

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Mariane Stivanin

**CONTROLE DE CHEIAS EM ÁREAS URBANAS: CASO DE
ESTUDO DE RONDINHA - RS**

Porto Alegre
julho 2015

MARIANE STIVANIN

**CONTROLE DE CHEIAS EM ÁREAS URBANAS: CASO DE
ESTUDO DE RONDINHA - RS**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Carlos André Bulhões Mendes

Porto Alegre
julho 2015

MARIANE STIVANIN

**CONTROLE DE ENCHENTES EM ÁREAS URBANAS: CASO
DE ESTUDO DE RONDINHA - RS**

Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, julho de 2015

Prof. Carlos André Bulhões Mendes
Dr. em Planejamento de Recursos Hídricos pela University of Bristol
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt
Dra. pelo PPGA/UFRGS
Coordenador

BANCA EXAMINADORA

Prof. Carlos André Bulhões Mendes (UFRGS)
Dr. pela University of Bristol, Inglaterra

Prof. André Luiz Lopes da Silveira (UFRGS)
Dr. pela Université de Montpellier II, França

Prof. Francisco Carlos Bragança de Souza (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal de Santa Catarina

Dedico este trabalho a meus pais, Ivaldir e Marinez, pelo apoio, amor e carinho incondicional, e a minha irmã, Maieri, por tudo.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Carlos André, orientador deste trabalho, pelo auxílio e apoio no desenvolvimento do mesmo, contribuindo para o aprimoramento dos meus conhecimentos acadêmicos.

Agradeço à Profa. Carin Maria Schmitt, coordenadora da disciplina, pela extrema dedicação aos alunos, possibilitando a realização deste trabalho.

Agradeço aos professores da Escola de Engenharia da UFRGS, que me transmitiram conhecimentos valiosos durante todo o período de graduação.

Agradeço à Prefeitura Municipal de Rondinha, em especial ao senhor prefeito Ezequiel Pasquetti, que gentilmente cedeu informações sobre estudos que estão sendo realizados no Município, essenciais no desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço aos amigos que conheci na faculdade pelo companheirismo demonstrado ao longo de todos esses anos e sem os quais minha passagem pela universidade não seria tão satisfatória.

Agradeço aos meus pais, Ivaldir e Marinez, que desde muito cedo me estimularam e me fizeram acreditar no meu potencial, e que estiveram ao meu lado, não só no período de graduação, mas em toda a minha vida.

Agradeço à minha irmã, Maieri, pelos conselhos, suporte e companheirismo que me acompanham desde a infância e que me ajudaram a chegar até aqui.

Agradeço, especialmente, ao Eduardo, que soube aceitar e compreender as minhas ausências durante todos esses anos, mantendo-se ao meu lado e ajudando a enfrentar todas as dificuldades.

O tempo perdido é algo que não pode ser reciclado.

Taiichi Ohno

RESUMO

Este trabalho versa sobre a escolha de uma estrutura tecnicamente viável para o controle de cheias em áreas urbanas localizadas em regiões alagáveis. A revisão bibliográfica apresenta as opções de soluções existentes nessa área e suas principais características e define os métodos hidrológicos utilizados para determinar os parâmetros necessários para a análise das condições locais. Na segunda parte do trabalho, o local de estudo é caracterizado e são definidas as características hidrológicas da bacia que compõem o sistema que mais influenciam as cheias. Após análise dos dados apresentados é feita a indicação da estrutura considerada a mais indicada para o município de Rondinha, um reservatório de detenção, e realizado um dimensionamento simplificado do mesmo, que tem por objetivo comprovar a eficiência do método escolhido.

Palavras-chave: controle de cheias, métodos hidrológicos, reservatório de detenção.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Localização do município de Rondinha-RS	17
Figura 2 – Hidrografia do Município	18
Figura 3 – Etapas do trabalho de diplomação	20
Figura 4 – Hidrogramas típicos de bacias de retenção.....	29
Figura 5 – Reservatório de retenção <i>on-line</i>	31
Figura 6 – Reservatório de retenção <i>off-line</i>	31
Figura 7 – Hidrograma unitário triangular sintético.....	42
Figura 8 – Inundação na avenida Sarandi, esquina com a rua Sete de Setembro, em 2012	52
Figura 9 – Delimitação das microbacias.....	54
Figura 10 – Composição do uso do solo na macrobacia.....	55
Figura 11 – Curva IDF para o município de Chapecó - SC	57
Figura 12 – Chuva de projeto x Chuva efetiva da bacia do tributário.....	58
Figura 13 – Chuva de projeto x Chuva efetiva da bacia do arroio Lambari	58
Figura 14 – Hidrograma de projeto para T_r de 25 anos	62
Figura 15 – Hidrograma de projeto para T_r de 50 anos	62
Figura 16 – Local de implantação da estrutura de retenção	66
Figura 17 – Ocupação atual da área	66
Figura 18 – Ocupação atual da área	67
Figura 19 – Hidrograma de entrada e saída para $T_r = 25$ anos	70
Figura 20 – Hidrograma de entrada e saída para $T_r = 50$ anos	70

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Tipos de solos identificados pelo método SCS.....	38
Quadro 2 – Características dos métodos de dimensionamento de estruturas	47

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de CN para bacias rurais.....	39
Tabela 2 – Valores de CN para bacias urbanas e suburbanas.....	40
Tabela 3 – Determinação dos parâmetros CN e S.....	55
Tabela 4 – Valores do hidrograma unitário para cada bacia.....	59
Tabela 5 – Valores do hidrograma unitário por bloco de chuva excedente para a bacia do tributário com $T_r = 25$ anos.....	60
Tabela 6 – Valores do hidrograma unitário por bloco de chuva excedente para a bacia do Lambari com $T_r = 25$ anos.....	61
Tabela 7 – Cálculo da função auxiliar.....	69

LISTA DE SIGLAS

CN - Coeficiente que indica as condições de cobertura e solo de ma área

EUA - Estados Unidos da América

HU - Hidrograma Unitário

HUT – Hidrograma Unitário Triangular Sintético

IDF – Curva Intensidade-Duração-Frequência

INMET – Instituto Nacional de Meteorologia

Metroplan – Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional

SAR - Sociedade Aquática Rondinhense

SCS - *Soil Conservation Service*

LISTA DE SÍMBOLOS

A_d – área de drenagem (km^2)

a_0 – área da seção transversal do orifício (m^2)

a – coeficiente (adotado 0,155)

b – coeficiente (adotado 9,2)

c – coeficiente (adotado 0,739)

c_v – coeficiente de vazão

d – duração da precipitação efetiva

g – aceleração da gravidade ($9,81 \text{ m}^2/\text{s}$)

I – intensidade da chuva (mm/h)

I_s – declividade média da bacia (%).

k – coeficiente (adotado 846,1)

k_0 – coeficiente DE descarga do orifício

L – comprimento do talvegue principal (km)

L_u – comprimento útil da soleira (m)

n – coeficiente de Manning (adotado 0,025)

P – precipitação total (mm)

P_{ef} – precipitação efetiva (mm)

Q_p – vazão de pico (m^3/s)

S – capacidade máxima de retenção da camada superior do solo (mm)

t_a – tempo de ascensão do hidrograma

t_b – tempo de base do hidrograma

t_c – tempo de concentração

t_d – duração da precipitação

t_p – tempo de pico do hidrograma

t_r – período de retorno (anos)

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	19
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	19
2.2 OBJETIVO DA PESQUISA	19
2.3 PREMISSA	19
2.4 DELIMITAÇÕES	19
2.5 LIMITAÇÕES	19
2.6 DELINEAMENTO	20
3 INUNDAÇÕES URBANAS: BREVE CONTEXTUALIZAÇÃO	22
4 MEDIDAS DE CONTROLE DE CHEIA	24
4.1 MEDIDAS NÃO-ESTRUTURAIS	24
4.2 MEDIDAS ESTRUTURAIS	25
4.2.1 Extensivas	25
4.2.2 Intensivas	26
4.2.2.1 Medidas que aceleram o escoamento do rio	26
4.2.2.2 Medidas que desviam o escoamento do rio	26
4.2.2.3 Medidas que amortecem e retardam o escoamento do rio	27
4.2.2.3.1 Reservatórios de retenção	28
4.2.2.3.2 Reservatórios de detenção	28
5 METODOLOGIAS E DEFINIÇÕES DE PROJETO	34
5.1 ESTUDOS HIDROLÓGICOS	34
5.1.1 Análise das precipitações	34
5.1.2 Distribuição temporal das precipitações	36
5.1.3 Precipitação efetiva	37
5.1.4 Hidrograma Unitário	40
5.2 ESTUDOS HIDRÁULICOS	44
5.2.1 Estruturas de saída	44
5.2.2 Métodos de dimensionamento	46
6 CARACTERIZAÇÃO DO ESTUDO DE CASO	50
6.1 LOCALIZAÇÃO, TOPOGRAFIA E GEOLOGIA	50
6.2 HIDROGRAFIA	50
6.3 RESTRIÇÕES DO ARROIO NO TRECHO URBANO	51
6.4 ESTUDOS HIDROLÓGICOS	53

