ” da bacia);
- iv) Definir o hidrograma unitário sintético com base nas características da bacia;
- v) Definir a chuva de projeto com base na equação IDF (obs: a duração “ $D$ ” deve ser aproximadamente 60% maior do que o “ $t_c$ ” da bacia e a relação  $D/d$  deve resultar em um número inteiro  $N$ );
- vi) A intensidade da chuva ( $i$ ) deve ser considerada variável, em intervalos de tempo “ $d$ ” e organizada em blocos alternados;
- vii) Para a correção da chuva de projeto cada bloco de chuva deve ser multiplicado pelo fator de redução de área, de acordo com a área da bacia e com a duração total da chuva;
- viii) Utilizar a chuva corrigida no passo anterior e uma metodologia de separação de escoamento, como o método SCS, em seguida deve-se calcular a chuva efetiva incremental para cada um dos blocos de chuva;

#### **2.1.6. Software HEC-HMS**

O software HEC-HMS (*Hydrologic Engineering Center – Hydrologic Modeling System*) é um programa computacional internacionalmente reconhecido por suas análises em engenharia hidrológica. Com essa ferramenta é possível estimar as vazões geradas pela chuva intensa (MARTIN *et al.*, 2012; CABRAL *et al.*, 2014).

Conforme o Manual do Usuário (USACE-HEC, 2006), o programa calcula o hidrograma unitário sintético produzido por uma bacia hidrográfica, utilizando informações das características físicas e da precipitação dessa bacia.

As simulações produzidas geram hidrogramas e tabelas de informações, referentes principalmente aos volumes de deflúvio, vazão de pico e tempo de base. O *software* possui uma interface gráfica que permite o usuário navegar de forma fluida entre as partes do programa. Os resultados são salvos em um sistema de armazenamento de dados, o que possibilita o uso conjunto com outros *softwares* para outros estudos (ANDRADE, 2017).

A interface simples juntamente com as diferentes possibilidades de simulações hidrológicas faz com que essa ferramenta seja amplamente utilizada no meio acadêmico. Com isso, vários estudos sobre o uso de ferramentas para análises hidrológicas foram publicados por autores no Brasil e no mundo (ANDRADE, 2017).

Estudiosos como Cabral *et al.* (2014) utilizaram informações de modelos hidrológicos no mapeamento de áreas inundáveis na parte média da bacia hidrográfica do rio Acaraú-CE. Em outro estudo, Cabral *et al.* (2016) utilizaram HEC-HMS para a modelagem hidrológica a fim de mapear a área de inundação aplicada ao rio Granjeiro-CE. Assim, concluíram que essas ferramentas possuem potencial na identificação de áreas propícias a inundações, e que essa integração pode gerar mapas que poderão ser úteis nos projetos e planejamento feitos pelos órgãos públicos para controlar possíveis problemas de inundações na região.

Esses estudos mostram algumas dentre as mais variadas opções de utilização do *software* HEC-HMS. Além disso, o programa contempla regiões onde dados primordiais às simulações são escassos. Contudo, é importante conhecer a teoria e as variáveis simuladas a fim de obter resultados satisfatórios e que correspondam ao que consta na literatura (ANDRADE, 2017).

### **2.1.7. Método de Molle**

Entre os métodos de cálculo de volumes com abordagem indireta, o método de Molle (1994) é um dos mais utilizados no semiárido nordestino como meio de obtenção das informações desejadas acerca de reservatórios de água. Molle (1994) propôs as Equações 4 e 5 por meio do estudo da geometria de reservatórios dos estados do Nordeste brasileiro.

$$V = K * H^{\alpha} \quad (\text{Eq. 4})$$

$$S = \alpha * K * H^{(\alpha-1)} \quad (\text{Eq. 5})$$

Em que  $V$  é o volume do reservatório em  $m^3$ ,  $H$  é a altura da lâmina d'água em relação ao ponto mais baixo do reservatório,  $K$  é o coeficiente de abertura,  $\alpha$  é o seu coeficiente de forma e  $S$  é a área da bacia hidráulica.

Estas formulações propostas por Molle (1994) tiveram o intuito de facilitar a resolução dos problemas referentes a açudagem e ao uso do recurso acumulado, pois garante uma boa estimativa de volume acumulado quando não se tem o gráfico CAV (Cota x Área x Volume) do reservatório.

### **2.1.8. Método de Puls**

O método Puls é um mecanismo de cálculo amplamente utilizado para simular o escoamento em reservatório, baseado na equação da continuidade, de modo a apoiar-se na conservação da massa de água que entra e sai do reservatório. Ainda, tal método considera não apenas a vazão de pico do hidrograma, mas sim a de todo o hidrograma, propiciando, portanto, resultados mais precisos e com uma distribuição de vazão mais uniforme ao longo do tempo (GRIBBIN, 2016).

O princípio do método consiste no dimensionamento do reservatório de modo a relacionar o balanço hídrico de entrada, influenciado pelos dados pluviométricos e características da bacia hidrográfica em análise, e de saída, a uma taxa menor que a vazão de entrada, motivo pelo qual a água é reservada. (BAPTISTA, 2016).

## **2.2. Modelagem hidráulica**

### **2.2.1. Software HEC-RAS**

O HEC-RAS é um programa computacional de modelagem hidrodinâmica desenvolvido pelo *Hydrologic Engineering Center* (HEC) do *U. S. Army Corps of Engineers* (USACE). Esse *software* foi idealizado para executar cálculos hidráulicos de rios de fluxo estável unidimensional. Além disso, possui um sistema integrado de *software*, projetado para uso interativo em um ambiente de rede multitarefa e multiusuário (USACE, 2022).

O HEC-RAS ainda realiza cálculos de transportes de sedimentos e análise de qualidade da água. Além disso, possui vários recursos de projetos hidráulicos e a sua base computacional está na resolução da equação de energia, onde as perdas são

calculadas pela equação de Manning e o coeficiente de contração/expansão do solo (USACE, 2022; ANDRADE, 2017).

No modelo proposto pelo HEC-RAS, o fluxo pode ser calculado em regimes subcríticos, supercríticos e misto, no qual poderão ocorrer mudanças entre esses regimes. Os principais parâmetros a serem considerados no uso do *software* são: condições de contorno (i) à montante e (ii) à jusante, (iii) seções transversais ao longo do eixo do rio, (iv) coeficiente de rugosidade da superfície e (v) as características das estruturas hidráulicas existentes. Além disso, nos estudos de simulação de rompimento de barragens devem ser especificados o tipo de ruptura ocorrido no barramento, a geometria e as dimensões da brecha e o tempo de abertura (OLIVEIRA, 2018).

- i) Condição de contorno de montante: aplicação do hidrograma de vazões afluentes no reservatório da barragem modelada (BRUNNER, 2016);
- ii) Condição de contorno de jusante: de acordo com Brunner (2016) e Oliveira (2018) são quatro as condições a serem aplicadas, listadas a seguir.

- Série temporal de elevações do nível de água;
- Série temporal de vazões (se os dados registrados são disponíveis e o modelo está sendo calibrado para um evento de inundação específico);
- Curva chave de escoamento permanente;
- Curva chave de escoamento permanente obtida com o uso da equação de Manning, onde o valor da variável S é especificado como a declividade do fundo do canal na proximidade da seção transversal de ordem n;

Obs.: as condições iniciais para as variáveis vazão e cota do nível d'água deve ser conhecidas para o tempo  $t = 0$ , em todas as séries transversais ( $i = 1, 2, 3, \dots n$ ).

- iii) Seções transversais ao longo do eixo do rio: são necessárias informações topográficas como perfis longitudinais e seções transversais do corpo d'água que indiquem a presença de zonas de inundação (OLIVEIRA, 2018);
- iv) Coeficiente de rugosidade: também conhecido como número de Manning, é utilizado para descrever a resistência ao fluxo devido a rugosidade do canal. A escolha desse valor deve ser feita com cuidado, visto que incertezas no indicador de rugosidade afetam diretamente a altura de inundação (OLIVEIRA, 2018);

- v) Características das estruturas hidráulicas: essas estruturas podem ser barragens, pontes, diques, entre outras. É importante identificar os elementos que influenciam sobre a forma e as características da cheia (OLIVEIRA, 2018);

Em seus estudos Cabral *et al.* (2014) realizaram simulações na bacia do rio Acaraú-CE, a mancha de inundação obtida pelo HEC-RAS com a vazão simulada no HEC-HMS foi comparada com marcas de cheia registradas na área de estudo, como resultados a modelagem obtida pelo *software* mostrou-se satisfatória.

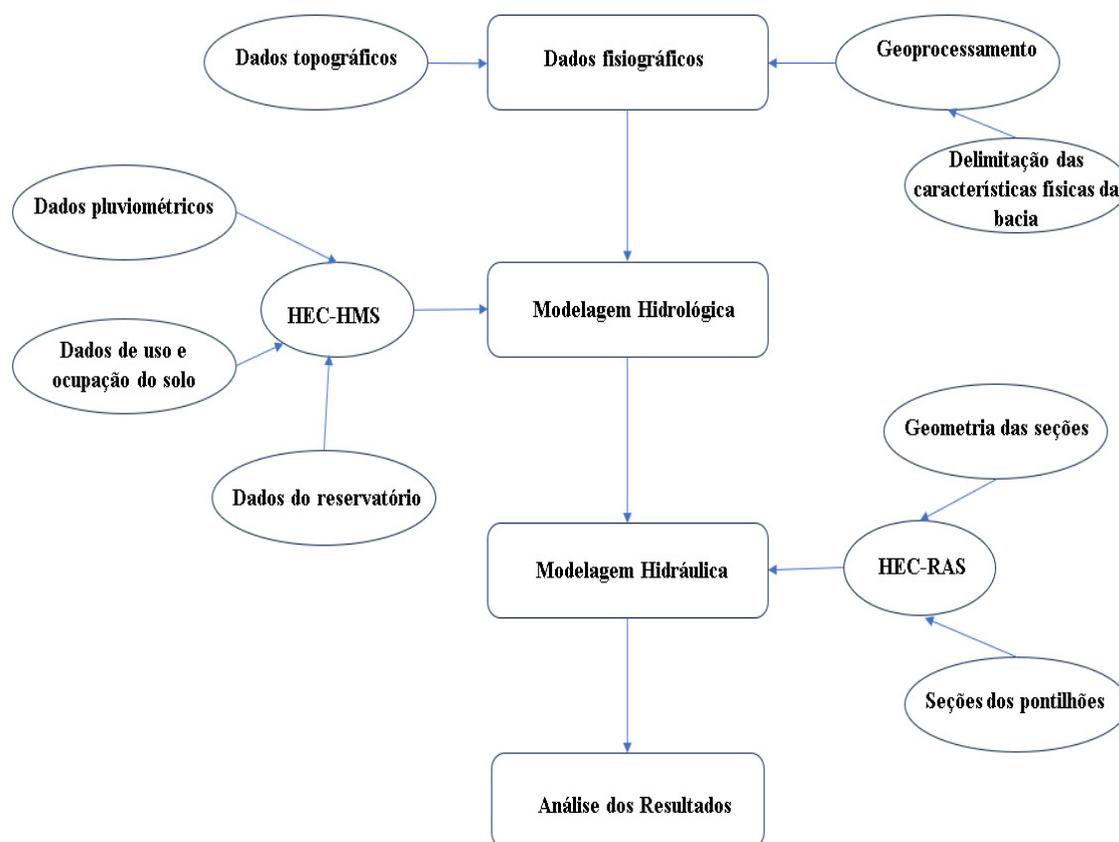
Oliveira (2018) também realizou simulações utilizando o HEC-RAS em seu trabalho para a geração de mapas de inundações da área estudada. O estudo consistiu em realizar uma simulação do rompimento de barragens em série na bacia hidrográfica do Banabuiú-CE com o intuito de contribuir para a elaboração de estudos preliminares de ruptura de barragens e servir de base para planos de contingência e estudos de mitigação de riscos.

Por fim, sabe-se que a descrição incompleta ou pouco detalhada da área de estudo pode afetar consideravelmente os volumes escoados e conseqüentemente a modelagem da onda de ruptura. Daí a importância de conhecer todos os parâmetros a serem inseridos no *software*, de forma que a simulação feita pelo HEC-RAS seja o mais satisfatória possível (ANDRADE, 2017; OLIVEIRA, 2018).

### 3. METODOLOGIA

A metodologia adotada nesse estudo é constituída pelos passos apresentados na Figura 1, que possibilitam a resolução dos objetivos apontados.

**Figura 1** - Fluxograma da Metodologia



Fonte: Autor (2023)

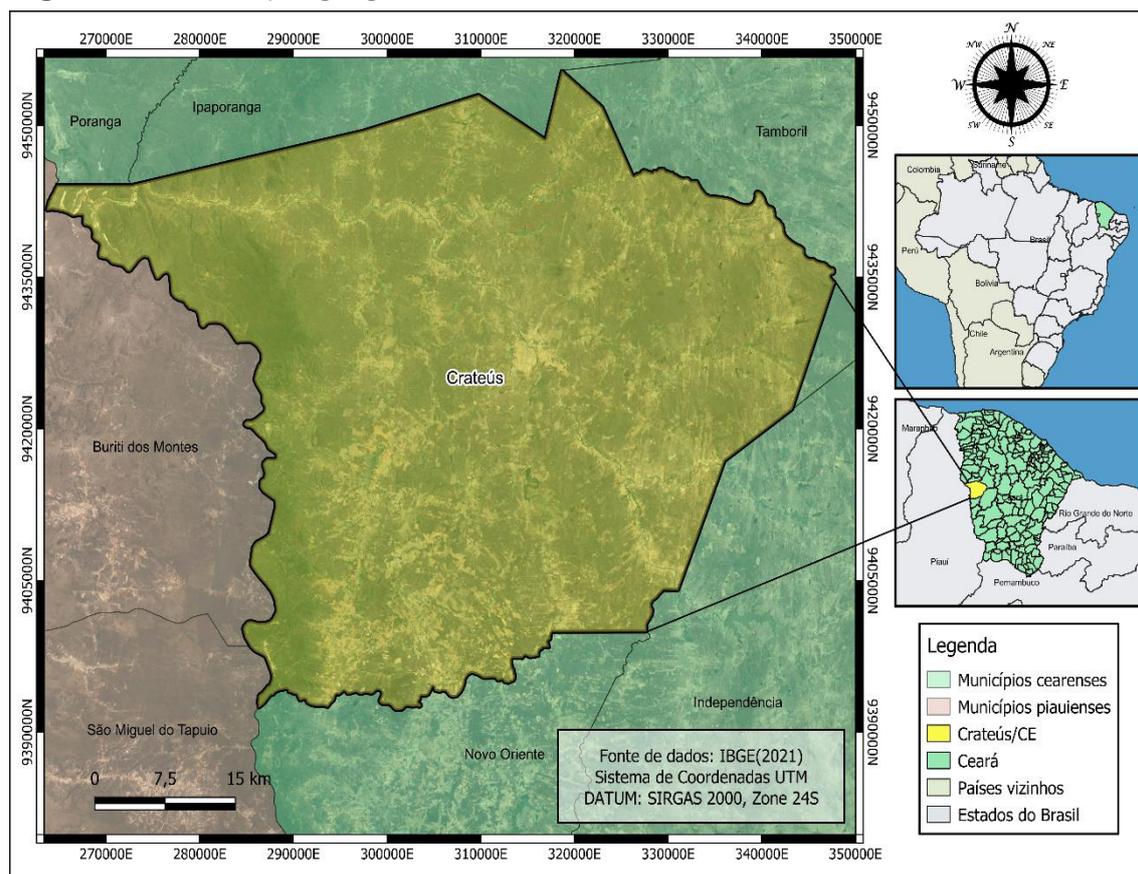
#### 3.1. Área de Estudo

A Bacia Hidrográfica dos Sertões de Crateús é uma unidade de planejamento da gestão de recursos hídricos composta por 9 municípios, sendo eles: Ararendá, Ipaporanga, Crateús, Independência, Novo Oriente, Quiterianópolis, Nova Russas, Ipueiras e parte do território de Tamboril.