6.4.1 Caracterização da bacia hidrográfica	53
6.4.2 Cálculo da curva IDF, hietograma de projeto e chuva efetiva	56
6.4.3 Hidrograma de projeto	59
7 ESCOLHA E DIMENSIONAMENTO DO MÉTODO DE CONTROLE DE CHEIAS	64
7.1 ESCOLHA DO MÉTODO	64
7.2 CONDIÇÕES DE IMPLANTAÇÃO	65
7.3 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA DE DETENÇÃO	68
8 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES DE PESQUISAS FUTURAS	72
REFERÊNCIAS	73
APÊNDICE A	75
APÊNDICE B	78
APÊNDICE C	91
APÊNDICE D	93
APÊNDICE E	96

1 INTRODUÇÃO

O desenvolvimento de aglomerações urbanas, desde a antiguidade, esteve intimamente ligada à proximidade do homem com os recursos hídricos, tanto pequenos afluentes como rios de maior porte. Embora a proximidade com o rio fosse desejada, documentos antigos já relatavam o conhecimento, por parte das sociedades, sobre a invasão das águas em determinadas áreas, procurando construir suas moradias em cotas mais elevadas, as quais os rios provavelmente não atingiriam, os livrando de enchentes. Seja pelo desenvolvimento urbano desordenado ou pela falta de informações a respeito das cheias dos rios, cada vez mais áreas consideradas de risco estão sendo ocupadas.

De acordo com Tucci (2007, p. 128):

As inundações são mais antigas que a existência do homem na Terra. A sociedade sempre procurou ficar perto dos rios para usá-los como transporte, obter água para seu consumo e mesmo dispor seus dejetos. As áreas ribeirinhas que correspondem ao leito maior geralmente são planas, propícias para o assentamento humano. Isto tem motivado a sua ocupação, principalmente quando a frequência de inundação é baixa.

Ainda segundo o autor, "As inundações representam 50% dos desastres naturais relacionados com a água, dos quais 20% ocorrem nas Américas." (TUCCI, 2007, p. 131).

Uma vez ocupadas pela população, as várzeas alagadas dificilmente serão interditadas pela administração pública, tanto por fatores sociais quanto econômicos, restando a essas pessoas conviver com os riscos de alagamentos e todas as suas implicações. Nesse cenário, obras de Engenharia se fazem necessárias para que a convivência entre a população e os rios seja a menos danosa possível.

As obras ligadas ao controle de inundações são divididas em estruturais e não-estruturais. As primeiras são definidas por Tucci (2012, p. 627) da seguinte maneira:

As medidas estruturais são obras de Engenharia implementadas para reduzir o risco de enchentes. Essas medidas podem ser extensivas ou intensivas. As medidas extensivas são aquelas que agem na bacia, procurando modificar as relações entre precipitação e vazão, como a alteração da cobertura vegetal do solo, que reduz e retarda os picos de enchentes e controla a erosão da bacia. As medidas intensivas são

aquelas que agem no rio e podem ser de três tipos (Simons et al., 1977)¹: a) aceleram o escoamento: construção de diques e *polders*, aumento da capacidade de descarga dos rios e corte de meandros; b) retardam o escoamento: reservatórios e as bacias de amortecimento; c) desvio do escoamento: são obras como canais de desvio.

Já as medidas não-estruturais estão ligadas à adoção de medidas preventivas para que a população conviva melhor com as enchentes, reduzindo seus prejuízos. Algumas delas, citadas por Tucci (2007, p. 158), são "[...] previsão e alerta de inundação, seguro e proteção individual e zoneamento de áreas de risco."

A ocorrência de grandes inundações urbanas, e os transtornos que as acompanham, costumam ter destaque na mídia. Muitos estudos e projetos são realizados para tentar acabar ou minimizar esses eventos. Pequenos centros urbanos muitas vezes são esquecidos em projetos dessa natureza, uma vez que os prejuízos gerados pelas inundações, em comparação aos eventos ocorridos em grandes centros, são considerados baixos e também pelo alto custo da implantação de obras de Engenharia necessárias nesses casos. Um exemplo disso é o município Rondinha.

Rondinha está situado no norte do estado do Rio Grande do Sul, na região de Passo Fundo, com uma área de 252,2 km² (figura 1). De acordo com dados do censo de 2010, o Município possui uma população de 5518 habitantes, estimada em 5569 habitantes para o ano de 2014 (INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA, 2011).

Comemorando 50 anos de emancipação em 2015, a origem da Cidade está ligada a aglomeração de famílias de descendência italiana em torno de uma fonte de água pura, onde hoje situa-se a praça municipal. O núcleo urbano da Cidade, que abriga aproximadamente 42% dos residentes, é cortada pelo rio Sarandi, de leste a oeste, e por seu afluente, o arroio Lambari, e fazem parte da bacia hidrográfica do Rio Uruguai (trabalho não publicado)².

¹ SIMONS, D. B. et al. **Flood flows, stages and damages**. Fort Collins: Colorado State University, 1977.

² Informações obtidas em relatório de estudo técnico desenvolvidos pela Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional (Metroplan) intitulado "Estudos hidrológicos e hidráulicos e projeto conceitual da bacia de detenção no arroio Lambari, município de Rondinha-RS" encomendado pela prefeitura municipal no ano de 2014.

Figura 1 – Localização do município de Rondinha-RS



(fonte: WIKIPÉDIA, 2014)

A Cidade tem um histórico de inundações. Até meados da década de 90, a invasão das águas do rio Sarandi em seu leito maior era responsável por grande parte dos prejuízos causados a população. Naquela época, um desvio no curso natural do rio foi criado, abrindo-se um canal de passagem em um maciço rochoso, fazendo com que o volume de água excedente não passasse pelo trecho que corta a cidade (figura 2). Apesar de reduzir a frequência e a gravidade das inundações, o problema não foi totalmente solucionado, pois as cheias do arroio Lambari ainda causam transtornos à população.

Figura 2 – Hidrografia do Município



(fonte: adaptado do GOOGLE EARTH, 2014)

A motivação desse trabalho surgiu dos constantes danos e prejuízos sofridos pela população do referido Município e tem por objetivo identificar uma solução viável para resolver o problema de alagamentos na região central da cidade. Será realizado um levantamento dos modelos de intervenção para o controle de cheias existentes e suas características, almejando identificar uma solução adequada para o Município, e determinadas as características hidrológicas da bacia de drenagem do arroio Lambari. Dessa forma será possível dimensionar a estrutura, de maneira simplificada, para avaliar a sua eficácia no combate as enchentes.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: entre as opções analisadas, qual medida de controle de cheias é a mais adequada e qual a justificativa para isso?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

O objetivo principal do trabalho é a proposição de uma obra de Engenharia adequada para solucionar o problema de inundações na região central de Rondinha.

2.3 PREMISSA

O trabalho tem por premissa que obras de Engenharia que controlam a vazão dos rios durante as cheias são intervenções estruturais que podem minimizar os problemas causados por inundações em centros urbanos localizados em planícies alagáveis.

2.4 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se a apresentar uma solução para as inundações urbanas que ocorrem na área central do município de Rondinha-RS.

2.5 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

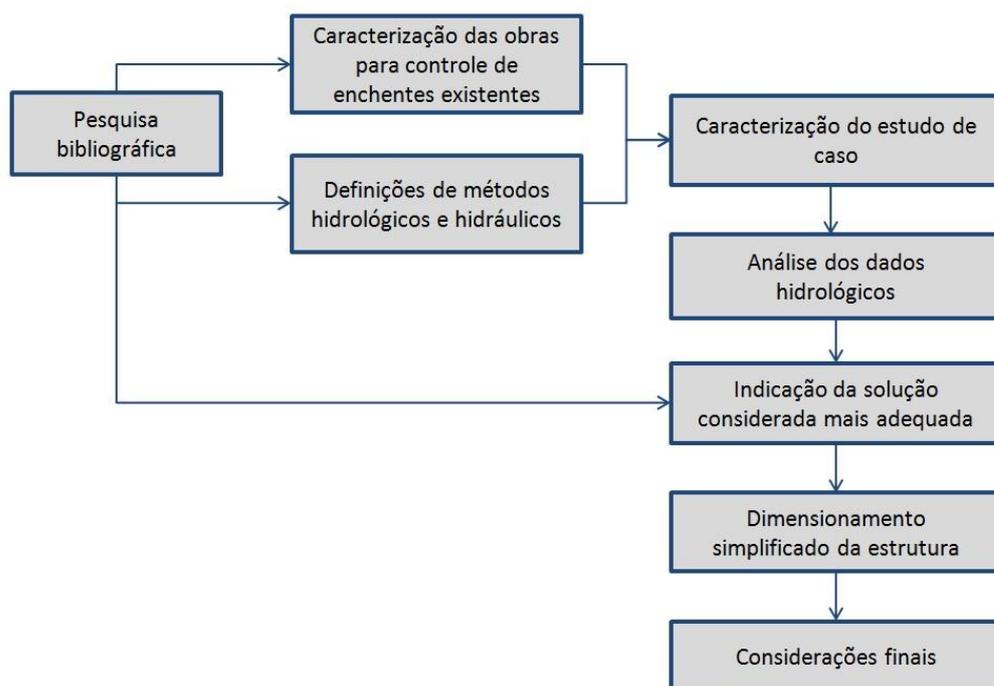
- a) abordagem apenas dos aspectos hidrológicos necessários para o dimensionamento simplificado da estrutura, sem contemplar todos os estudos hidráulicos necessários para um dimensionamento completo;
- b) dados obtidos em campo sobre condições hidráulicas e topográficas locais não realizados pela autora.

2.6 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado através das etapas apresentadas a seguir, representadas na figura 3, e são descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) caracterização das obras para controle de enchentes existentes;
- c) definições de métodos hidrológicos e hidráulicos;
- d) caracterização do estudo de caso;
- e) análise dos dados hidrológicos;
- f) indicação da solução considerada mais adequada;
- g) dimensionamento simplificado da estrutura;
- h) considerações finais.

Figura 3 – Etapas do trabalho de diplomação



(fonte: elaborado pela autora)

O trabalho iniciou-se com a pesquisa bibliográfica, que foi desenvolvida ao longo de todas as etapas deste trabalho de conclusão. Seu objetivo foi dar suporte a escolha do método a ser aplicado, justificando tecnicamente essa escolha. A pesquisa foi voltada para o embasamento teórico dos métodos existentes para o controle de enchentes em áreas urbanas, e suas principais características, bem como para o detalhamento dos métodos hidrológicos e

hidráulicos, sendo o último de maneira superficial, necessários ao desenvolvimento de um trabalho como o apresentado. Ela foi realizada através de consultas a livros, artigos científicos e de revistas e dissertações.

Em seguida, iniciou-se o detalhamento das características do estudo de caso apresentado, onde foram detalhadas as características que conduziram a escolha de um sistema compatível com a realidade local. Também foram definidas as características hidrológicas existentes, através da aplicação de métodos descritos na pesquisa e que pudessem ser utilizados considerando uma situação real onde não existe disponibilidade de dados sobre eventos chuvosos no próprio Município.

Após essas análises foi possível indicar uma solução viável tecnicamente para minimizar os problemas de enchentes em Rondinha. A questão econômica não foi considerada nesta escolha, pois foge ao escopo deste trabalho. A indicação levou a um dimensionamento simplificado da estrutura que teve por objetivo, além de comprovar a eficiência da aplicação da solução, nortear uma possível continuação desse projeto preliminar. As considerações em função dos resultados obtidos foram feitas, verificando-se o alcance do objetivo proposto neste trabalho.

3 INUNDAÇÕES URBANAS: BREVE CONTEXTUALIZAÇÃO

Quando se fala de inundações em áreas urbanas existem dois fatores principais, e distintos, que podem ocorrer combinados ou isoladamente e levar a sua ocorrência. Um deles pode ser contextualizado com sendo decorrente dos processos de urbanização das cidades e suas relações com as águas da chuva, como observado por Barbosa (2006, p. 31):

As águas pluviais são dissipadas através da evapotranspiração, infiltração e escoamento superficial. Com o crescimento dos centros urbanos, todos estes processos são reduzidos drasticamente, o que faz aumentar o escoamento, encurtando o seu tempo de concentração, causando graves reflexos nos cursos de drenagem natural, provocando erosão, assoreamento e enchentes. As enchentes aumentam sua frequência e intensidade devido à ocupação do solo com superfícies impermeáveis e construção inadequadas como pontes e aterros.

Porto et al. (2012, p. 806) reforçam essa conclusão indicando que "As consequências da urbanização que mais diretamente interferem com a drenagem urbanas são as alterações do escoamento superficial direto." estando estas ligadas principalmente ao aumento da ocupação solo, que impermeabiliza grandes áreas, fazendo com que a parcela de água que antes penetrava no solo, agora escoe pelos pavimentos até encontrar os sistemas de drenagem. Aliados a redes que não são mais capazes de suprimir a demanda, por diversos fatores, cidades de médio e grande porte tem convivido com alagamentos frequentes, não mais restritos a eventos de médio e alto períodos de retorno e sim a precipitações que foram consideradas nos projetos para dimensionamento do sistema de drenagem das cidades.

O outro fator é a ocupação das várzeas de inundação, ou áreas ribeirinhas, pela população. A seção natural de um rio é composta por dois leitos: o menor, no qual a água escoar na maior parte do tempo, e o maior, localizado em uma cota um pouco mais elevada e sujeito a inundações esporádicas. Essa frequência, que decorre do ciclo hidrológico do próprio rio, foi indicada por Tucci (2002, p. 8), como um risco de ocorrência de, em média, dois anos para grandes bacias (>1000 km²). Assim sendo, a ocorrência de inundações nessas áreas é natural e de simples explicação, como ressalta Tucci (2012, p. 621): "Quando a precipitação é intensa a quantidade de água que chega simultaneamente ao rio pode ser superior à sua capacidade de drenagem, ou seja, sua calha normal, resultando na inundação das áreas ribeirinhas."

Tucci (2002, p. 8-9) indica três condições que levam a ocupação das várzeas de inundação: Plano Diretor Urbano deficiente, que não impede a criação de loteamentos em áreas inundáveis, a invasão de áreas de risco por pessoas com rendas mais baixas e a tendência da população em se instalar em áreas onde as frequências de inundações não são altas.

Quanto maior o nível de ocupação dessas áreas, maiores tendem a ser os impactos negativos sobre a população. A contaminação da água por contato com materiais tóxicos, das pessoas por doenças de veiculação hídrica como a leptospirose e os prejuízos de perdas materiais e humana (TUCCI, 2002, p. 9) são alguns exemplos dos problemas enfrentados pela população que reside nesses locais.

Nas condições atuais da maioria das cidades brasileiras o gerenciamento das situações de risco envolvendo medidas preventivas são de difícil aplicação, pois sofrem resistência tanto por parte da população quanto pela questão política, como abordado por Tucci (2002, p. 9):

Como a maioria das soluções sustentáveis passam por medidas não-estruturais que envolvem restrições à população, dificilmente um prefeito buscará este tipo de solução porque geralmente a população espera por uma obra. Enquanto que, para implementar as medidas não-estruturais, ele teria que interferir em interesses de proprietários de áreas de risco, o que politicamente é complexo a nível local.

Desse modo, intervenções estruturais podem se configurar como opções técnicas indicadas para solucionar, ou minimizar, problemas dessa natureza. Dentre as muitas opções existentes, a estrutura adotada deve cumprir sua função técnica satisfatoriamente, mas sobretudo, ser adequada a situação existente no local de sua implantação.

4 MEDIDAS DE CONTROLE DE CHEIA

As intervenções oferecidas pela Engenharia possibilitam diferentes abordagens para o controle de enchentes. Porém, de acordo com Tucci (2012, p. 626), "É ingenuidade do homem imaginar que poderá controlar totalmente as inundações; as medidas sempre visam minimizar as suas consequências.". Na busca por essa minimização, os métodos existentes, não-estruturais e estruturais, serão comentados a seguir para que se possa conhecer detalhes técnicos de cada método.

4.1 MEDIDAS NÃO-ESTRUTURAIS

Medidas não-estruturais são adotadas com o intuito de minimizar os danos causados à população na ocorrência de enchentes, não estando ligadas ao controle das mesmas, e podendo, ou não, ser adotadas em conjunto com medidas estruturais. Sua aplicação envolve diretamente a ação do poder público, que precisa ser atuante para tomar as atitudes necessárias à implantação dessas medidas. Tucci (2012, p. 630) as separa em quatro grupos: regulamentação do uso da terra, construções à prova de enchentes, seguro e previsão e alerta de inundação.

A regulamentação do uso da terra, também chamado de zoneamento de áreas inundáveis, trata da importância de identificar as áreas do leito maior dos rios que serão inevitavelmente atingidas por inundações em algum momento e evitar que a população se instale nos locais que apresentam os maiores riscos. Nestas áreas, sugere-se a implantação de áreas de lazer que não se danifiquem durante os alagamentos para evitar gastos excessivos com reparos. Nas áreas que apresentam um risco menor, a construção de edificações à prova de enchentes assegura que os prejuízos pessoais serão reduzidos, uma vez que as residências serão adaptadas a realidade local. Alguns exemplos são a construção de estruturas elevadas e a implantação de vedações, temporárias ou permanentes.