O clima da região é do tipo tropical quente semiárido, caracterizado por altas temperaturas e baixas precipitações, sendo a média pluviométrica anual de aproximadamente 731,2 mm (IPECE, 2021).

Esta região, conta com 10 açudes monitorados pela COGERH, apresentando uma capacidade de acumulação de águas superficiais de 436.051.397 m<sup>3</sup>. Tal bacia localiza-se na região oeste do estado do Ceará possuindo uma área de drenagem de 10.821 Km<sup>2</sup>, o que corresponde a pouco mais de 7,0 % do território do estado (COGERH, 2022). A Figura 2 mostra a localização geográfica do município de Crateús.

**Figura 2** - Localização geográfica de Crateús.



Fonte: Autor (2023)

## 3.2. Levantamento de Dados

### 3.2.1. Topografia

Neste estudo, foi realizado em campo um levantamento altimétrico nas seções onde estão implantadas as estruturas hidráulicas, como também, no maciço responsável pelo barramento do reservatório do açude Veremos. O presente levantamento foi realizado

para conhecer a real declividade de toda extensão do talvegue. A Figura 3 mostra a topografia realizada em campo.

**Figura 3** – Topografia realizada na área de estudo.



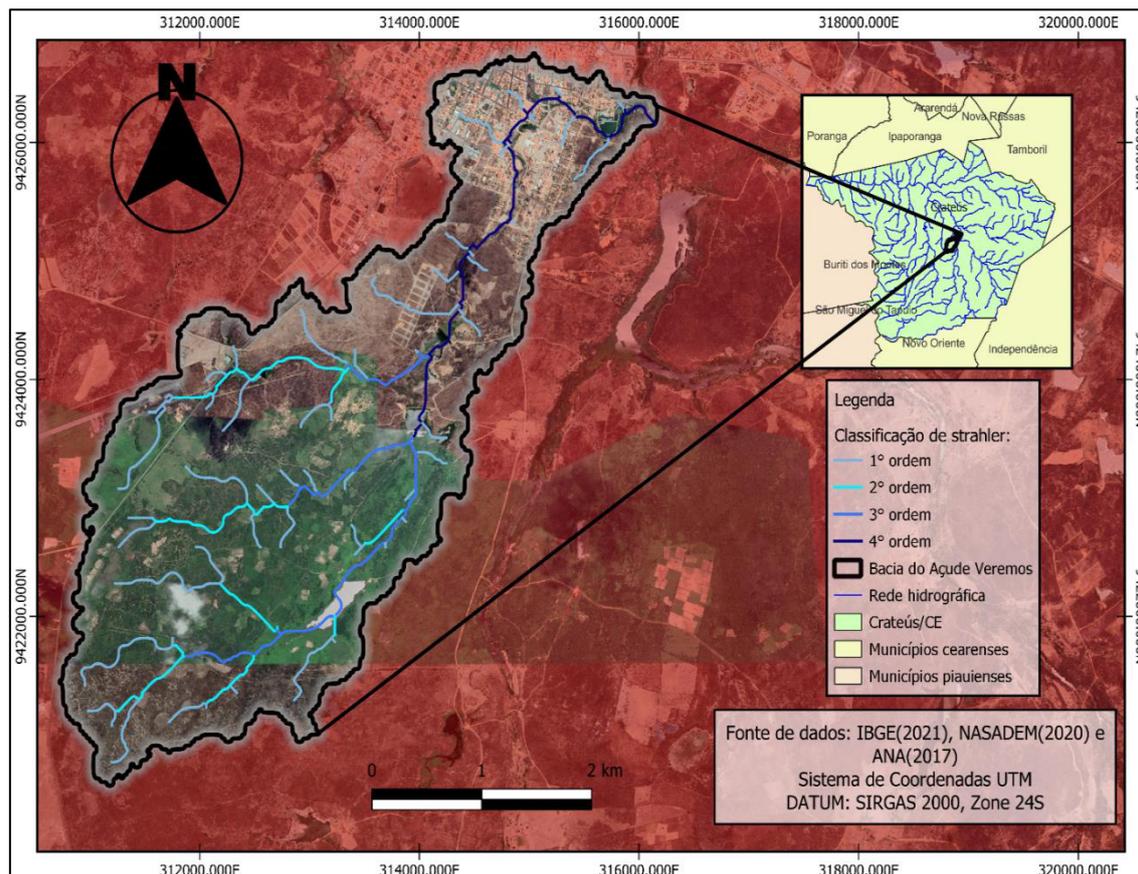
Fonte: Autor (2023)

### 3.2.2. Geoprocessamento

Neste estudo utilizou-se o *software* Qgis como plataforma para manipulação dos dados. Na plataforma do programa adicionou-se dados vetoriais colhidos no site do IBGE que representam a delimitação da malha municipal de Crateús. Em seguida, a sub-bacia do açude Veremos foi determinada através de dados oficiais colhidos no site da ANA. Depois, através da ferramenta *Open Topography* presente no Qgis, obteve-se um Modelo Digital de Elevação (MDE) que foi elaborado com base em dados do SRTM (Shuttle Radar Topography Mission) reprocessados pela NASA através do projeto NASA DEM com o intuito de melhorar precisões altimétricas e preencher dados de elevação ausentes, possuindo resolução espacial de 30 metros.

Na Figura 4 temos a representação de onde a bacia do açude Veremos está localizada.

**Figura 4** – Localização da bacia do açude Veremos.



Fonte: Autor (2023)

Adiante, deu-se início a manipulação hidrológica através de elementos da ferramenta *PC Raster*, visando determinar qual a direção do fluxo da drenagem, além de determinar qual a área de contribuição da bacia após a definição do exutório.

Na Figura 5 têm-se a área de contribuição em amarelo definida para o exutório em vermelho.

**Figura 5** – Área de contribuição para o exultório.



Fonte: Autor (2023)

### **3.2.3. Modelagem Hidrológica**

Nessa etapa a modelagem propaga-se com o objetivo de determinar as vazões de pico. Após a delimitação da área de abrangência da bacia hidrográfica deste estudo e a definição de suas principais características físicas obtidas na etapa anterior, deu-se continuidade com o cálculo do tempo de concentração da bacia, que de acordo com Collischon (2015) é definido como sendo o tempo necessário para uma gota precipitada no ponto mais longínquo ao exultório (condição de montante), chegar no próprio exultório (condição de jusante).

O método de Kirpich foi utilizada para estimar o tempo de concentração, apresentado na Equação 6:

$$Tc = 57 \left( \frac{L^3}{\Delta h} \right)^{0.385} \quad (\text{Eq. 6})$$

Em que:  $Tc$  - Tempo de concentração em minutos (min);  $L$ - Comprimento talvegue expresso em quilômetros (km);  $\Delta h$  - Diferença de altitude ao longo do talvegue do curso de água expresso em metros (m);

No passo seguinte, determinou-se a intensidade de chuva para a cidade de Crateús através da equação de chuva obtida no trabalho de Batista (2018), dada pela Equação 7:

$$i = \frac{23,355 * (Tr - 2,200)^{0,110}}{(t + 9,805)^{0,794}} \quad (\text{Eq. 7})$$

Em que:  $i$  – Intensidade da chuva em milímetros (mm);  $Tr$  – Tempo de retorno em anos;  $t$  – duração da chuva, min.

Após obter a intensidade de chuva mencionada anteriormente, foi possível construir o hietograma de projeto utilizando o método dos blocos alternados. Segundo Canholi (2005), a distribuição do método supracitado ocorre de forma arbitrária podendo conduzir a variadas configurações, porém, são estabelecidas empiricamente algumas regras para o alcance de picos elevados. A mais relevante impõe que a parcela mais intensa da precipitação deve ser colocada entre 1/3 e 1/2 da duração da chuva, sequencialmente, as outras parcelas devem ser colocadas alternadamente.

Para analisar o evento de precipitação escolheu-se o método de análise de chuva efetiva SCS. Esse método foi desenvolvido pelo *Soil Conservation Service* (SCS), do Departamento de Agricultura dos EUA, em 1957, baseado em estudos que procuraram correlacionar a precipitação total e a efetiva. O método supracitado é de simples aplicação, uma vez que se baseia no *Curve Number* (CN), parâmetro que tem seu valor diretamente relacionado ao tipo e umidade do solo e à ocupação da bacia, tendo seus valores variando de 0 a 100, uma vez que, quanto mais próximo a 100 estiver o coeficiente, maior será o escoamento superficial e menor a infiltração no solo.

A definição do valor de CN foi feita por consulta a valores tabelados, em função do tipo do solo, da umidade antecedente do solo (condições de umidade do solo anteriormente à ocorrência da precipitação que está sendo analisada), e do tipo de atividade/ocupação que é desenvolvida na bacia.

Inicialmente escolheu-se o tipo de solo dentre os quatro grupos especificados na Tabela 1. Em seguida, foi definida a condição de umidade antecedente do solo, sendo estabelecidas três condições especificadas na Tabela 2. Independente de qual condição de umidade do solo foi escolhida na tabela anterior, o próximo passo consistiu em escolher o valor do CN para a condição de umidade II na Tabela 3, caso fosse necessário escolher outra condição de umidade a Tabela 4 seria usada para fazer a conversão.

**Tabela 1-** Tipos de solo considerados pelo SCS para escolha do CN.

<b>Grupo</b>	<b>Descrição</b>
A	Solos arenosos com baixo teor de argila total, inferior a 8%, não havendo rocha nem camadas argilosas, e nem mesmo densificadas até a profundidade de 1,5 m. O teor de húmus é muito baixo, não atingindo 1%.
B	Solos arenosos menos profundos que os do Grupo A e com menor teor de argila total, porém ainda inferior a 15%. No caso de terras roxas, esse limite pode subir a 20% graças à maior porosidade. Os dois teores de húmus podem subir, respectivamente, a 1,2 e 1,5%. Não pode haver pedras e nem camadas argilosas até 1,5m, mas é, quase sempre, presente camada mais densificada que a camada superficial.
C	Solos barrentos com teor de argila de 20 a 30%, mas sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até profundidades de 1,2m. No caso de terras roxas, esses dois limites máximos podem ser de 40% e 1,5m. Nota-se cerca de 60 cm de profundidade, camada mais densificada que no Grupo B, mas ainda longe das condições de impermeabilidade.
D	Solos argilosos (30 – 40% de argila total) e ainda com camada densificada a uns 50 cm de profundidade. Ou solos arenosos como do Grupo B, mas com camada argilosa quase impermeável, ou horizonte de seixos rolados.

**Tabela 2-** Condições de umidade antecedente do solo considerados pelo SCS para escolha do CN.

<b>Condição</b>	<b>Descrição</b>
I	Solos secos: as chuvas, nos últimos cinco dias, não ultrapassam 15 mm.

II	Situação média na época das cheias: as chuvas, nos últimos 5 dias, totalizaram de 15 a 40 mm.
III	Solo úmido (próximo da saturação): as chuvas, nos últimos cinco dias, foram superiores a 40 mm, e as condições meteorológicas foram desfavoráveis a altas taxas de evaporação.

Fonte: Rolim (2004)

**Tabela 3** - Valores de CN em função da cobertura do solo e do tipo hidrológico de solo, para a condição de umidade II.

<b>Solo – Cobertura Vegetal</b>					
<b>Para condição de umidade antecedente II (média) e Ia = 0.2S</b>					
<b>Cobertura Vegetal</b>	<b>Condição de retenção superficial</b>	<b>Grupo Hidrológico do Solo</b>			
		<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>
<b>Terrenos não cultivado com pouca vegetação</b>	Pobre	77	86	91	94
<b>Terreno Cultivado</b>	Pobre	72	81	88	91
	Boa	51	67	76	80
<b>Pasto</b>	Pobre	68	79	86	89
	Boa	39	61	74	80
<b>Mata ou bosque</b>	Pobre	45	66	77	83
	Boa	25	55	70	77
<b>Área Urbana</b>	Pobre	74	80	87	90
	Boa	70	76	83	86

Fonte: Rolim (2004)

**Tabela 4-** Conversão dos valores de CN conforme as condições de umidade antecedente do solo.

<b>Condições de umidade</b>		
<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>
100	100	100
87	95	99
78	90	98
70	85	97
63	80	94
57	75	91
51	70	87
45	65	83
40	60	79
35	55	75
31	50	70
27	45	65
23	40	60
19	35	55
15	30	50

Fonte: Rolim (2004)

Ainda, a metodologia SCS permite considerar que para cada precipitação ocorrem perdas iniciais em eventos como: evaporação, infiltração, interceptação e etc. Para estimar esse valor, é necessário considerar que as perdas iniciais equivalem à 20% da máxima infiltração potencial acumulada, como apresentada na Equação 8:

$$Ia = 0.2 * S \quad (\text{Eq. 8})$$

Onde:  $I_a$  – perdas iniciais;  $S$  – máxima infiltração potencial acumulada, como definida na Equação 9, em que o  $CN$  é o parâmetro da capacidade de infiltração do solo.

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (\text{Eq. 9})$$

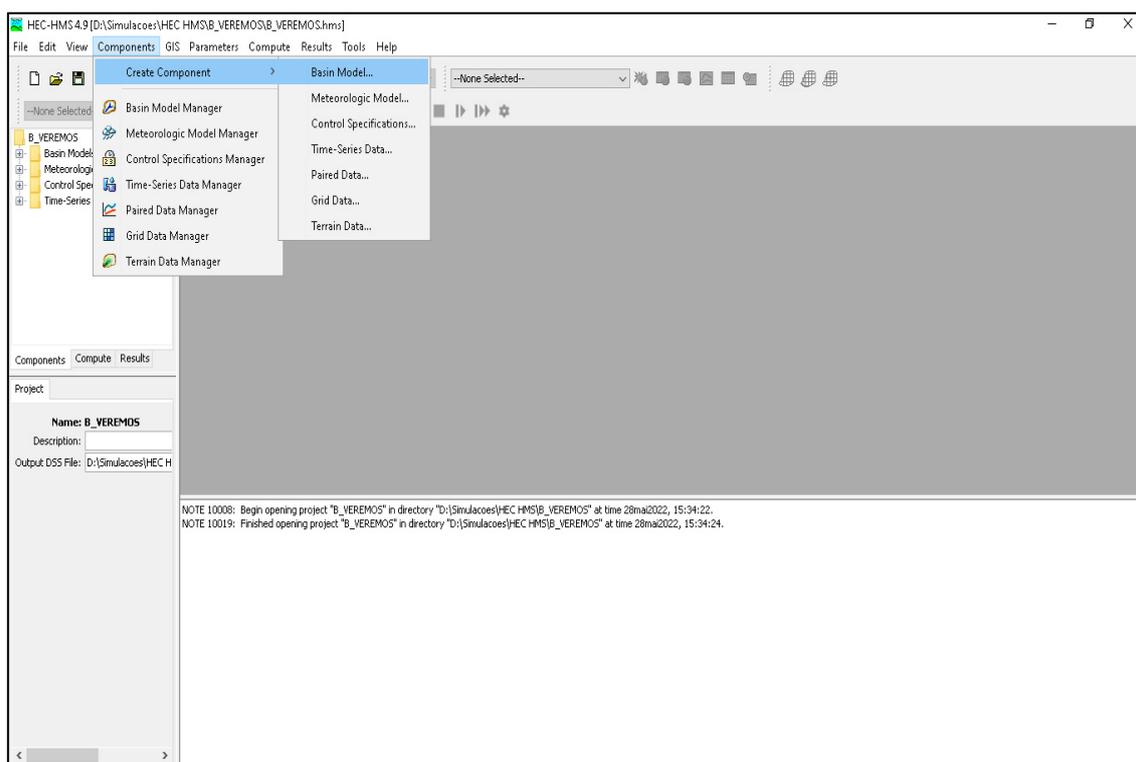
### 3.2.3.1. HEC – HMS

O HEC-HMS é um software de modelagem hidrológica pelo qual é possível obter as vazões de picos para os  $Tr$ 's 5, 10, 25, 50, 100 anos. Em seguida é descrita a sequência executiva da simulação no software.

- **Passo 1** – No elemento “*Basin Model*” é construída a representação física da bacia, através da inserção dos seguintes dados: área da bacia em  $Km^2$ , método chuva-vazão (SCS), abstração inicial ( $I_a$ ), *Curve Number* (CN), tempo de retardo ou tempo de resposta (*Lag Time*).
- **Passo 2** - No elemento “*Time Series Data*” ocorre a inserção do hietograma obtido pelo método blocos alternados, data de início e fim do evento, horário de ocorrência e intervalo de tempo da simulação.
- **Passo 3** - No elemento “*Meteorologic Models*” um elo é criado entre *Basin Model* e *Time Series Data*, fazendo com que os dados referentes a precipitação iniciada sobre a bacia criada anteriormente.
- **Passo 4** - No elemento “*Control Specifications*” foram criados controles específicos relacionando data, duração e intervalo de tempo para rodar a simulação, ou seja, criar e controlar janelas de simulação com datas e horários específicos para análises pontuais.

Na Figura 6 temos a representação da janela do software HEC-HMS com os elementos mencionados anteriormente.

**Figura 6**– Janela de modelagem do Software HEC-HMS.



Fonte : Autor (2023)

Após a execução da etapa anterior para determinar as vazões de pico não amortecidas, seguiu-se com a aplicação do método de Puls para avaliar a capacidade do reservatório no amortecimento da onda de cheia. Para aplicar o método de Puls, além de obter as vazões de pico, necessitou-se de informações acerca da geometria do reservatório para construção da curva Cota x Volume do mesmo. Para obter a Cota x Volume do reservatório utilizou-se a Equação de Molle apresentada na Equação 4.

Os parâmetros  $K = 91758$  e  $\alpha = 1,2375$  da Equação de Molle foram obtidos a partir do estudo desenvolvido por Sousa (2022) que utiliza a metodologia de Mesquita et. al. (2020). Tal metodologia, é adequada para este estudo, pois apresenta valores consistentes uma vez que o reservatório Veremos possui características semelhantes aos reservatórios analisados na metodologia do supracitado autor.

### 3.2.4. Modelagem hidráulica

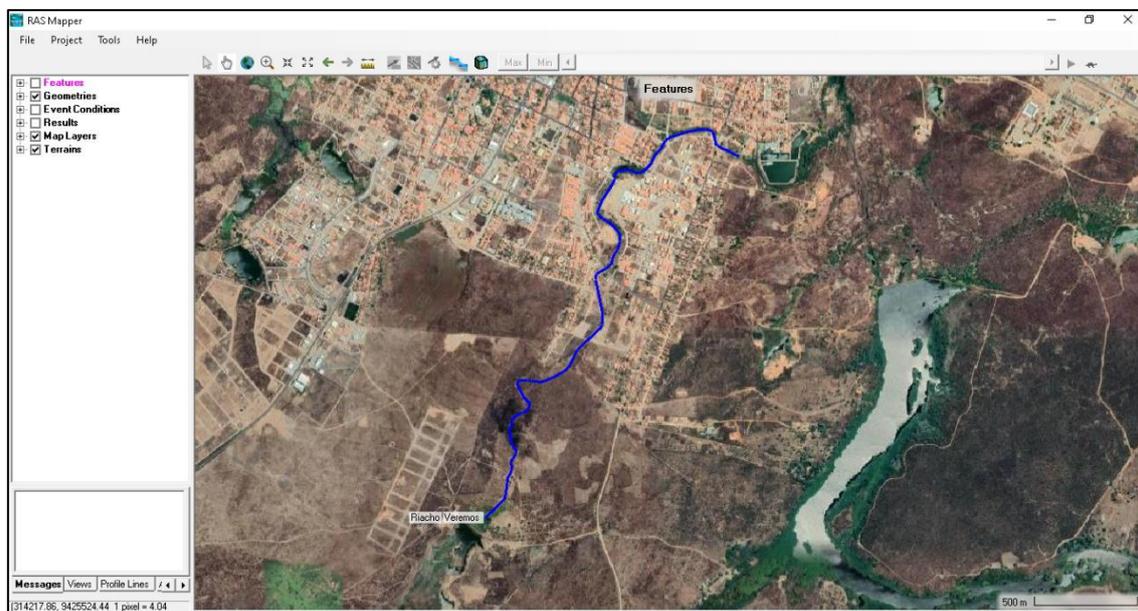
Após obter os hidrogramas com as respectivas vazões de pico, oriundos da etapa anterior, o estudo sucedeu-se para a modelagem hidráulica a partir do software HEC-RAS. Tal programa permite analisar o comportamento da propagação dos fluxos

provenientes dos hidrogramas gerados no HEC-HMS nos pontos escolhidos dentro da bacia hidrográfica. De acordo com Fernandez et al. (2013) o programa consiste na resolução das Equações de Saint-Venant pelo método das diferenças finitas para fluxos em regimes permanentes ou não permanentes que se propagam em canais naturais abertos.

O primeiro passo para a caracterização geométrica da área de estudo é representado na Figura 7 e deu-se através do traçado do talvegue dentro da bacia. Para fazer o traçado utilizou-se a ferramenta RASMAPPER, tal recurso permitiu inserir uma imagem do Google Satélite de fundo para fazer o traçado do rio dentro da calha do riacho

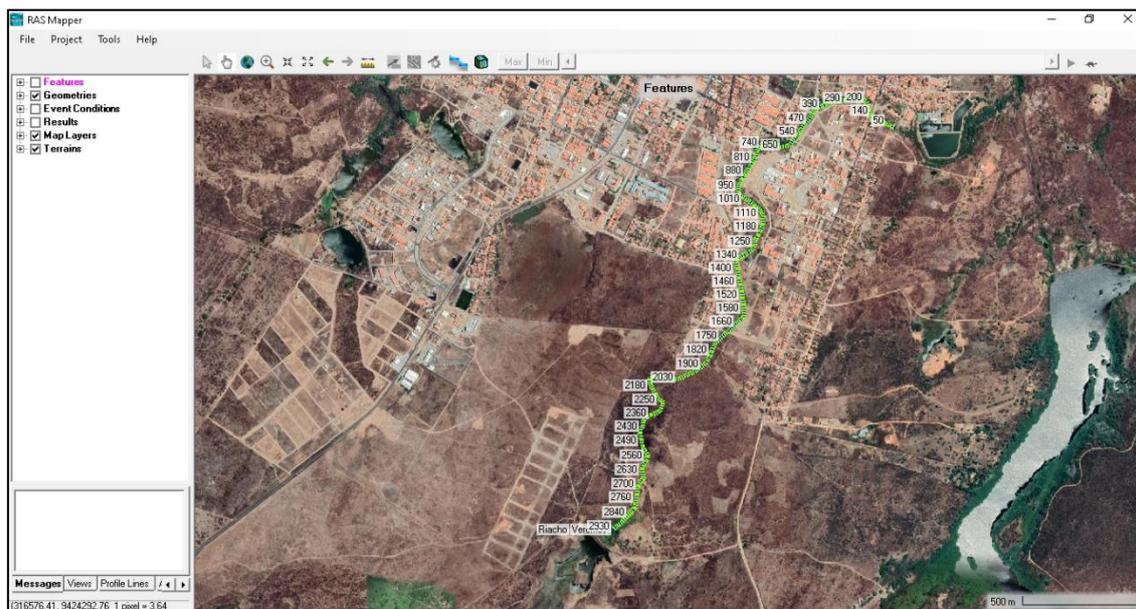
Logo após, iniciou-se o traçado das seções transversais do canal mostradas nas Figuras 8 e 9, as mesmas foram obtidas através do estudo realizado por SOUSA (2022).

**Figura 7**– Traçado do riacho no Software HEC-RAS.



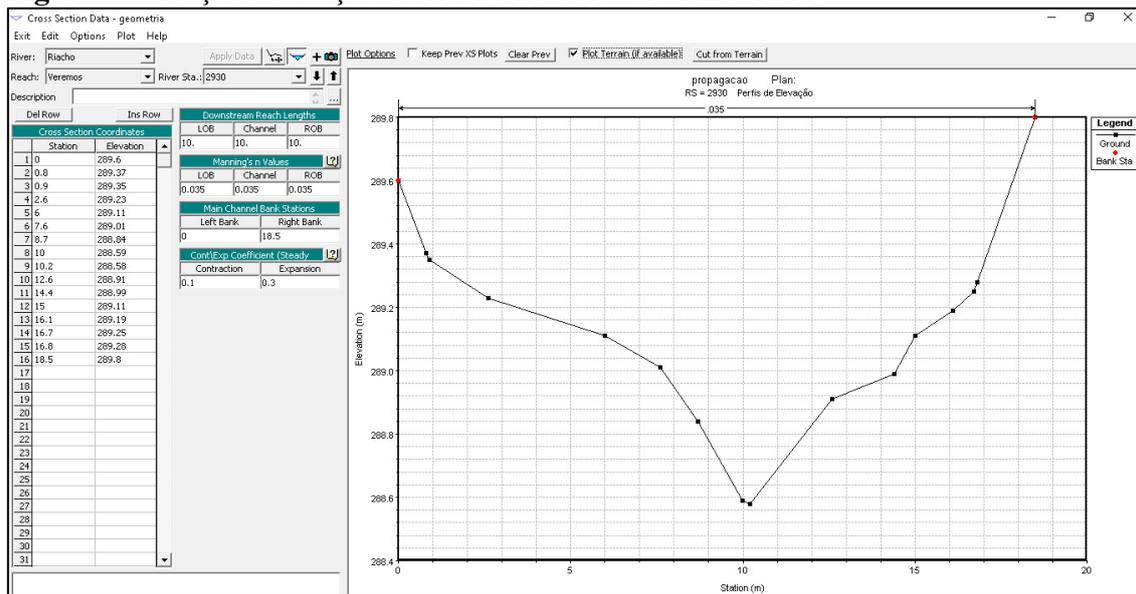
Fonte: Autor (2023)

**Figura 8** – Interpolação das seções do riacho no Software HEC-RAS.



Fonte: Autor (2023)

**Figura 9** – Traçado da seção do riacho no Software HEC-RAS.



Fonte: Autor (2023)

Após a etapa anterior de caracterização geométrica do local de estudo, inseriu-se o número de Manning para o canal. Na Tabela 5, CHOW (1959) apresenta uma tabela com valores de  $n$  para diferentes tipos de canais e tubos:

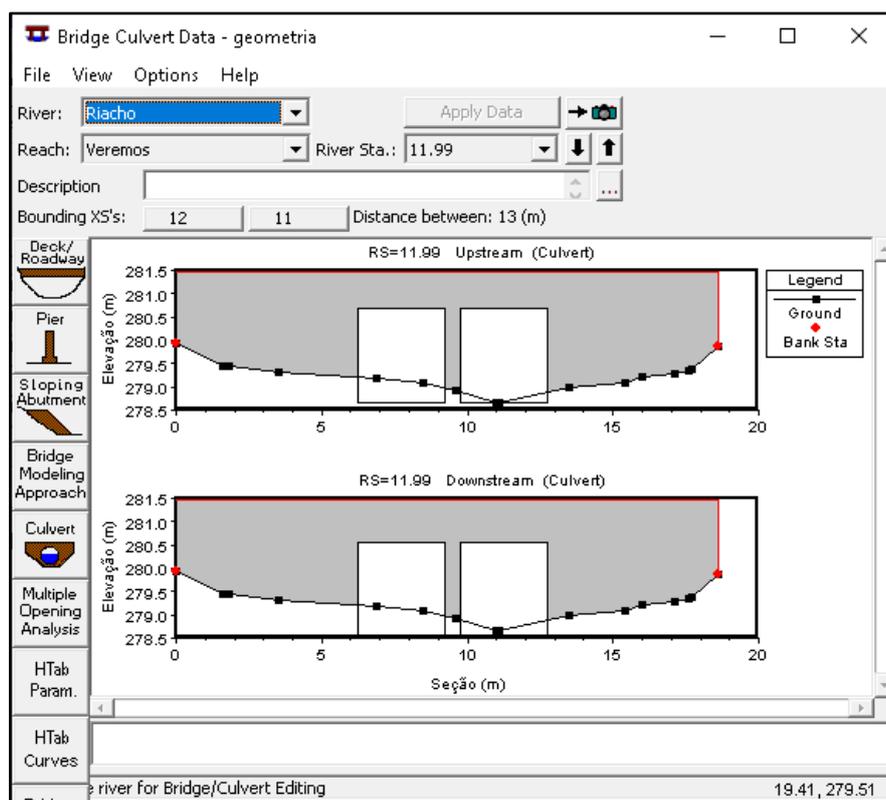
**Tabela 5** - Valores do Coeficiente de rugosidade

<b>Tipo de Canal e descrição</b>	<b>Mínimo</b>	<b>Normal</b>	<b>Máximo</b>
1- Canais naturais			
1.1-Planícies de Inundações			
1.1.1- Pastagem			
Gramma curta	0,025	0,030	0,035
Gramma alta	0,030	0,035	0,050
1.1.2- Áreas cultivadas			
Nenhuma colheita	0,020	0,030	0,040
Colheitas maduras na fileira	0,025	0,035	0,045
Colheitas de campo maduras	0,030	0,040	0,050
1.1.3- Matagal			
Galhos disperses	0,035	0,050	0,070
Matagal leve e árvores, no inverno	0,035	0,050	0,060
Matagal leve e árvores, no verão	0,040	0,060	0,080
Mato médio a denso, no inverno	0,045	0,070	0,110
Mato médio a denso, no verão	0,070	0,100	0,160
1.1.4- Árvores			
Salgueiros densos	0,110	0,150	0,200
Terra limpa com toco de árvores, sem broto	0,030	0,040	0,050
Terra limpa com toco de árvores, com brotos	0,050	0,060	0,080

Fonte: Ven Te Chow, 1959

Findando, inseriu-se os pontilhões medidos em campo, tendo os mesmos duas células retangulares de concreto com uma altura de 2.20 m e largura 3,0 m.