Normalmente adotado por empresas, os seguros garantem proteção econômica às perdas. É uma medida pontual, já que a grande maioria das pessoas que vivem nessas regiões não podem arcar com seus custos. Já os sistemas de previsão e alerta envolvem diretamente o

poder público, que deve criar um sistema de monitoramento em tempo real, que transmita informações para um centro de análise integrado à Defesa Civil, que atuará no local orientando a população na eminência de inundações.

4.2 MEDIDAS ESTRUTURAIS

Medidas estruturais são as modificações que alteram diretamente o sistema hídrico (RAIMUNDO, 2007, p. 25). O controle de enchentes através de intervenções construtivas é amplamente adotadas por sua eficiência e por transmitir segurança à população. Muitos cuidados com a escolha do método mais adequado e com seu dimensionamento devem ser tomados, uma vez que a falha dessas estruturas podem levar à prejuízos muito superiores aos que ocorreriam sem a sua existência. As medidas estruturais são divididas entre extensivas e intensivas, e estão detalhadas a seguir.

4.2.1 Extensivas

Medidas extensivas buscam alterar a relação entre precipitação e vazão, combinando os efeitos de melhorias no uso do solo com a redução da vazão. Costumam apresentar efeitos significativos em bacias de pequeno porte (<10 km²) agindo em parte dela ou em sua totalidade (TUCCI, 2007, p. 147). Cobertura vegetal, controle de erosão do solo e recuperação e preservação da mata ciliar são algumas das medidas extensivas citadas por Tucci (2007, p. 147-148) e são descritas a seguir:

- a) cobertura vegetal: através da interceptação vegetal armazena parte do volume da precipitação, aumentando a evapotranspiração e reduzindo a velocidade do escoamento superficial pela bacia hidrográfica. Sua efetividade concentra-se em eventos com período de retorno elevado, sendo ineficiente sobre eventos raros;
- b) controle da erosão do solo: o transporte de sedimentos e seus agregados pode diminuir a seção dos rios, aumentando a frequência de inundações nos locais onde os sedimentos se depositam. Esse controle pode ser feito através de reflorestamento, estabilização das margens e uso de práticas agrícolas corretas;
- c) recuperação e preservação da mata ciliar: seu efeito sobre as inundações é menor, mas se associado as medidas citadas acima, mantém as seções de escoamento e reduz o escoamento superficial direto sobre o rio.

4.2.2 Intensivas

Medidas intensivas caracterizam-se por intervenções construtivas no leito ou curso dos rios. O resultado apresentado, e o local onde os efeitos serão percebidos, depende do tipo de intervenção adotada, estabelecendo se ela irá acelerar, desviar ou amortecer e retardar o escoamento do rio.

4.2.2.1 Medidas que aceleram o escoamento do rio

São aquelas que podem aumentar sua seção de escoamento, ou a declividade do fundo, ou que reduzem sua rugosidade. São intervenções que podem causar grande impacto ambiental e apresentar alterações tanto a montante quanto a jusante do rio.

Uma das obras com estas características são os diques e *polders*³. Tucci (2012, p. 627) define diques como muros laterais, retos ou inclinados, e que podem ser construídos em terra ou concreto. Eles são erguidos distante alguns metros da margem, para proteger as residências locais de inundação lateral, confinando a água no canal principal. Sua construção faz com que, para uma mesma vazão, o nível de água dentro da seção aumente, bem como a velocidade de escoamento e a erosão das margens. Essas condições aumentam a possibilidade de inundações a jusante, pois o tempo de viagem da onda de cheia é reduzido, e eleva o nível a montante devido ao efeito do remanso⁴ (TUCCI, 2007, p. 144). São aplicados em grandes rios de planície.

Outra opção é o aumento da seção de escoamento e redução da rugosidade, aplicados em rios de pequeno ou médio porte em trechos específicos, que reduzem a cota atingida pelo rio normalmente, mas também aumenta sua velocidade de escoamento, transferindo os impactos a jusante. Para áreas de inundações estreitas, a escavação do fundo do leito, para alterar sua declividade, produz o mesmo efeito, também aumentando consideravelmente o potencial erosivo (TUCCI, 2007, p. 144-145).

4.2.2.2 Medidas que desviam o escoamento do rio

São aqueles associados a transferência de parte do volume do rio para outros trechos ou bacias. Os canais de desvio são construídos em função da topografia local e recebem parte da

³ Diques de terra e enrocamento

⁴ Aumento de nível de um trecho de rio em função de interferências a sua jusante.

vazão, diminuindo os volumes lançados a jusante e amortecendo o escoamento. Normalmente trabalham em conjunto com um sistema simples de barramento, que não tem função de reter ou armazenar a água, mas sim de controlar o volume que segue pelo curso natural do rio, garantindo que uma parte dele será desviado para o canal. Pode ser aplicada para rios de pequeno e médio porte.

Outro sistema, caracterizado por Tucci (2007, p. 147) como caminho de cheia, consiste em desviar parte do volume para áreas de inundação, o que possibilita reduzir a vazão para jusante durante cheias extremas. Essa intervenção também pode ser aplicada em rios de grande porte, mas é uma alternativa que pode envolver grandes impactos ambientais e, por esse motivo, vem sendo pouco utilizada atualmente. Os custos com desapropriações e indenizações também podem ser elevados, principalmente em áreas urbanas.

4.2.2.3 Medidas que amortecem e retardam o escoamento do rio

São aquelas instaladas a montante das áreas afetadas que funcionam amortecendo o pico de vazão, reduzindo assim o volume à sua jusante no momento em que a precipitação atingiria o ponto alto do hidrograma. Reservatórios dessa natureza podem ser implantados com a construção de um barramento ou pela escavação do terreno natural.

Os reservatórios podem ser construídos com operação, normalmente utilizado em estruturas de maior porte, ou sem operação, para pequenas áreas urbanas. No primeiro caso, as vazões de entrada e saída são as mesmas, até atingir condições críticas a jusante, quando se deve fechar as comportas para evitar inundações (TUCCI, 2007, p. 146). No segundo caso, a vazão de saída é controlada, evitando que o volume da cheia se acumule. A operação é feita sem o uso de comportas, regulando a cheia apenas, como definido por Tucci (2007, p. 148): "[...] pelas condições existentes do vertedor livre e pela descarga de fundo (se houver).".

De maneira geral, a principal desvantagem do sistema de reservatórios está ligada a área necessária, que representa um problema maior nos casos de construções de barramentos que mantém áreas alagadas, mas que também pode ser problemática na implantação dos reservatórios de contenção nos casos de uma matriz urbana consolidada. No caso do uso de comportas, o risco de falha mecânica/eletrônica nas de sistema automatizado, ou falha humana, nas de sistema manual, representam um risco, potencializando o aumento com os custos de manutenção.

4.2.2.3.1 Reservatórios de retenção

Reservatórios de retenção caracterizam-se por manter um volume de água permanente, que não é descarregado com frequência. Sua principal função é a redução de cargas poluentes de origem pluvial decorrente da decantação de partículas sólidas.

Silva (2009, p. 19) descreve as principais características desse tipo de bacia:

Bacias de retenção são bacias artificiais que possuem no seu fundo um nível permanente de água ao longo do ano. Nelas, o tratamento recebido pelas águas ocorre através da sedimentação e também por processos biológicos. Acima do nível permanente para controle de poluentes, a bacia possui volumes que são usados para o controle de erosão de canais, que tem período de retorno típico de 2 anos, e para controle de alagamentos, com períodos de retorno variáveis [...] de 5 a 100 anos dependendo da autoridade regulatória da região. [...]. As bacias de retenção possuem capacidade de remoção dos seguintes poluentes: sedimentos, nutrientes, lixo, metais, bactérias, óleos e graxas e substâncias orgânicas.

Em relação ao destino do volume retido após o período de decantação, Baptista et. al. (2005, p. 118) afirma que "[...] as águas estocadas podem ser drenadas para uma estação de tratamento de esgoto ou, em função das cargas poluentes presentes, [...] conduzidas ao meio natural. Os sedimentos depositados podem ser removidos."

Sob o ponto de vista construtivo, esse tipo de reservatório necessita de uma região relativamente plana e ampla o suficiente para reter o volume indicado no estudo hidrológico. Já o volume do espelho d'água permanente no lago depende de fatores hidrológicos, no que se refere à posição do lençol freático (RIGUETTO et al., 2009, p. 39).

No caso de pequenos reservatórios, o espelho d'água existente pode ser utilizado como área de recreação ou com fins paisagísticos. Em reservatórios maiores ele pode assumir funções de recarga de água subterrânea e irrigação, entre outros (RAIMUNDO, 2007, p. 29). Um ponto negativo referente a esse sistema é a qualidade da água que fica armazenada. Sem uma gestão eficiente podem ocorrer problemas como, por exemplo, a proliferação de vetores de doenças, o que impede a utilização da água para outros fins, além de causar um problema de saúde pública.

4.2.2.3.2 Reservatórios de detenção

Reservatórios ou bacias de detenção, de acordo com Porto et al. (2012, p. 838), podem ser descritas como:

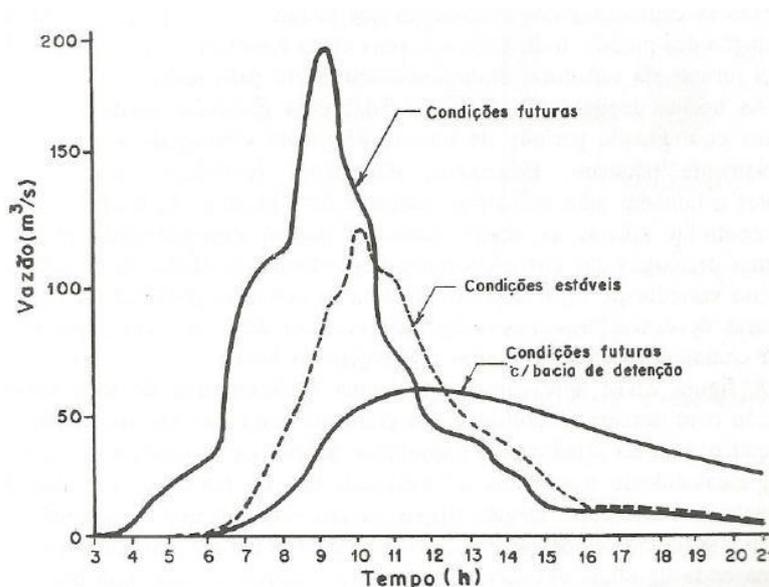
[...] reservatórios de armazenamento de curtos períodos, que reduzem as vazões de pico dos hidrogramas das cheias, aumentando seu tempo de base. [...] não reduzem o volume do escoamento direto, apenas redistribuem as vazões ao longo de um tempo maior, formando um volume útil temporário, com parte do escoamento direto.

Baptista et al. (2005, p. 117) classificam como bacia de retenção toda estrutura com função de armazenamento temporário de águas de escoamento de origem pluvial que estejam dentro dos seguintes limites dimensionais:

- a) estruturas com maior capacidade de armazenamento que os estacionamentos reservatório, as valetas e os telhados reservatórios, que igualmente desempenham função de armazenamento, não se classificando, entretanto, na categoria de bacias de retenção;
- b) reservatórios ou barragens destinados ao amortecimento de cheias ou que possam desempenhar funções de amortecimento de cheias, porém localizadas fora do contexto urbano.

Sendo sua principal função o armazenamento temporário da água, a bacia de retenção trabalha a maior parte do tempo seca e, após o evento chuvoso, são totalmente drenadas, em geral, em um dia. A figura 4 apresenta o hidrograma de cheia de uma área e faz uma comparação entre um cenário futuro com e sem a construção de um reservatório de retenção. Percebe-se que, para uma situação futura hipotética, a construção da estrutura causa o amortecimento do pico da onda de cheia, sendo a área entre os hidrogramas sem e com o reservatório, o volume útil para o qual a estrutura deve ser dimensionada.

Figura 4 – Hidrogramas típicos de bacias de retenção



(fonte: PORTO, 2012, p. 839)

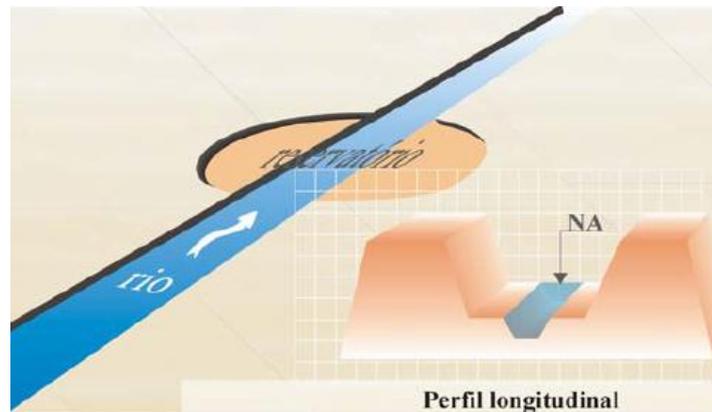
Os reservatórios de detenção podem ser classificados de acordo a sua forma e com seu posicionamento em relação ao curso d'água. No que diz respeito a forma, eles podem ser construídos a céu aberto ou subterrâneos.

Os reservatórios a céu aberto normalmente ocupam áreas maiores do que os submersos e podem ter seu fundo impermeabilizado ou não. A impermeabilização do fundo costuma ser empregada em casos que apresentem riscos de contaminação de água subterrâneas por água de escoamento superficial contendo elevadas cargas de poluentes, podendo ser executada com camadas de argila ou geomembranas (BAPTISTA et. al., 2005, p. 118). A impermeabilização com concreto, solução com custo mais elevado, é normalmente utilizado quando o reservatório contemplar funções complementares ao controle da cheia, como criação de áreas de lazer ou quadras de esporte.

Os subterrâneos, ou cobertos, costumam ser utilizados apenas nos casos em que os reservatórios a céu aberto não podem ser empregados, já que os custos de construção e manutenção são consideravelmente mais elevados. Nesses casos encontram-se as zonas urbanas com alta densidade de ocupação. Assim como nos casos de fundo impermeabilizado, a cobertura desses reservatórios normalmente são utilizados com espaço para atividades públicas ou até mesmo privados.

A classificação feita a partir da configuração do reservatório em relação a posição do curso d'água os separam em duas categorias, em série e em paralelo. O método a ser adotado depende principalmente da disponibilidade de área para a construção da estrutura.

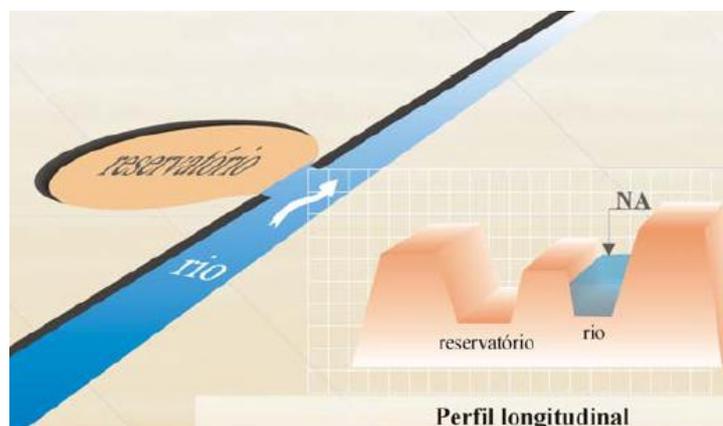
Reservatórios de detenção em série, ou *on-line*, (figura 5) são aqueles implantados em talvegues da linha principal do sistema de drenagem ou do próprio curso d'água (RAIMUNDO, 2007, p. 30). São normalmente construídos em regiões periféricas, cabeceiras de bacias ou bacias pouco urbanizadas.

Figura 5 – Reservatório de detenção *on-line*

(fonte: RAIMUNDO, 2007, p. 31)

Reservatórios de detenção em paralelo, ou *off-line*, (figura 6) desviam o escoamento da linha principal de drenagem, ou do curso d'água, para um armazenamento temporário. Normalmente possuem capacidade para conter maiores volumes, já que o fundo do reservatório pode ser mais profundo que o leito do escoamento (RAIMUNDO, 2007, p. 30). Costumam ser empregadas em regiões com restrição a disponibilidade de área devido a ocupação próxima ao leito do curso d'água, necessitando assim desviar as águas para local apropriado.

Para esvaziar a estrutura, a vazão de saída pode se dar totalmente por gravidade ou com o auxílio de bombeamento. No primeiro caso o esvaziamento é semelhante ao de uma estrutura *on-line*. Em algumas situações, o escoamento por gravidade ocorre enquanto o nível da água estiver acima de estrutura de descarga sendo necessário bombear o volume que fica retido abaixo dessa cota (CANHOLI, 2005, p. 149).