**Figura 10** – Construção da geometria dos pontilhões no Software HEC-RAS



Fonte: Autor (2023)

Após a inserção dos dados para criação da geometria do canal e dos pontilhões, deu-se início ao roteiro de simulação, sendo a mesma iniciada com a inserção de vazões obtidas no software HEC-HMS, fitando a geração de um hidrograma com dados de vazão em ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) variando com o tempo (em horas), tendo o evento uma duração total de 14 horas.

A Figura 11 apresenta a janela de simulação do escoamento não-permanente, onde o hidrograma foi inserido juntamente com a condição de contorno adotada, a declividade (Normal Depth). Esta condição foi estabelecida baseado na declividade da linha d'água para o trecho analisado, com o valor de 0,006 m/m.

A Figura 12 mostra a janela para inserção dos dados do hidrograma, ou seja, as vazões e o tempo.

**Figura 11** - Janela para inserção de dados, onde foram inseridos o hidrograma e a declividade do canal.

Select Location in table then select Boundary Condition Type				
	River	Reach	RS	Boundary Condition
1	Riacho	Veremos	8465	Flow Hydrograph
2	Riacho	Veremos	394	Normal Depth

Fonte: Autor (2023)

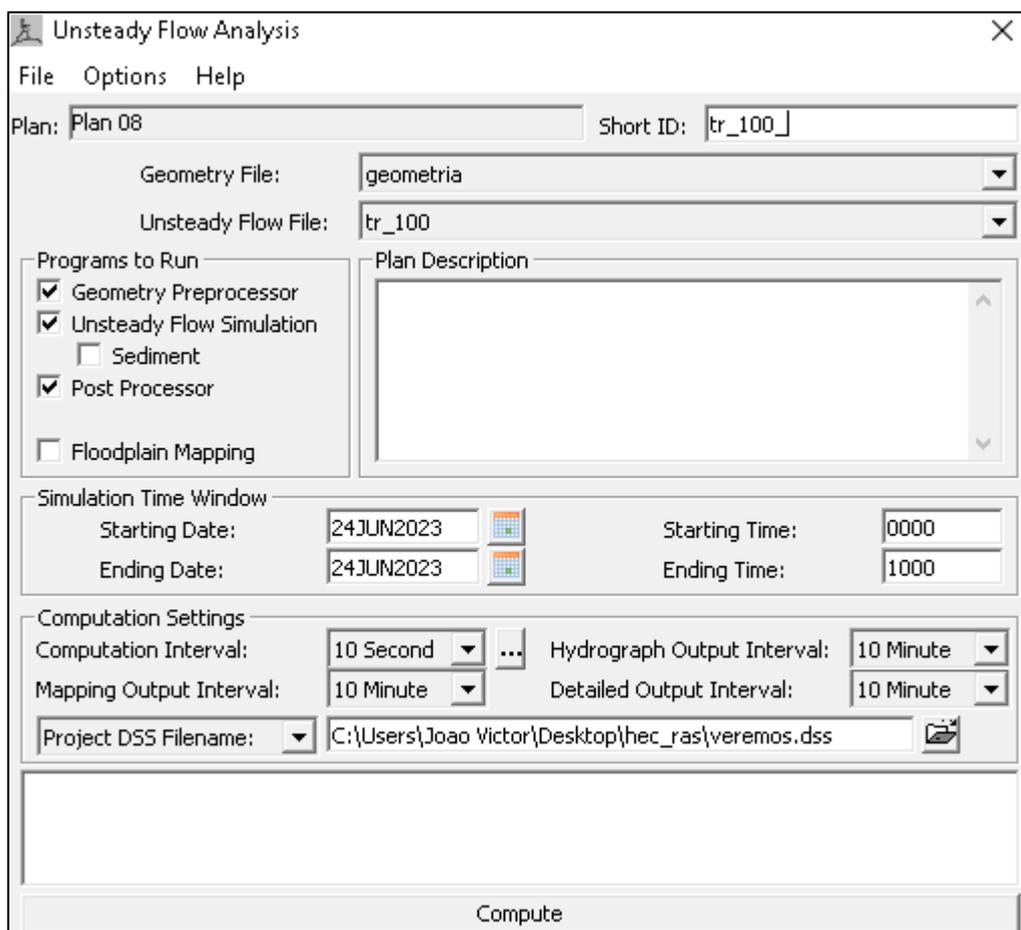
**Figura 12** - Hidrograma com as vazões e o tempo.

Hydrograph Data			
	Date	Simulation Time (hours)	Flow (m3/s)
1	23Jun2023 2400	0:00:00	0
2	24Jun2023 0006	0:06:00	0
3	24Jun2023 0012	0:12:00	0
4	24Jun2023 0018	0:18:00	0.1
5	24Jun2023 0024	0:24:00	0.6
6	24Jun2023 0030	0:30:00	1.5
7	24Jun2023 0036	0:36:00	3
8	24Jun2023 0042	0:42:00	5
9	24Jun2023 0048	0:48:00	7.3
10	24Jun2023 0054	0:54:00	10.1
11	24Jun2023 0100	1:00:00	13.3
12	24Jun2023 0106	1:06:00	16.7
13	24Jun2023 0112	1:12:00	20.3
14	24Jun2023 0118	1:18:00	24.2
15	24Jun2023 0124	1:24:00	28.1

Fonte: Autor (2023)

Na etapa seguinte, logo após a inserção de todos os dados (geométricos e hidráulicos), acessou-se a janela *Unsteady Flow Analysis* onde foram fixadas datas e horários para início e fim da ocorrência do evento para posteriormente realizar a simulação da propagação das ondas de cheias. Por fim, para executar a simulação clicou-se em Compute, logo após os resultados foram exibidos. A Figura 13 apresenta a janela de simulação do escoamento não-permanente.

**Figura 13** - Janela de simulação do escoamento não-permanente.

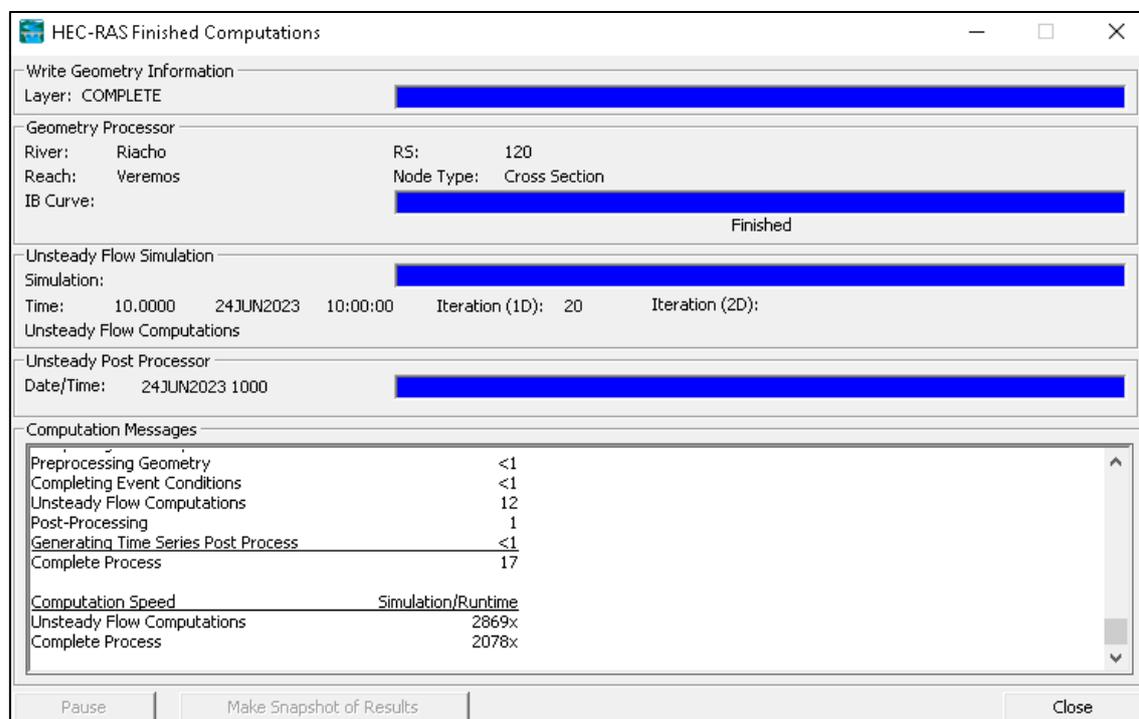


Fonte: Autor (2023)

A Figura 14 exibe a janela “*HEC-RAS Finished Computations*”, representando o processamento da simulação. Nesta parte está sendo executada o Processamento da Geometria, Simulação do escoamento não-permanente e Pós-processamento a qual apresenta um relatório dos eventos ocorridos durante a simulação. Ao final, nota-se que a simulação ocorreu de forma correta ao notar que as barras azuis nos quadros *Geometry*

*Processor* e *Unsteady Flow Simulation* estão completamente preenchidas, indicando que a simulação ocorreu de maneira estável.

**Figura 14** - Simulação finalizada e dados processados.



Fonte: Autor (2023)

## 4. RESULTADOS

### 4.1. Modelagem hidrológica

Nesta seção do estudo serão apresentados os resultados obtidos na etapa anterior, assim como a análise dos mesmos. Para realizar o cálculo da vazão de projeto foi necessário, primeiramente, se determinar algumas variáveis hidrológicas, como intensidade de precipitação, tempo de concentração da bacia e definir o tempo de retorno. Para este último adotou-se tempos de retorno diferentes, sendo eles para períodos de 5, 10, 25, 50 e 100 anos.

Inicialmente, obteve-se através de imagem de satélite algumas características físicas da bacia descritas na Tabela 6.

**Tabela 6** – Dados da bacia.

<b>Características da Bacia</b>				
<b>Comprimento do Talvegue (Km)</b>	<b>Cota máxima do talvegue (m)</b>	<b>Cota mínima do talvegue (m)</b>	<b>Declividade (m/m)</b>	<b>Área da bacia (Km<sup>2</sup>)</b>
5	320	295	0,005	10,4

Fonte: Autor (2023)

Os resultados do cálculo do tempo de concentração calculado conforme equação de Kirpich e a intensidade de precipitação, são expostos na Tabela 7.

**Tabela 7** – Tempo de concentração e Intensidade.

<b>Período de Retorno Tr (anos)</b>	<b>Tempo de Concentração Tc (min)</b>	<b>Duração t (min)</b>	<b>Intensidade I (mm/h)</b>
5	105,9	120	39,09
10	105,9	120	40,39
25	105,9	120	45,45
50	105,9	120	49,31
100	105,9	120	53,35

Fonte: Autor (2023)

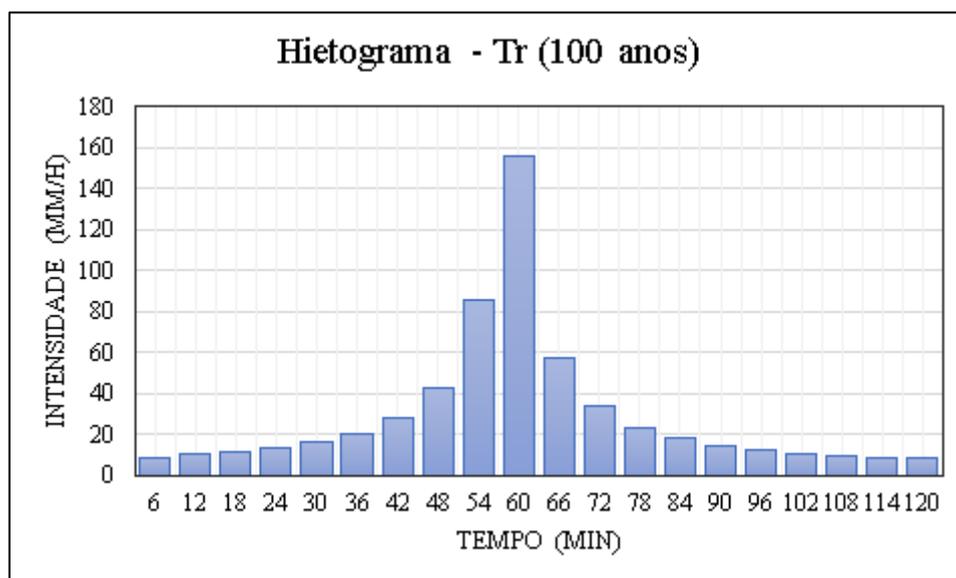
Mesmo obtendo o valor da intensidade de chuva, foi realizada uma distribuição temporal pelo método dos Blocos Alternados. Na Tabela 8 é apresentada uma distribuição temporal para um Tempo de Retorno (Tr) de 100 anos, onde o tempo de discretização utilizado é igual a 6 min. As demais Tabelas para os Tr's: 5, 10, 25 e 50 anos, estão localizadas nos apêndices A, B, C e D, respectivamente.

**Tabela 8** – Dados de precipitação para método dos blocos alternados.

Equação IDF		Cálculo para transformação			Blocos alternados	
td (min)	i (mm/h)	P=i.td (mm)	$\Delta P$ (mm)	$\Delta P/\Delta t$ (mm/h)	t (min)	i (mm/h)
6	259,194369	25,9194369	25,9194369	155,5166216	6	8,82221824
12	200,749679	40,1499358	14,2304989	85,38299331	12	9,90961912
18	165,51403	49,6542091	9,50427326	57,02563955	18	11,3256998
24	141,728611	56,6914442	7,03723513	42,22341079	24	13,2442915
30	124,485257	62,2426284	5,55118414	33,30710481	30	15,9844158
36	111,353421	66,8120525	4,56942416	27,41654495	36	20,1961407
42	100,985096	70,6895674	3,87751485	23,26508913	42	27,416545
48	92,5694885	74,0555908	3,36602344	20,19614066	48	42,2234108
54	85,5881726	77,0293554	2,97376455	17,84258729	54	85,3829933
60	79,6934247	79,6934247	2,66406929	15,98441577	60	155,516622
66	74,6428652	82,1071517	2,41372704	14,48236223	66	57,0256396
72	70,2621113	84,3145336	2,20738191	13,24429148	72	33,3071048
78	66,4223312	86,3490305	2,03449694	12,20698166	78	23,2650891
84	63,0261766	88,2366472	1,88761664	11,32569981	84	17,8425873
90	59,9986489	89,9979733	1,76132616	10,56795696	90	14,4823622
96	57,2809853	91,6495765	1,65160319	9,909619117	96	12,2069817
102	54,8264571	93,2049771	1,55540056	9,332403342	102	10,567957
108	52,5974149	94,6753468	1,47036971	8,822218235	108	9,33240334
114	50,5631681	96,0700194	1,39467263	8,368035789	114	8,36803579
120	48,6984353	97,3968706	1,32685117	7,961107027	120	7,96110703

Fonte: Autor (2023)

**Figura 15** – Hietograma pelo método dos blocos alternados para Tr (100 anos).

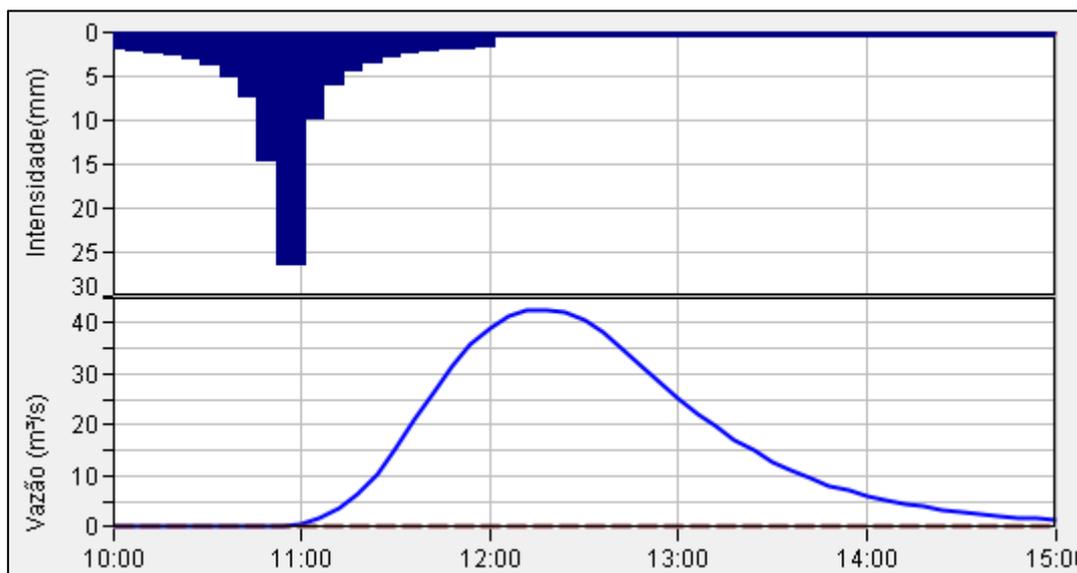


Fonte: Autor (2023)

Adiante, após uma análise em campo do local de estudo e considerando os tipos de solo considerados pelo método SCS para escolha do CN mostrados na Tabela 3 obtivemos um valor para o CN de 66.

Após a determinação do coeficiente CN da bacia, pode-se prosseguir para o cálculo dos parâmetros, Ia- perdas iniciais e S- Infiltração potencial máxima, ambas dadas respectivamente pelas Equações 8 e 9. Os valores obtidos foram:  $S = 130,85$  mm e  $Ia = 26,17$  mm.

Após inserir todos os dados necessários no *software* HEC-HMS, obteve-se como resultado o hidrograma de projeto, que mostra qual a vazão de pico para o período de retorno escolhido. A Figura 16 mostra o hidrograma para o Tempo de retorno de 100 anos. Logo após, a Tabela 9 mostra os valores de vazões obtidos para diferentes Tr's, sendo que os demais hidrogramas para os Tr's: 5, 10, 25 e 50 anos estão inseridos no Apêndice E.

**Figura 16** – Hidrograma para Tr (100).

Fonte: Autor (2023)

**Tabela 9** – Vazões de picos para diferentes Tr's.

Vazões de Pico	
Tempo de Retorno	Vazão (m³/s)
Tr (5 anos)	16,5
Tr (10 anos)	22,0
Tr (25 anos)	29,1
Tr (50 anos)	35,0
Tr (100 anos)	41,5

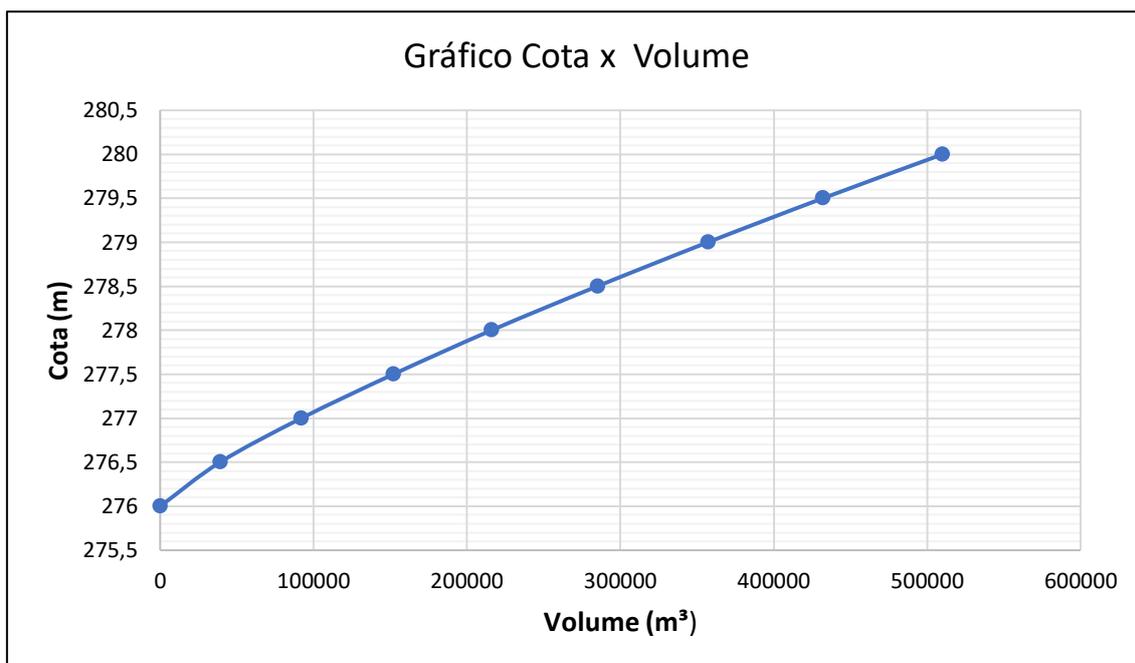
Fonte: Autor (2023)

Por último, estão representados na Tabela 10 e no Gráfico 1 os dados da curva cota-volume do reservatório obtidos pelo método de Molle dado pela Equação 10.

**Tabela 10** – Vazões de picos para diferentes Tr's.

Volumes de reservação para diferentes níveis d'água.									
Cota (m)	276	276.5	277	277.5	278	278.5	279	279.5	280
Volume (m³)	0	39000	92000	152000	216000	285000	357000	432000	510000

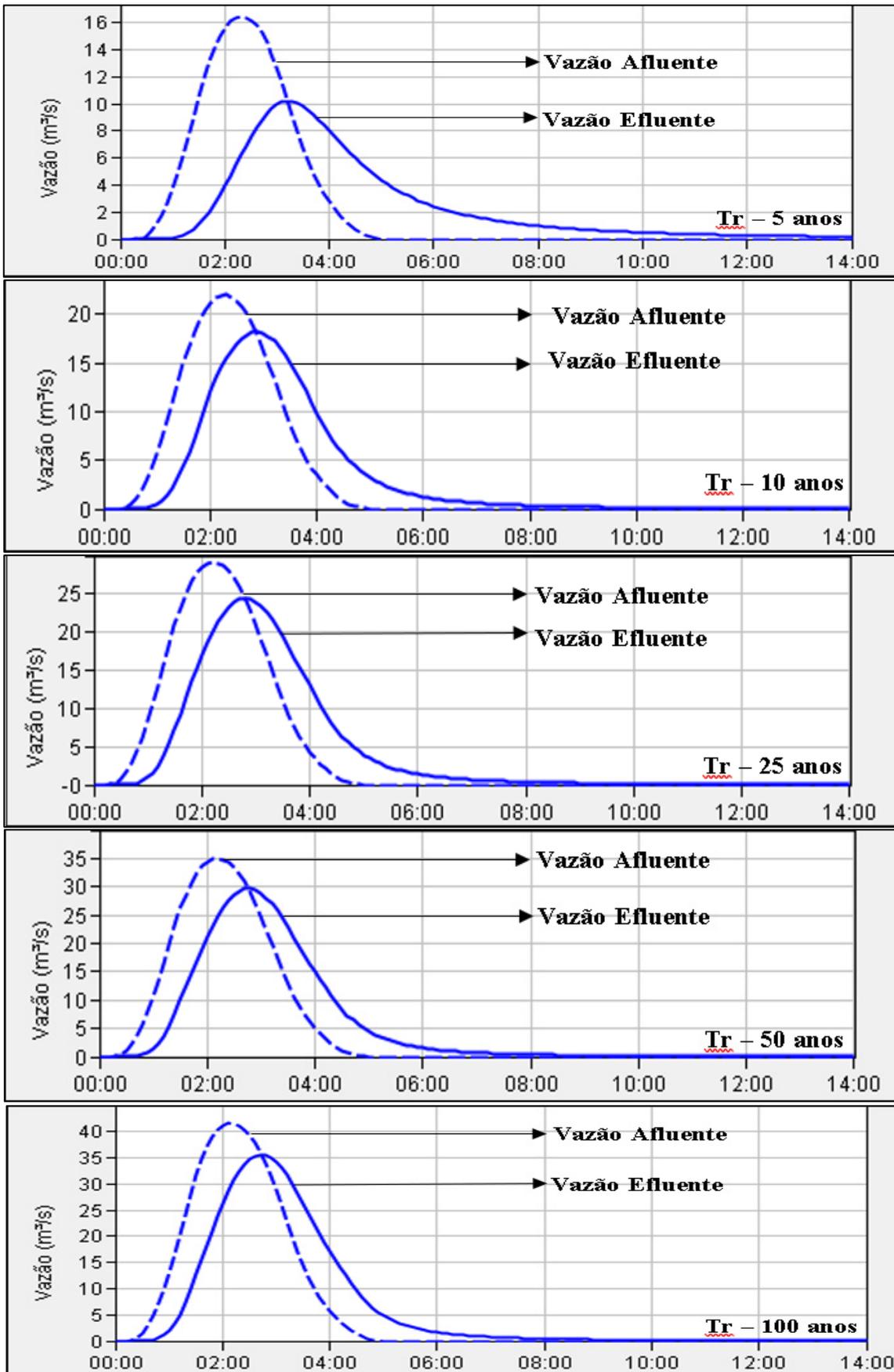
Fonte: Autor (2023)

**Gráfico 1** – Curva Cota x Volume do reservatório.

Fonte: Autor (2023)

Com a aplicação do método de Puls obtivemos um amortecimento da onda de cheia afluenta, como também, um retardo do seu pico. A seguir, na Figura 16 temos a representação do hidrograma com vazão de pico amortecida para os Tr's: 5, 10, 25, 50 e 100 anos.

**Figura 17** – Hidrogramas com vazões não amortecidas e amortecidas.



Fonte: Autor (2023)

Ao se avaliar na Figura 17 gráficos acima, notou-se uma perda de eficiência do reservatório com aumento dos períodos de retorno, e conseqüentemente, das chuvas de projeto. Os dados de vazão afluente, efluente e eficiência hidráulica do amortecimento das vazões para diferentes períodos de retorno são apresentados na Tabela 11.

**Tabela 11** - Vazões sem amortecimento e com amortecimento.

<b>Período de Retorno (anos)</b>	<b>Vazão Afluente (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Vazão Efluente (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Vazão Amortecida (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Eficiência Hidráulica (%)</b>
<b>5</b>	16,5	13,6	2,9	17,5
<b>10</b>	22	18,2	3,8	17,3
<b>25</b>	29,1	24,4	4,7	16,2
<b>50</b>	35	29,7	5,3	15,2
<b>100</b>	41,5	35,6	5,9	14,2

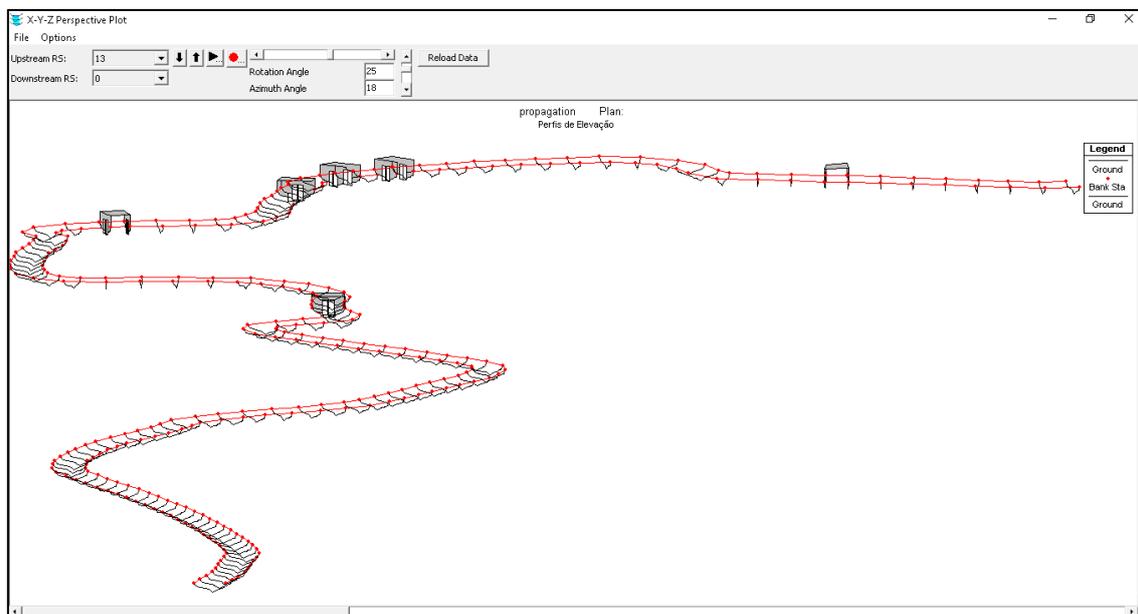
Fonte: Autor (2023)

## 4.2. Modelagem hidráulica

Após simular as ondas de cheias no canal, foram obtidos os resultados que serão apresentados a seguir para cada um dos cenários estudados: sem amortecimento da cheia e com amortecimento da cheia. Primeiramente, pela análise dos hidrogramas gerados e, em seguida, pela apresentação do perfil longitudinal do rio e seção transversal.