Figura 6 – Reservatório de detenção *off-line*

(fonte: RAIMUNDO, 2007, p. 31)

Porto et al. (2012, p. 839) citam os seguintes benefícios relacionados a adoção de bacias de retenção:

[...] reduzir problemas de inundações localizadas; reduzir os custos do sistema de galerias de drenagem, devido à redução das dimensões das galerias; melhorar a qualidade da água; minorar problemas de erosão nos pequenos tributários, devido à redução das vazões; aumentar o tempo de resposta do escoamento superficial; melhorar as condições para reuso da água e recarga dos aquíferos; reduzir as vazões máximas de inundação a jusante.

Além dos benefícios relacionados a sua principal função - o amortecimento da cheia - alguns outros resultados positivos são mencionados na construção de uma bacia de retenção. Chamados na literatura de funções complementares, esses benefícios incluem a redução da poluição difusa de origem pluvial, principalmente quando a bacia está inserida no contexto urbano, e o aproveitamento da área para o desenvolvimento de áreas de lazer para uso da comunidade.

No que diz respeito ao controle de poluição por bacias de retenção, que ocorrem em função da sedimentação e de mecanismos biológicos, há diferentes posicionamentos na literatura. Para Baptista et al. (2005, p. 117) ignorar essa possibilidade "[...] revela-se uma subutilização de espaço urbano ou, em outros termos, o uso não otimizado de recursos naturais (solo e água) e de investimentos em infraestrutura.". Apesar de indicar essa possibilidade, ressaltam que a poluição pode alterar as condições de funcionamento da bacia, como por exemplo, reduzindo a capacidade de amortecimento de cheias por assoreamento ou ainda gerar riscos a saúde em função da deposição de poluentes orgânicos e de resíduos sólidos.

Para Silva (2009, p. 20) a remoção dos poluentes através da sedimentação requer que a água permaneça na bacia o maior tempo possível, devido ao maior tempo de sedimentação necessário a deposição de sólidos suspensos de pequena dimensão. Como o objetivo da bacia de retenção é o amortecimento, ela será esvaziada em períodos, muitas vezes, inferior a um dia, diminuindo a eficiência de remoção dos sólidos em suspensão na ordem de 50%.

Apesar das necessidades conflitantes Baptista et al. (2005, p. 127) indica algumas soluções técnicas para compatibilizar os objetivos, tais como a implantação de bacias de retenção associadas e a adoção de mecanismos de descarga operando em cotas distintas, permitindo um armazenamento por períodos mais longos.

Um conceito que tem sido cada vez mais aplicado nos projetos de bacias de retenção é a utilização da sua área para a implantação de centros de lazer voltados a comunidade, conforme destacado por Baptista et al. (2005, p. 115):

As primeiras experiências brasileiras de emprego de bacias de retenção centraram-se essencialmente no propósito de amortecimento de cheias. Na atualidade são evidentes os esforços de concepção voltados para uma melhor integração deste tipo de estrutura com o projeto urbanístico local, sobretudo em áreas de novos desenvolvimentos urbanos.

O espaço pode ser utilizado para a criação de praças, parques e áreas para a prática esportiva, que são utilizados sem restrição pela população nos períodos em que a bacia está seca. Essa característica multifuncional da bacia valoriza o espaço urbano e sua composição paisagística, facilitando a aceitação dessa medida pela população que vive no entorno, e evita o aspecto de abandono no terreno, que em situações semelhantes tornam-se áreas de despejo ilegal de lançamento de resíduos sólidos e entulhos (BAPTISTA et al., 2005, p. 124). Ressalta-se, porém, a necessidade de manutenção contínua, tanto da estrutura hidráulica quanto das áreas verdes, agindo na remoção de resíduos sólidos, desassoreamento e controle da proliferação de animais vetores de doenças.

5 METODOLOGIAS E DEFINIÇÕES DE PROJETO

Para que a implantação de uma estrutura de controle possa ser realizada é necessário estabelecer as condições hidrológicas da bacia de drenagem que alimenta o curso d'água. Através dos resultados gerados pela análise hidrológica é possível dimensionar uma estrutura de maneira simplificada, de modo a comprovar sua eficiência, através de algumas definições hidráulicas. Os métodos existentes para a realização das análises citadas são apresentados a seguir.

5.1 ESTUDOS HIDROLÓGICOS

Para o correto dimensionamento de uma obra de controle de enchentes é fundamental estabelecer o volume de água que ela deverá conter para solucionar o problema. Esse volume varia em função das precipitações que ocorrem no local, sua intensidade, duração e frequência, das características da bacia onde o curso de água está inserido, como porcentagem de infiltração no solo e áreas de contribuição, e também o período de retorno (T_r) para o qual o projeto será desenvolvido.

5.1.1 Análise das precipitações

Para o desenvolvimento de qualquer projeto de obras hidráulicas, tal qual as mencionadas neste trabalho, a obtenção de dados que caracterizem as condições hidrológicas do local onde a mesma será implantada é essencial. Os dados com maior facilidade de obtenção, nesses casos, são os que se referem às séries de precipitações locais.

Bertoni e Tucci (2012, p. 200) indicam que a vazão de enchente de uma bacia pode ser conhecida através do estudo das precipitações máximas e a descreve como sendo "a ocorrência extrema, com duração, distribuição temporal e espacial crítica para uma área ou bacia hidrográfica. A precipitação pode atuar sobre a erosão do solo, inundações em áreas rurais e urbanas, obras hidráulicas, entre outros".

Uma maneira de representar as precipitações máximas é através das curvas IDF - intensidade, duração e frequência - que apresenta exatamente o que seu nome sugere: a frequência com que uma chuva de intensidade e duração específica ocorre.

A frequência, na representação das curvas, é estabelecida através do período de retorno T_r . Ele "[...] é interpretado como o número médio de anos durante o qual espera-se que a precipitação analisada seja igualada ou superada. O seu inverso é a probabilidade de um fenômeno igual ou superior ao analisado, se apresentar em um ano qualquer (probabilidade anual)." (BERTONI; TUCCI, 2012, p. 182). É importante destacar que, sendo um valor médio, o T_r não é sinônimo de periodicidade.

A escolha do T_r está associada ao risco de falha que uma determinada estrutura pode ter. Nessa escolha são considerados os custos da obra e a sua magnitude, os prejuízos envolvendo a vida e a propriedade das pessoas ou qualquer outra consequência que uma possível falha possa causar (RAIMUNDO, 2007, p. 26). Obras de drenagem urbana, como bueiros por exemplo, são dimensionadas para períodos de retorno de 3 a 5 anos, enquanto barragens de grande porte, como a usina de Itaipu, utilizam T_r de 10.000 anos. No caso de obras de controle de enchente, o T_r de projeto consuma ser definido entre 25 e 100 anos.

O método empregado para a construção da curva IDF foi apresentado por Bertoni e Tucci (2012, p. 202) e está descrito a seguir:

A metodologia segue a seguinte sequência: a) para cada duração são obtidas as precipitações máximas anuais com base nos dados do pluviógrafo; b) para cada duração mencionada é ajustada uma distribuição estatística; c) dividindo a precipitação pela sua duração obtém-se a sua intensidade; d) as curvas resultantes são a relação i-d-f.

Através das curvas IDF é possível gerar equações matemáticas para determinar a intensidade da chuva, relacionando-a com as outras grandezas. Em geral, elas apresentam a forma apresentada na fórmula 1 (BERTONI; TUCCI, 2012, p. 203):

$$I = \frac{a * T_r^b}{(t + c)^d} \quad (\text{fórmula 1})$$

Sendo:

I = intensidade da chuva, em mm/h;

T_r = período de retorno, em anos;

t = duração da precipitação, em minutos;

a, b, c, d = parâmetros locais, adimensionais;

Os autores salientam que a utilização da equação pode apresentar erros, pois nem sempre seu ajuste à curva é perfeito e que em locais onde existem informações pluviométricas suficientes costuma-se elaborar uma equação específica através da linearização da equação, o que irá gerar resultados mais confiáveis para aquele local.

5.1.2 Distribuição temporal das precipitações

Para a determinação do hidrograma de projeto é necessário conhecer a chuva de projeto, que representa a precipitação que irá gerar a vazão para qual a bacia deve ser dimensionada. A chuva de projeto pode ser encontrada com o auxílio do hietograma de projeto, que é a representação gráfica da distribuição da precipitação no tempo.

Canholi (2005, p. 71) afirma que a desagregação das precipitações para determinar hietogramas é um grande problema, pois para cada distribuição temporal das chuvas têm-se hidrogramas diferentes. Na falta de dados precisos sobre a bacia, determinar o hietograma a partir da curva IDF pode ser bastante útil pois irá ocorrer "uma maximização das precipitações para cada duração, já que muito raramente os totais precipitados máximos para cada duração ocorrerão em um único evento." (CANHOLI, 2005, p. 74). Existem diversos métodos desenvolvidos para determinar a distribuição das precipitações e um deles é o método dos blocos.