Antes de analisar os hidrogramas temos que após interpolar a seção adotada por Sousa (2022) em seu estudo, obteve-se a calha representada na Figura 17.

**Figura 18** - Geometria da adotada para calha do riacho Veremos e pontilhões.

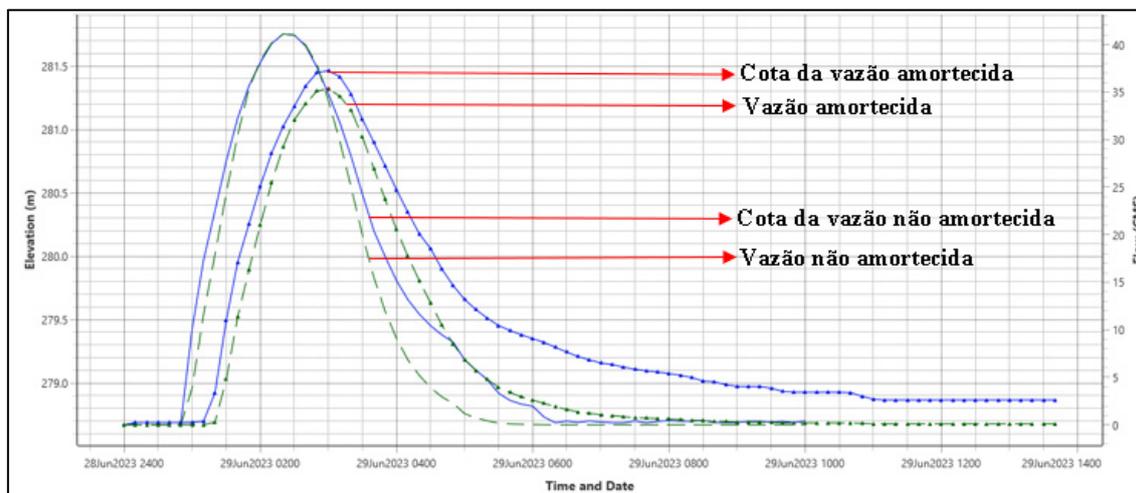


Fonte: Autor (2023)

Analisando as características do local e tomando como base a Tabela 5 de Chow (1959), adotou-se um Manning de 0,035, correspondente a um canal natural em condições normais com grama alta.

Adiante, após simular as vazões de pico na calha gerada acima, obteve-se hidrogramas para os períodos de retorno de 5, 10, 25, 50 e 100 anos. Na Figura 18 têm-se o hidrograma para o cenário não amortecido e amortecido na seção onde se encontra o pontilhão 1 (P1). Neste ponto pode-se analisar os resultados para um tempo de retorno de 100 anos ( $T_r$  100). Nota-se nesta seção que para o cenário sem amortecimento a chuva teve início 00:00 horas e o seu volume foi aumentando, alcançando-se o pico de onda de cheia às 02:20 horas, sendo que a cota altimétrica inicia na cota 278,67 e atinge cota 281,66 tendo vazão máxima de 40,18  $m^3/s$ , ou seja, houve uma elevação de 3 metros do nível da água. Para o cenário com amortecimento a chuva teve início 00:00 horas e o seu volume foi aumentando, alcançando-se o pico de onda de cheia às 03:00 horas, sendo que a cota altimétrica inicia na cota 278,67 e atinge cota 281,35 tendo vazão máxima de 35,36  $m^3/s$ , ou seja, houve uma elevação de 2,68 metros do nível da água. Após esses picos houve uma diminuição gradual dos níveis d'água até a estabilização em valores de vazante.

**Figura 19** - Hidrograma do pontilhão P1 para com Tr (100).

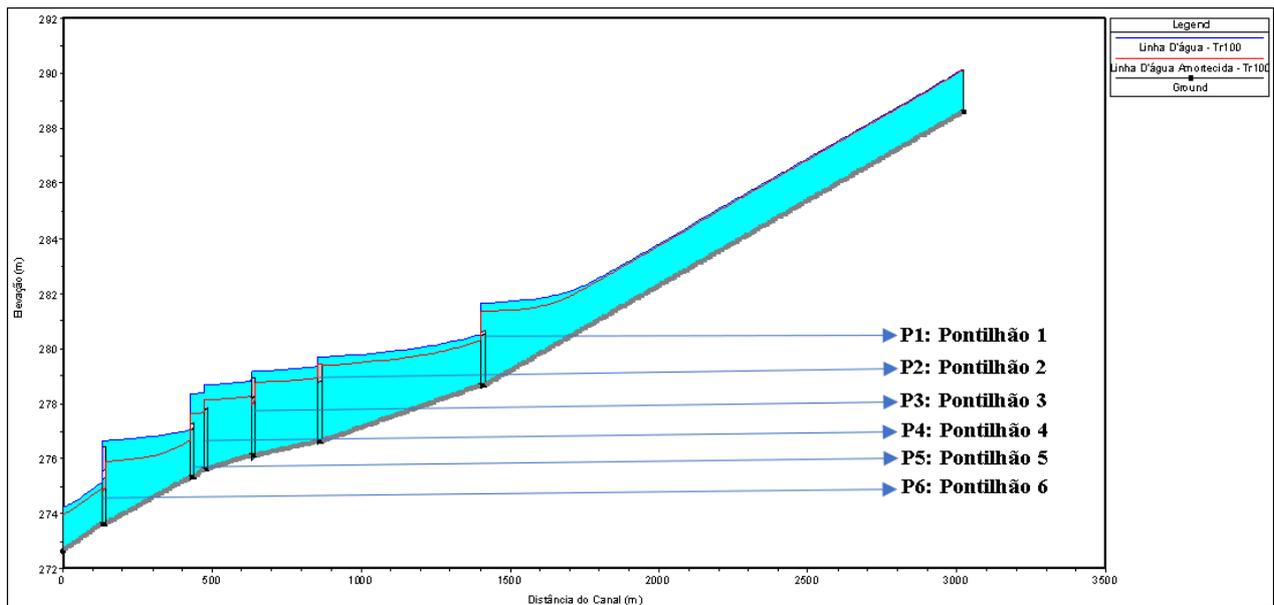


Fonte: Autor (2023)

Como resultados também foram gerados os gráficos do perfil longitudinal, sendo apresentado na Figura 19 o perfil para Tr (100). O gráfico do perfil longitudinal está representando o comportamento da cheia nas seções durante todo evento, tendo o mesmo 14 horas de duração. O eixo x corresponde à distância do canal principal, dada em metros e o eixo y apresenta a cota altimétrica, em metros.

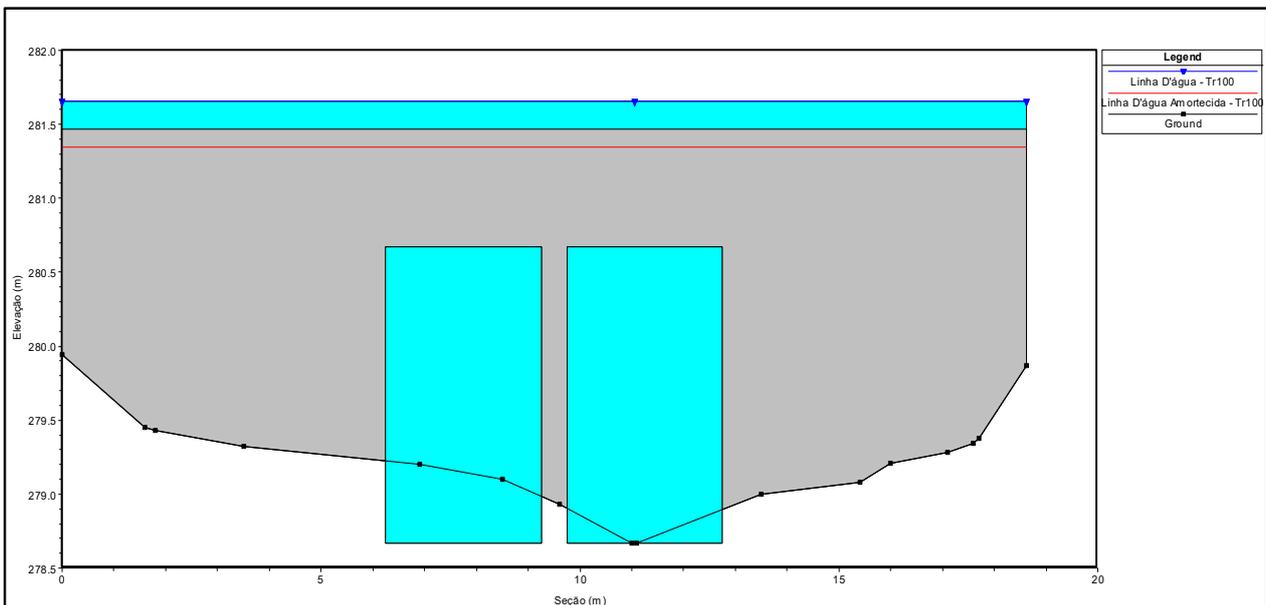
Na Figura 20 temos a representação da onda de cheia máxima não amortecida e amortecida que se propaga pela calha criada para o estudo. Já na Figura 21 pode-se analisar a seção transversal do pontilhão 1 (P1) para Tr (100). Nesta seção está representada a cota das lâminas d'água máxima com vazão sem amortecimento e com amortecimento.

**Figura 20 - Perfil Longitudinal para Tr (100).**



Fonte: Autor (2023)

**Figura 21 - Seção do pontilhão P1.**



Fonte: Autor (2023)

Os resultados das demais simulações estão sintetizados nos Quadros 1 e 2, como também, nas Figuras 21 e 22. A partir daqui, escolheu-se representar os resultados desta forma devido a quantidade de informações obtidas, visto que para cada tempo de retorno seria necessário detalhar o comportamento da onda de cheia para cada pontilhão.

No Quadro 1 e 2 estão inseridos os dados de cota de crista de cada pontilhão ( $Y$ ), a cota da lâmina d'água ( $Y'$ ), a diferença entre ambos ( $\Delta Y$ ) que tem por finalidade informar a altura da lâmina d'água ao ultrapassar a cota do pontilhão e por fim a vazão máxima naquela seção. Adiante, na Figura 21 e 22 foram representados os resultados tabelados nos Quadro 1 e 2, fitando analisar de forma mais clara em quais períodos de retorno estava acontecendo a ultrapassagem da água sobre os pontilhões.

Na primeira condição analisada, a condição sem amortecimento da cheia, nota-se a extrapolação da cota limite (cota de crista do pontilhão) apenas para os períodos de retorno de 50 e 100 anos.

Na segunda condição analisada, a condição com amortecimento da cheia, nota-se que não há nenhuma extrapolação da cota limite (cota de crista do pontilhão), ou seja, na presença do reservatório há uma redução na vazão de pico, fazendo com que o impacto da onda de cheia no canal seja mitigado.

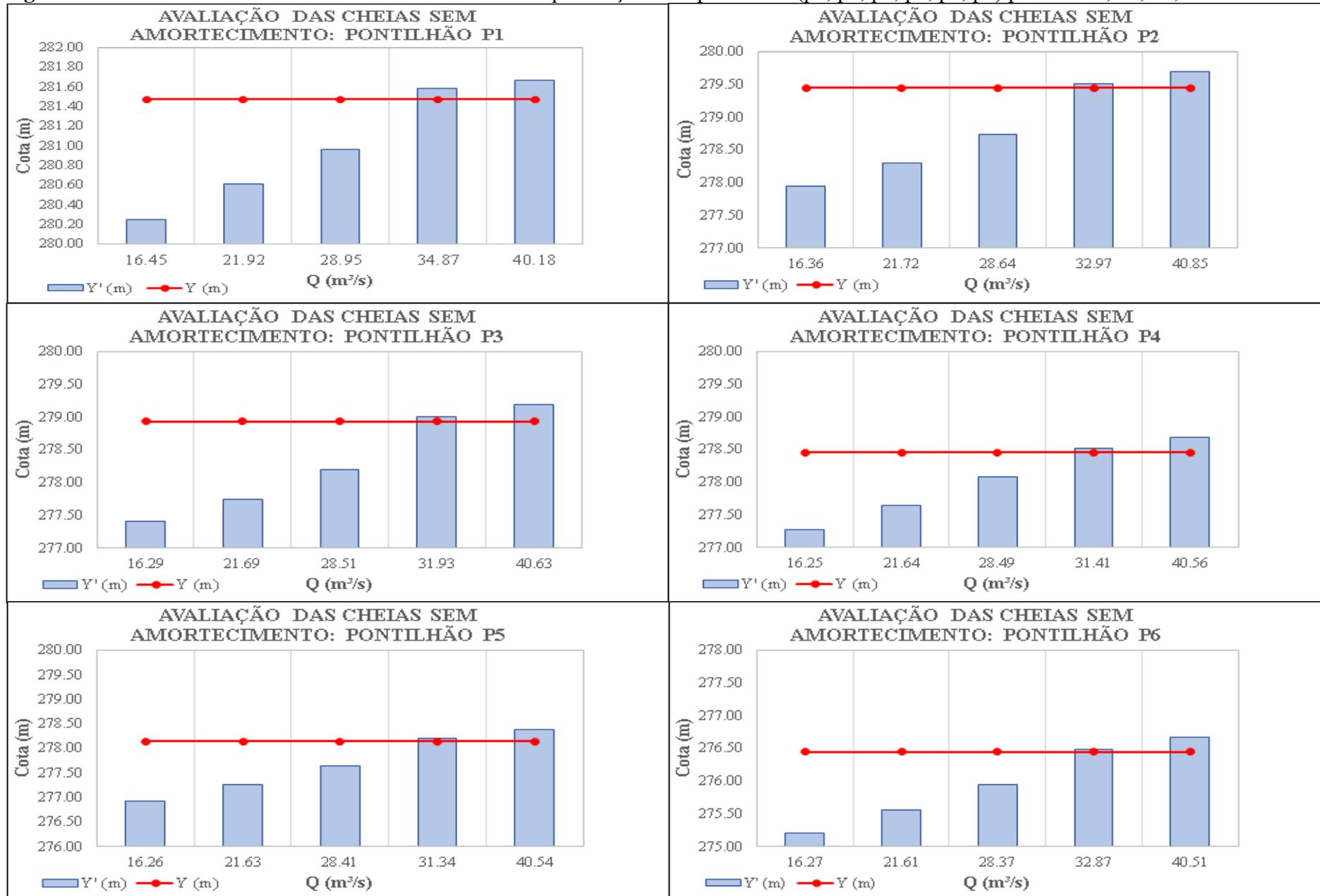
**Quadro 1** - Tabelas de cotas e vazões sem amortecimento dos pontilhões (p1, p2, p3, p4, p5, p6) para tr's: 5, 10, 25, 50 e 100 anos.

Pontilhão	TR (anos)	Y (m)	Y' (m)	$\Delta Y$ (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)
P1	5	281,47	280,25	-	16,45
P1	10	281,47	280,61	-	21,92
P1	25	281,47	280,96	-	28,95
P1	50	281,47	281,58	0,11	34,87
P1	100	281,47	281,66	0,19	40,18
Pontilhão	TR (anos)	Y (m)	Y' (m)	$\Delta Y$ (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)
P3	5	278,93	277,40	-	16,29
P3	10	278,93	277,74	-	21,69
P3	25	278,93	278,19	-	28,51
P3	50	278,93	279,00	0,07	31,93
P3	100	278,93	279,18	0,25	40,63
Pontilhão	TR (anos)	Y (m)	Y' (m)	$\Delta Y$ (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)
P5	5	278,14	276,92	-	16,26
P5	10	278,14	277,26	-	21,63
P5	25	278,14	277,65	-	28,41
P5	50	278,14	278,21	0,07	31,34
P5	100	278,14	278,37	0,23	40,54

Pontilhão	TR (anos)	Y (m)	Y' (m)	$\Delta Y$ (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)
P2	5	279,44	277,94	-	16,36
P2	10	279,44	278,30	-	21,72
P2	25	279,44	278,74	-	28,64
P2	50	279,44	279,51	0,07	32,97
P2	100	279,44	279,69	0,25	40,85
Pontilhão	TR (anos)	Y (m)	Y' (m)	$\Delta Y$ (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)
P4	5	278,45	277,27	-	16,25
P4	10	278,45	277,64	-	21,64
P4	25	278,45	278,08	-	28,49
P4	50	278,45	278,51	0,06	31,41
P4	100	278,45	278,69	0,24	40,56
Pontilhão	TR (anos)	Y (m)	Y' (m)	$\Delta Y$ (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)
P6	5	276,44	275,21	-	16,27
P6	10	276,44	275,55	-	21,61
P6	25	276,44	275,95	-	28,37
P6	50	276,44	276,49	0,05	32,87
P6	100	276,44	276,67	0,23	40,51

Fonte : Autor (2023).

**Figura 22** – Vazões sem amortecimento e cotas altimétricas para seções dos pontilhões (p1, p2, p3, p4, p5, p6) para tr's: 5, 10, 25, 50 e 100 anos.



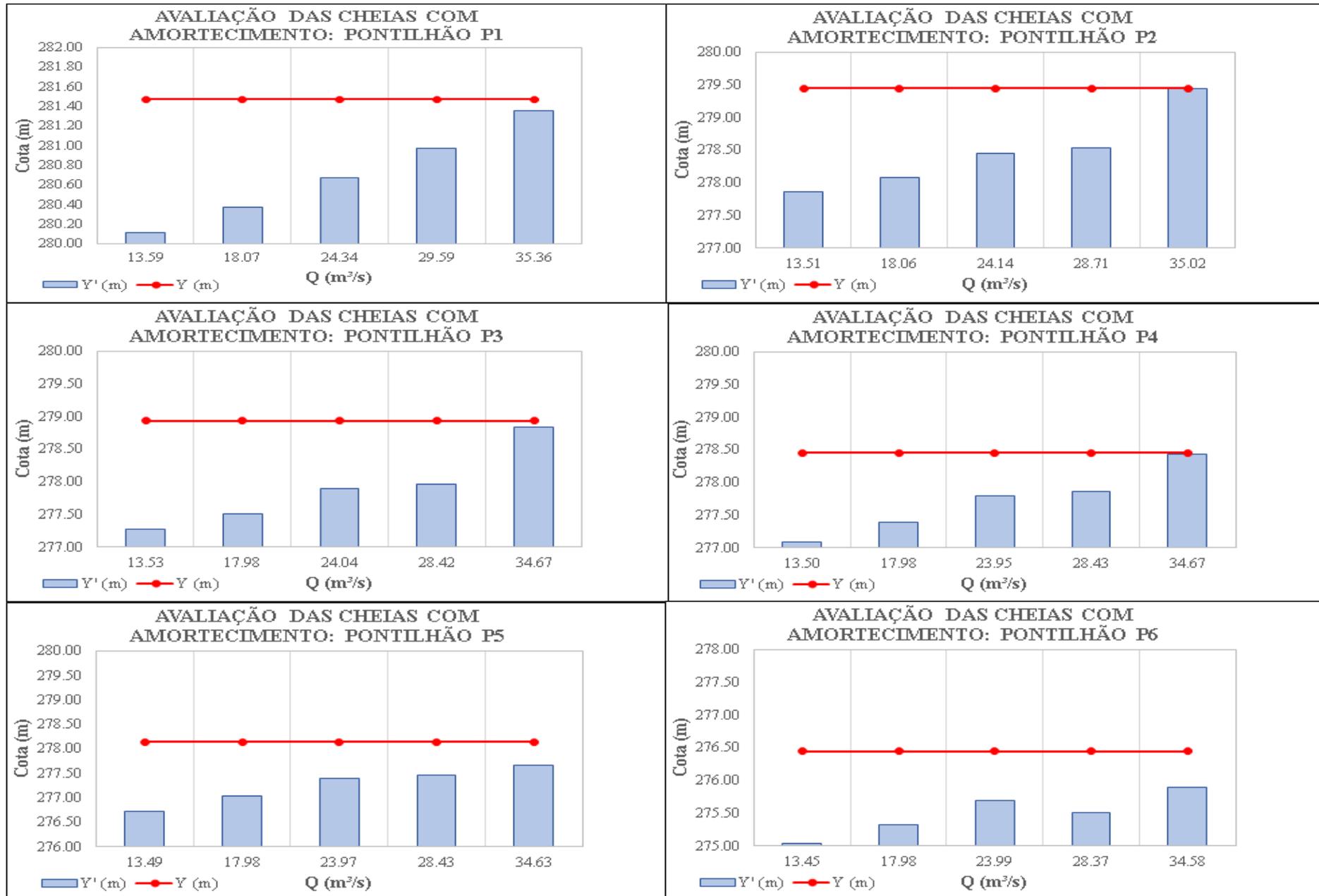
Fonte: Autor (2023)

**Quadro 2** – Tabelas de cotas e vazões com amortecimento dos pontilhões (p1, p2, p3, p4, p5, p6) para tr's: 5, 10, 25, 50 e 100 anos.

Pontilhão	TR (anos)	Y (m)	Y' (m)	$\Delta Y$ (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)
P1	5	281,47	280,11	-	13,59
P1	10	281,47	280,37	-	18,07
P1	25	281,47	280,67	-	24,34
P1	50	281,47	280,97	-	29,59
P1	100	281,47	281,35	-	35,36
Pontilhão	TR (anos)	Y (m)	Y' (m)	$\Delta Y$ (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)
P3	5	278,93	277,27	-	13,53
P3	10	278,93	277,50	-	17,98
P3	25	278,93	277,89	-	24,04
P3	50	278,93	277,96	-	28,42
P3	100	278,93	278,83	-	34,67
Pontilhão	TR (anos)	Y (m)	Y' (m)	$\Delta Y$ (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)
P5	5	278,14	276,73		13,49
P5	10	278,14	277,04		17,98
P5	25	278,14	277,40		23,97
P5	50	278,14	277,45		28,43
P5	100	278,14	277,66		34,63
Pontilhão	TR (anos)	Y (m)	Y' (m)	$\Delta Y$ (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)
P2	5	279,44	277,86	-	13,51
P2	10	279,44	278,08	-	18,06
P2	25	279,44	278,45	-	24,14
P2	50	279,44	278,54	-	28,71
P2	100	279,44	279,44	-	35,02
Pontilhão	TR (anos)	Y (m)	Y' (m)	$\Delta Y$ (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)
P4	5	278,45	277,09	-	13,50
P4	10	278,45	277,39	-	17,98
P4	25	278,45	277,80	-	23,95
P4	50	278,45	277,86	-	28,43
P4	100	278,45	278,43	-	34,67
Pontilhão	TR (anos)	Y (m)	Y' (m)	$\Delta Y$ (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)
P6	5	276,44	275,03	-	13,45
P6	10	276,44	275,33	-	17,98
P6	25	276,44	275,70	-	23,99
P6	50	276,44	275,50	-	28,37
P6	100	276,44	275,90	-	34,58

Fonte: Autor (2023).

**Figura 23** – Vazões amortecidas e cotas altimétricas para seções dos pontilhões (p1, p2, p3, p4, p5, p6) para tr's:5,10,25, 50 e 100 anos.



Fonte: Autor (2023)

## 5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O presente trabalho buscou simular computacionalmente a propagação de cheias através da modelagem hidráulico-hidrológica, fitando analisar o impacto na calha do riacho Maratoan, a jusante do açude Veremos.

Inicialmente na etapa da modelagem hidrológica através do modelo HEC-HMS, foi possível determinar as vazões de projeto para os períodos de retorno estabelecidos: 5, 10, 25, 50 e 100 anos, em dois cenários distintos: com a ausência do barramento do açude Veremos e com a presença do mesmo.

Na sequência, os dados obtidos anteriormente foram utilizados como dados de entrada no modelo hidráulico, em conjunto com a inserção da geometria das calhas e pontilhões. Após a simulação através do modelo HEC-RAS foi possível verificar o comportamento do escoamento dentro da calha através das análises do perfil longitudinal e das seções transversais.

Ao analisar o modelo hidráulico pode-se notar que a cota da lâmina d'água apenas transpassa os pontilhões nos períodos de retorno de 50 e 100 anos, no cenário sem o barramento. Já no cenário com a presença do barramento, nota-se que as cotas atingidas pelas vazões de pico amortecidas não ultrapassam a cota de crista do pontilhão. Sendo assim é possível avaliar que estes elementos hidráulicos têm sua eficiência comprometida apenas para  $T_r$ 's: 50 e 100 anos, no cenário em que não há presença do barramento.

Ainda, no desenvolvimento do estudo como um todo, pode-se perceber que quando as vazões propagadas na calha do riacho Maratoan são comparadas nos dois cenários: sem barramento e com barramento, percebe-se que as lâminas d'água deste primeiro atingiram maiores cotas em relação ao segundo, mostrando assim a eficiência e vantagem da presença do barramento do açude Veremos no amortecimento da cheia.

Ademais, é importante ressaltar que embora as técnicas de modelagem busquem reprojeter os fenômenos que ocorrem na natureza, sempre será uma tarefa complexa, uma vez que a dinamicidade deste sistema está em constante transformação. Assim, para se representar com melhor grau de precisão as seções transversais dos corpos d'água e, conseqüentemente, as condições de escoamento, se faz necessário a obtenção de mais dados de campo referentes à topografia do terreno e batimetria da área de estudo.

Com todos os objetivos estabelecidos cumpridos, conclui-se que o rompimento hipotético do barramento do Açude Veremos sob as condições previstas no estudo em questão, impacta diretamente no trecho a jusante, podendo acarretar danos potenciais na área afetada, além da potencial chance de perda de vidas humanas.

## REFERÊNCIAS

ANDRADE, C. J. S. **Modelagem hidráulica e hidrológica para diagnóstico de áreas susceptíveis a inundações com limitações de dados fisiográficos e hidrometeorológicos**: estudo de caso Guidoal-MG. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto. Pró-Reitoria de Pesquisa e Pós-Graduação. PROAMB. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental. Área de Concentração: Recursos Hídricos, Ouro Preto-MG, 2017.

ARAGÃO, R. et al. Chuvas intensas para o Estado de Sergipe com base em dados desagregados de chuva diária. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, Campina Grande, v. 17, n. 3, p. 243-252, 21 dez. 2013.

ADILSON MOREIRA, T. **Modelagem hidrológica chuva-vazão com dados de radar e pluviômetros**. Curitiba: [s.n.], 2005.

BATISTA, T. L. **Geração de equações IDF dos municípios cearenses pelo método de desagregação por isozonas implementado em um programa computacional**. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil: Recursos Hídricos, Fortaleza, 2018. 94 f.

BRUNNER, G. W. (California). **HEC-RAS River Analysis System Hydraulic Reference Manual Version 5.0**. Davis: Hydrologic Engineering Center - US Army Corps of Engineers, 2016.

CABRAL, S. L.; CAMPOS, J. N. B.; TEXEIRA, A. F.; SILVEIRA, S. C. Hydrologic and hydraulic modelling integrated with GIS: a study of the Acaraú river basin – CE. **Journal of Urban and Environmental Engineering**, v.8, p.167-174, 2014.

CABRAL, S. L.; CAMPOS, J. N. B.; TEXEIRA, A. F.; SILVEIRA, S. C. Integração do SIG, HEC/HMS e HEC/RAS no mapeamento de áreas de inundação urbana: aplicação à bacia do rio Granjeiro-CE. São Paulo, UNESP, **Geociências**, v. 35, n. 1, p. 90-101, 2016.

CANHOLI, A. P. Drenagem urbana e controle de enchentes. São Paulo: Oficina de textos, 2005.

CARVALHO, P. S. R. d. Estudo da propagação de ondas de cheias no Ribeirão José Pereira , em Itajubá , utilizando HEC-RAS. Tese (Doutorado), 2012.

CAMPOS, A. R. et al. Equações de intensidade de chuvas para o estado do Maranhão. **Engenharia na Agricultura**, Viçosa - Mg, v. 23, n. 5, p. 435-447, out. 2015.