Esse método consiste, de acordo com Canholi (2005, p. 77), em construir uma chuva de projeto sintética com base nas curvas IDF "a partir da hipótese de que o somatório dos volumes da precipitação, à medida que se acrescentam blocos, coincide com o valor definido pelas curvas IDF, para cada duração parcial."

Por ser um método simples e de inserção arbitrária dos blocos, os mesmos dados podem gerar hietogramas diferentes, por isso algumas regras empíricas devem ser seguidas na sua construção. A duração de tempo Δt deve ser igual ao tempo de concentração da bacia

considerada e o intervalo de Δt ser igual, ou submúltiplo, do Δt da curva IDF. Uma vez definidas as precipitações deve ser calculado o incremento, em mm/ Δt . Esse deve então ser rearranjado de modo que o maior valor seja colocado antes da metade da duração total e os demais blocos dispostos, em ordem decrescente, alternadamente à direita e a esquerda do bloco maior (CANHOLI, 2005, 77-78).

Com a definição do hietograma é possível determinar a precipitação efetiva.

5.1.3 Precipitação efetiva

Chuva ou precipitação efetiva "é a parcela do total precipitado que gera o escoamento superficial." (TUCCI, 2012, p. 399), ou seja, corresponde a um volume que deve desconsiderar as parcelas que evaporam e infiltram no solo. A sua determinação pode se dar através de três formas: equações de infiltração, índices e relações funcionais. O método desenvolvido pelo *Soil Conservation Service* (SCS) enquadra-se na última opção.

O método indica que existe uma relação entre a precipitação total e a efetiva, que pode ser dita como sendo uma igualdade entre o volume infiltrado dividido pela capacidade máxima e a precipitação efetiva dividida pela precipitação total. Também é ressaltado o fato de que, em média, as perdas iniciais existentes representam 20% da capacidade máxima (TUCCI, 2012, p. 402-403). Em função dessas considerações, foi definida uma equação para determinar a precipitação efetiva (fórmula 2):

$$P_{ef} = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad (\text{fórmula 2})$$

Sendo:

P_{ef} = precipitação efetiva, em mm;

P = precipitação total, em mm;

S = capacidade máxima de retenção da camada superior do solo, em mm;

A definição da capacidade máxima S pode ser encontrada através da seguinte expressão (fórmula 3):

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (\text{fórmula 3})$$

Sendo:

CN = número da curva, adimensional.

O coeficiente CN representa as condições de cobertura e solo de uma área, com valores que variam de 1, para coberturas impermeáveis, e 100, para coberturas completamente permeáveis. Sua obtenção se dá através de tabelas, que relacionam o tipo de solo da bacia e as características de uso do solo no local.

O quadro 1 apresenta os quatro tipos de solos identificados pelo método SCS. A definição do uso da bacia também envolve a classificação da região onde a mesma está inserida em bacias rurais (tabela 1) ou bacias urbanas e suburbanas (tabela 2).

Quadro 1 - Tipos de solos identificados pelo método SCS

Tipos de solo	Características
A	Solos que produzem baixo escoamento superficial e alta infiltração. Solos arenosos profundos com pouco silte e argila
B	Solos menos permeáveis e solos arenosos menos profundos do que o tipo A e com permeabilidade superior à média.
C	Solos que geram escoamento superficial acima da média e com capacidade de infiltração abaixo da média, contendo porcentagens consideráveis de argila e pouco profundos
D	Solos contendo argilas expansivas e pouco profundos com muito baixa capacidade de infiltração, gerando a maior proporção de escoamento superficial

(fonte: TUCCI, 2012, p. 404)

De acordo com Canholi (2005, p. 90), em geral, as bacias podem ser compostas por diferentes sub-bacias que possuem características hidrológicas distintas. Dessa forma, é usual a utilização de uma média ponderada dos valores de CN com relação às respectivas áreas no intuito de considerar um valor médio e característico para a bacia.

Tabela 1 - Valores de CN para bacias rurais

UTILIZAÇÃO OU COBERTURA DO SOLO	CONDIÇÕES DE SUPERFÍCIE	TIPO DE SOLO			
		A	B	C	D
Solo lavrado		77	86	91	94
Culturas arvenses	Segundo o maior declive	64	76	84	88
	Segundo as curvas de nível	62	74	82	85
	Segundo as curvas de nível e em terraço	60	71	79	82
Rotações de culturas	Segundo o maior declive	62	75	83	87
	Segundo as curvas de nível	60	72	81	84
	Segundo as curvas de nível e em terraço	57	70	78	82
Pastagens	Pobre	68	79	86	89
	Normal	49	69	79	84
	Boa	39	61	74	80
	Pobre, segundo as curvas de nível	47	67	81	88
	Normal, segundo as curvas de nível	25	59	75	83
	Boa, segundo as curvas de nível	6	35	70	79
Prado permanente	Normal	30	58	71	78
Zonas sociais rurais	Normal	59	74	82	86
Estradas	Pavimento permeável	72	82	87	89
	Pavimento impermeável	74	84	90	92
Florestas	Muito abertas ou de baixa transpiração	56	75	86	91
	Abertas ou de baixa transpiração	45	66	77	83
	Normal	36	60	73	79
	Densas ou de alta transpiração	25	55	70	77
	Muito densas ou de alta transpiração	15	44	54	61
Superfície impermeável		100	100	100	100

(fonte: TUCCI, 2012, p. 405)

Tabela 2 - Valores de CN para bacias urbanas e suburbanas

UTILIZAÇÃO OU COBERTURA DO SOLO	TIPO DE SOLO				
	A	B	C	D	
Zonas cultivadas: sem medidas de conservação do solo	72	81	88	91	
com medidas de conservação do solo	62	71	78	81	
Pastagens ou baldios: em más condições	68	79	86	89	
em boas condições	39	61	74	80	
Prado em boas condições	30	58	71	78	
Bosques ou zonas florestais: cobertura má, sem "Mulch"	45	66	77	83	
boa cobertura	25	55	70	77	
Espaços abertos, relvados, parques, cemitérios, etc.					
Boas condições: relva cobrindo mais de 75% da área	39	61	74	80	
Condições razoáveis: relva cobrindo de 50 a 75% da área	49	69	79	84	
Zonas comerciais e de escritórios (85% de área impermeável)	89	92	94	95	
Zonas industriais (72 % de área impermeável)	81	88	91	93	
Zonas residenciais:					
Áreas médias dos lotes					
Percentagem média impermeável					
< 500 m ²	65 %	77	85	90	92
1000 m ²	38 %	61	75	83	87
1300 m ²	30 %	57	72	81	86
2000 m ²	25 %	54	70	80	85
4000 m ²	20 %	51	68	79	84
Parques de estacionamento, telhados, viadutos, etc.	98	98	98	98	
Arruamentos e estradas:					
asfaltadas e com drenagem de águas pluviais	98	98	98	98	
gravilha	76	85	89	91	
terra	72	82	87	89	

(fonte: TUCCI, 2012, p. 406)

5.1.4 Hidrograma unitário

Um hidrograma, de acordo com Tucci (2012, p. 391) "é a denominação dada ao gráfico que relaciona a vazão no tempo. A distribuição da vazão no tempo é resultado da interação de todos os componentes do ciclo hidrológico entre a ocorrência da precipitação e a vazão na

bacia hidrográfica." A definição do hidrograma de projeto é fundamental, pois apresenta o momento em que a vazão atinge seu ponto máximo. É para essa vazão que as obras serão dimensionadas.

Apesar de cada bacia possuir um hidrograma específico, pois existe um grande número de fatores que influenciam na sua forma, como o relevo, a cobertura vegetal do solo e as características de precipitação local, entre outros, sua forma geral apresenta três partes principais: a ascensão, a região de pico e a recessão.

As duas primeiras regiões são correlacionadas com a precipitação e o escoamento superficial, definido por Tucci (2012, p. 409) como "a parcela do ciclo hidrológico em que a água se desloca na superfície da bacia até encontrar uma calha definida.". Na terceira região o escoamento superficial acaba e a vazão é resultante apenas do escoamento subterrâneo.

Existem vários métodos para a determinação do hidrograma. Um dos mais difundidos é a representação do escoamento superficial através de um modelo linear, o hidrograma unitário (HU). Ele é definido por Tucci (2012, p. 414) como "a resposta da bacia a uma precipitação de volume unitário de duração Δt ".