COELHO FILHO, J. A. P.; MELO, D. C. R.; ARAÚJO, M. L. M. Intense rainfall study

of Goiânia/GO by modeling maximum annual events using Gumbel and Generalized Extreme Value distributions. **Ambiência**, [S.l.], v. 13, n. 1, p. 75-88, 2017. GN1 Genesis Network. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.5935/ambiencia.2017.01.05>. Acesso em: 2 de jun. 2023.

COLLISCHONN, W.; DORNELLES, F. **Hidrologia para engenharia e ciências ambientais**. Porto Alegre: ABRH,, 2015. 346 p. Disponível em: <https://livros.abrhidro.org.br/heca/?CHAVE=E17FACCF27>. Acesso em: 2 de jun. 2023.

CHOW, V.T. **Applied hydrology**, New York: McGraw-Hill, 1988. 572 p.

CHOW, Ven Te. **Open Channel Hydraulics**. New York: McGraw -Hill Book Co, N.Y.,1959. 680p.

CUNGE, J.A., HOLLY, F. M., VERWEY, A. **Practical Aspects of Computational River Hydraulics**. Boston: Pitman, 419 p., 1980.

DA SILVA ANDRADE, C. J. **Modelagem hidráulica e hidrológica para diagnóstico de áreas susceptíveis a inundações com limitações de dados fisiográficos e hidrometeorológicos: Estudo de caso Guidoal-MG**. Ouro Preto: [s.n.], 2017.

FUNCEME. **Com chuvas em mais de 130 municípios, Crateús registra 157 mm**.2020. Disponível em: <http://www.funceme.br/?p=6730>. Acesso em: 02 abr. 2023.

GLOBO. **Crateús tem maior chuva do país segundo inmet, casas e comércios ficaram alagados no município**.2020. Disponível em: <https://g1.globo.com/ce/ceara/noticia/2020/03/25/crateus-tem-maior-chuva-do-pais-segundo-inmet-casas-e-comercios-ficaram-alagados-no-municipio/> Acesso em: 2 abr. 2023.

GRIBBIN, Jonh E. **Introdução a Hidráulica, Hidrologia e Gestão de Águas Pluviais**. 4. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2016. 526 p.

GUILHON, L. G. F.; ROCHA, V. F. Comparação dos métodos de previsão de vazões naturais afluentes a aproveitamentos hidrelétricos. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 12, n. 3, p. 13-20, 2007

IPECE. **Perfil Regional**. 2021. Disponível em: <http://ipecedata.ipece.ce.gov.br/ipece-data-web/module/perfil-regional.xhtml>. Acesso em: 25 abr. 2023.

LAUTHARTE, S. L. **Verificação do modelo de hidrograma unitário da SCS para sub-bacias hidrográficas de Porto Alegre**. Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal de Santa Maria, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, Curso de Engenharia Civil. Santa Maria-RS, 2015. 106f. Disponível em: [http://www.ct.ufsm.br/engcivil/images/PDF/2\\_2015/TCC\\_SHAILO%20LACERDA%20LAUTHARTE.compressed%201.pdf](http://www.ct.ufsm.br/engcivil/images/PDF/2_2015/TCC_SHAILO%20LACERDA%20LAUTHARTE.compressed%201.pdf). Acesso em: 3 de jun. 2023.

- MARTIN, O.; RUGUMAYO, A.; OVCHAROVICHOVA, J. Application of HEC HMS/RAS and GIS tools in flood modeling: A case study for river Sironko – Uganda. **Journal of Engineering, Design and Technology**, v.1, n. 2, p. 19-31, 2012.
- MARENCO, J. A. **Caracterização do clima no século XX e Cenários Climáticos no Brasil e na América do Sul para o século XXI derivados dos Modelos Globais de Clima do IPCC**, 2007 (Relatório Técnico).
- MONTE, B. E. O.; COSTA, D. D.; CHAVES, M. B.; MAGALHÃES, L. D. O.; UVO, C. B. Modelagem hidrológica e hidráulica aplicada ao mapeamento de áreas inundáveis. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 21, n. 1, p. 152-167, 2016.
- OLIVEIRA, L. C. S. **Simulação do rompimento de barragens na Bacia Hidrográfica do Banabuiú-CE**. Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Curso de Engenharia Civil, Fortaleza, 2018.
- PONTES, P. R. et al. Modelagem hidrológica e hidráulica de grande escala com propagação inercial de vazões. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, [S.l.], 2015.
- PORTO, R. M. **Hidráulica Básica**. São Carlos: EESC-USP, 540 p., 2006.
- REIS, J. B. C. D. **Monitoramento e alerta de inundação no Município de Itajubá (MG) através de modelos matemáticos**. 2014. 82 f. Dissertação (Mestrado em meio ambiente e Recursos Hídricos) – Universidade Federal de Itajubá, Itajubá, 2014.
- RIBEIRO NETO, A. R.; BATISTA, L. F. D. R.; COUTINHO, R. Q. Methodologies for generation of hazard indicator maps and flood prone areas: municipality of Ipojuca / PE. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, 2016. v. 21, n. 2, p. 377–390.
- RAGHUNATH, H. M. **Hydrology**. New Delhi: New Age International, [S.l.], 2006. 463 p.
- SIDDAYAO, G. P.; VALDEZ, S. E.; FERNANDEZ, L. P. Modeling Flood Risk for an Urban CBD Using AHP and GIS. **International Journal of Information and Education Technology**, v.5, p.748-753, 2015.
- SIQUEIRA, V. A.; FLEISCHMANN, A. S.; COLLISCHONN, W. FAN, F. M. Desenvolvimento de um sistema operacional de previsão de cheias na Bacia do Taquari-Antas / RS. In: **XXI SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS**. Brasília – DF, 2015
- SOUSA, Maria Carolina Mesquita de. **Avaliação da drenagem superficial da microbacia urbana do riacho Maratoan, município de Crateús, Ceará**. 2022. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Ambiental e Sanitária) - Campus de Crateús, Universidade Federal do Ceará, Crateús, 2022.
- SHEN, H., YEN, B.C., *Advances in Open-Channel Hydraulics after Ven Te Chow*,

**Journal of Hydrology**, vol. 64, pp 333-348, 1984.

TUCCI, C. E. M. **Hidrologia: ciência e aplicação**. 2013. ed. Porto Alegre: ABRH/Editora da UFRGS, 2013. (Coleção ABRH de Recursos Hídricos, v.4). 145 p.

USACE – **US Army Corps of Engineers**. Disponível em:<https://www.hec.usace.army.mil/>. Acesso em: 5 jun. 2023.

**APÊNDICE A - DADOS DE PRECIPITAÇÃO PARA MÉTODO DOS BLOCOS ALTERNADOS  
TR (5).**

Equação IDF		Cálculo para transformação			Blocos alternados	
td (min)	i (mm/h)	P=i.td (mm)	$\Delta P$ (mm)	$\Delta P/\Delta t$ (mm/h)	t (min)	i (mm/h)
6	239.566097	23.9566097	23.9566097	143.7396582	6	8.15412925
12	185.547307	37.1094613	13.1528516	78.91710962	12	9.15918344
18	152.979983	45.8939949	8.78453361	52.70720167	18	10.4680272
24	130.995786	52.3983143	6.50431936	39.02591615	24	12.2413277
30	115.058237	57.5291183	5.13080404	30.78482423	30	14.7739479
36	102.920849	61.7525091	4.22339079	25.34034471	36	18.6667272
42	93.3376964	65.3363875	3.58387839	21.50327036	42	25.3403447
48	85.5593859	68.4475087	3.11112121	18.66672723	48	39.0259162
54	79.1067511	71.196076	2.74856729	16.49140376	54	78.9171096
60	73.6584006	73.6584006	2.46232464	14.77394786	60	143.739658
66	68.9903099	75.8893409	2.23094031	13.38564184	66	52.7072017
72	64.9413019	77.9295622	2.04022129	12.24132772	72	30.7848242
78	61.3923006	79.8099908	1.88042855	11.2825713	78	21.5032704
84	58.25333	81.554662	1.74467119	10.46802717	84	16.4914038
90	55.4550709	83.1826064	1.62794444	9.767666669	90	13.3856418
96	52.9432106	84.709137	1.52653057	9.159183437	96	11.2825713
102	50.6745589	86.1467502	1.43761318	8.62567906	102	9.76766667
108	48.6143176	87.5057717	1.35902154	8.154129254	108	8.62567906
114	46.7341203	88.7948286	1.28905686	7.734341138	114	7.73434114
120	45.0106	90.0211999	1.22637138	7.358228279	120	7.35822828

**APÊNDICE B - DADOS DE PRECIPITAÇÃO PARA MÉTODO DOS BLOCOS ALTERNADOS  
TR (10).**

Equação IDF		Cálculo para transformação			Blocos alternados	
td (min)	i (mm/h)	P=i.td (mm)	$\Delta P$ (mm)	$\Delta P/\Delta t$ (mm/h)	t (min)	i (mm/h)
6	220.831551	22.0831551	22.0831551	132.4989304	6	7.51646009
12	171.037137	34.2074275	12.1242724	72.74563432	12	8.44291703
18	141.016643	42.304993	8.09756557	48.58539342	18	9.64940657
24	120.751654	48.3006616	5.99566862	35.97401171	24	11.2840315
30	106.060453	53.0302266	4.72956493	28.37738961	30	13.6185957
36	94.872233	56.9233398	3.89311321	23.35867924	36	17.206952
42	86.0385025	60.2269517	3.30361196	19.82167175	42	23.3586792
48	78.8684713	63.0947771	2.86782533	17.20695195	48	35.9740117
54	72.9204455	65.6284009	2.53362385	15.20174311	54	72.7456343
60	67.8981669	67.8981669	2.26976595	13.61859568	60	132.49893
66	63.5951302	69.9546432	2.05647633	12.33885796	66	48.5853934
72	59.8627626	71.8353151	1.88067191	11.28403149	72	28.3773896
78	56.5913003	73.5686904	1.73337529	10.40025173	78	19.8216717
84	53.6978034	75.1769248	1.60823443	9.649406573	84	15.2017431
90	51.1183738	76.6775608	1.50063594	9.003815663	90	12.338858
96	48.802946	78.0847136	1.40715284	8.442917033	96	10.4002517
102	46.7117074	79.4099026	1.32518896	7.951133762	102	9.00381566
108	44.8125811	80.6626459	1.25274335	7.51646009	108	7.95113376
114	43.0794189	81.850896	1.18825004	7.129500242	114	7.12950024
120	41.4906813	82.9813626	1.13046669	6.782800159	120	6.78280016

**APÊNDICE C- DADOS DE PRECIPITAÇÃO PARA MÉTODO DOS BLOCOS ALTERNADOS TR  
(25).**

Equação IDF		Cálculo para transformação			Blocos alternados	
td (min)	i (mm/h)	$P=i \cdot td$ (mm)	$\Delta P$ (mm)	$\Delta P/\Delta t$ (mm/h)	t (min)	i (mm/h)
6	196.25408	19.625408	19.625408	117.7524483	6	6.67991489
12	152.001541	30.4003083	10.7749002	64.64940144	12	7.50326171
18	125.322182	37.5966545	7.19634617	43.17807704	18	8.57547487
24	107.312586	42.9250345	5.32838006	31.97028036	24	10.028174
30	94.2564441	47.128222	4.20318752	25.2191251	30	12.1029127
36	84.313418	50.5880508	3.45982877	20.75897262	36	15.2919025
42	76.4628385	53.5239869	2.93593612	17.61561674	42	20.7589726
48	70.0907967	56.0726373	2.54865041	15.29190246	48	31.9702804
54	64.804757	58.3242813	2.25164392	13.50986354	54	64.6494014
60	60.3414334	60.3414334	2.01715211	12.10291267	60	117.752448
66	56.5173036	62.169034	1.82760058	10.96560349	66	43.178077
72	53.2003302	63.8403963	1.67136234	10.02817404	72	25.2191251
78	50.2929657	65.3808554	1.54045911	9.242754641	78	17.6156167
84	47.7215009	66.8101012	1.42924581	8.575474872	84	13.5098635
90	45.4291491	68.1437237	1.33362251	8.001735069	90	10.9656035
96	43.3714171	69.3942673	1.25054362	7.50326171	96	9.24275464
102	41.5129231	70.5719693	1.17770192	7.066211509	102	8.00173507
108	39.8251602	71.6852884	1.11331915	6.679914888	108	7.06621151
114	38.2848905	72.741292	1.05600363	6.336021776	114	6.33602178
120	36.8729717	73.7459433	1.00465129	6.027907715	120	6.02790771

**APÊNDICE D - DADOS DE PRECIPITAÇÃO PARA MÉTODO DOS BLOCOS ALTERNADOS  
TR (50).**

Equação IDF		Cálculo para transformação			Blocos alternados	
td (min)	i (mm/h)	P=i.td (mm)	$\Delta P$ (mm)	$\Delta P/\Delta t$ (mm/h)	t (min)	i (mm/h)
6	175.337848	17.5337848	17.5337848	105.2027089	6	5.96798752
12	135.801626	27.1603252	9.62654034	57.75924204	12	6.70358425
18	111.96568	33.5897041	6.42937895	38.57627367	18	7.66152381
24	95.8754993	38.3501997	4.76049564	28.56297383	24	8.95939821
30	84.2108457	42.1054228	3.75522309	22.53133854	30	10.8130168
36	75.3275206	45.1965123	3.09108952	18.54653713	36	13.6621326
42	68.3136347	47.8195443	2.62303194	15.73819167	42	18.5465371
48	62.620708	50.0965664	2.2770221	13.6621326	48	28.5629738
54	57.8980402	52.1082362	2.01166977	12.07001861	54	57.759242
60	53.9104056	53.9104056	1.80216946	10.81301678	60	105.202709
66	50.4938413	55.5432255	1.63281983	9.796918952	66	38.5762737
72	47.5303821	57.0364585	1.49323303	8.959398207	72	22.5313385
78	44.9328766	58.4127396	1.37628112	8.2576867	78	15.7381917
84	42.6354716	59.6896602	1.27692064	7.661523814	84	12.0700186
90	40.5874326	60.8811488	1.19148861	7.148931657	90	9.79691895
96	38.7490081	61.9984129	1.11726404	6.703584249	96	8.2576867
102	37.0885874	63.0505985	1.05218561	6.313113683	102	7.14893166
108	35.5807017	64.0452631	0.99466459	5.967987518	108	6.31311368
114	34.2045898	64.9887207	0.9434576	5.660745609	114	5.66074561
120	32.9431495	65.8862989	0.89757825	5.385469516	120	5.38546952

## APÊNDICE E- HIDROGRAMAS.