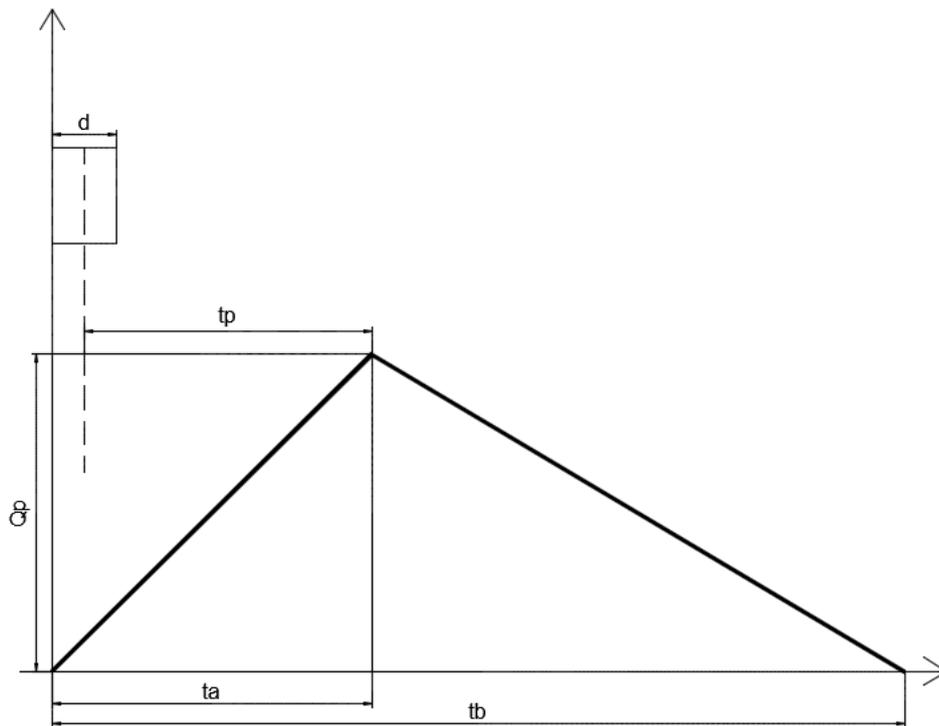
Tratando-se de um sistema linear, a teoria do hidrograma unitário é fundamentado em três hipóteses (SILVEIRA, 2010, p. 92):

- a) para chuvas de iguais durações, as durações dos escoamentos superficiais correspondentes são iguais;
- b) duas chuvas de mesma duração, mas com volumes escoados diferentes, resultam em hidrograma cujas coordenadas são proporcionais aos correspondentes volumes escoados;
- c) considera-se que as precipitações anteriores não influenciam a distribuição no tempo do escoamento superficial de uma dada chuva.

Apesar de ser um dos métodos mais práticos para a determinação da relação entre a precipitação e o hidrograma, o HU só pode ser determinado para bacias que disponibilizam dados históricos de chuva e vazão. Na ausência destes, deve ser empregado um método de hidrograma unitário sintético, definido por Canholi (2005, p. 98) como "[hidrogramas] baseados em análises hidrológicas, apoiadas em dados obtidos em bacias devidamente instrumentadas, cujos resultados são extrapolados para uso mais generalizado."

Existem diferentes processos para a determinação de HU sintéticos e um dos mais difundidos é o método do *Soil Conservation Service* (SCS), conhecido como método do hidrograma triangular unitário (HUT). Nele, admite-se que o escoamento superficial direto é igual a área de um triângulo, que por sua vez, corresponde ao volume de água precipitado sobre a bacia e o tempo de base (figura 7). Dessa forma, é possível determinar a vazão de pico (SILVEIRA, 2010, p. 93).

Figura 7 - Hidrograma unitário triangular sintético



(fonte: adaptado de TUCCI, 2012, p. 434)

A determinação das variáveis apresentadas na figura 7 podem ser definidas através das fórmulas 4 a 7 apresentadas a seguir.

$$t_p = 0,6t_c \quad (\text{fórmula 4})$$

Sendo:

t_c = tempo de concentração da bacia, em horas;

t_p = tempo de pico do hidrograma, em horas;

$$t_a = t_p + \frac{d}{2} \quad (\text{fórmula 5})$$

Sendo:

d = duração da precipitação efetiva, em horas;

t_a = tempo de ascensão do hidrograma, em horas;

$$t_b = 2,67t_a \quad (\text{fórmula 6})$$

Sendo:

t_b = tempo de base do hidrograma, em horas;

$$Q_p = 2,08 \frac{A_d}{t_a} \quad (\text{fórmula 7})$$

Sendo:

A_d = área de drenagem, em km^2 ;

Q_p = vazão de pico, em m^3/s ;

O tempo de concentração t_c , que representa o tempo necessário para a água localizada no ponto mais distante da bacia se deslocar até a calha principal de escoamento, é uma variável difícil de ser calculada diretamente, já que seu valor depende da trajetória seguida pelo escoamento. Sua determinação, porém, é muito importante na definição de dados necessários em projetos de obras hidráulicas, como chuvas críticas e vazões máximas, e, por isso, na falta de informações específicas sobre uma bacia é usual utilizar um método empírico para estipular seu valor (ASSUNÇÃO, 2012).

Existem várias fórmulas para a determinação do tempo de concentração, entre elas a fórmula de Kirpich (fórmula 8), que foi desenvolvida nos EUA e é adequada para a determinação de solos em áreas rurais (ASSUNÇÃO, 2012) e está apresentada abaixo:

$$t_c = 0,39 \left(\frac{L^2}{I_s} \right)^{0,385} \quad (\text{fórmula 8})$$

Sendo:

t_c = tempo de concentração da bacia, em horas;

L = comprimento do talvegue principal, em km;

I_s = declividade média da bacia, em porcentagem (%).

A soma, através de superposição, de cada hidrograma triangular unitário define o hidrograma final ou hidrograma de projeto da bacia.

5.2 ESTUDOS HIDRÁULICOS

No caso de enchentes controladas a partir de uma estrutura hidráulica, principalmente as de armazenamento, a determinação de alguns parâmetros são essenciais. Neste item serão mencionadas algumas noções sobre estruturas hidráulicas de saída e os métodos existentes para dimensionar toda a estrutura

5.2.1 Estruturas de saída

Baptista et al. (2005, p. 85) define que " A vazão de saída de uma obra depende essencialmente do seu modo de descarga.". Quando sistemas reguladores de vazão, como bombas por exemplo, são utilizadas, pode-se definir a vazão como constante e determiná-la conforme a capacidade de descarga dos equipamentos utilizados. No caso de adoção de estruturas dimensionáveis, como vertedores, a vazão de saída depende da cota armazenada e será definida de acordo com as leis de descarga hidráulicas (BAPTISTA et al., 2005, p. 86).

Entre as estruturas dimensionáveis, Canholi (2005, p.149) descreve três estruturas de controle de saída consideradas mais usuais em obras de armazenamento: extravasores do tipo orifício, de soleira livre e galerias de fundo.

Os extravasores tipo orifício possuem sua vazão estabelecida de acordo com a fórmula 9. Essa fórmula é válida para os casos em que a entrada do orifício está afogada, mas sua saída pode ocorrer tanto na condição afogada quanto livre. Além disso as tubulações ou galerias curtas também podem ser incluídas nesse grupo.

$$Q = k_0 * a_0 \sqrt{2gh} \quad (\text{fórmula 9})$$

Sendo:

Q = vazão descarregada pelo orifício, em m³/s;

k_0 = coeficiente de descarga do orifício, adimensional;

a_0 = área da seção transversal do orifício, em m²;

g = aceleração da gravidade, em m/s²;

h = altura da água acima do eixo central do orifício (em condição livre) ou diferença de nível da água (em condição afogada).

O valor do coeficiente k_0 é variável. Canholi (2005, p. 150) apresenta o valor típico de 0,6 para orifícios com cantos vivos. Ele também salienta que essa equação é válida somente para os casos em que a cota da lâmina d'água está 20% acima da altura do extravasor.

Os extravasores de soleira livre possuem sua lei de descarga definida pela fórmula 10. A seção utilizada pode ser retangular, triangular ou trapezoidal, sendo a primeira é a mais frequentemente adotada. Esses extravasores também são classificados de acordo com a área de contato que vazão de escoamento faz com a estrutura, sendo delgada quando essa área é pequena ou nula (espessura é menor que 2/3 da altura), e espessa quando há aderência do escoamento com o plano horizontal da soleira (espessura é maior que 2/3 da altura) . (CANHOLI, 2005, p. 157-158).

$$Q = C_v * L_u \sqrt{2g} * H^{3/2} \quad (\text{fórmula 10})$$

Sendo:

Q = vazão descarregada pelo orifício, em m³/s;

C_v = coeficiente de vazão, adimensional;

L_u = comprimento útil da soleira, em m;

g = aceleração da gravidade, em m/s²;

H = carga total (cinética e estática) acima da soleira, em m.

Canholi (2005, p. 157) salienta que os valores do coeficiente C_v variam em função do tipo de soleira, da sua altura sobre o fundo do reservatório e das condições de aproximação nas laterais.

Galerias de fundo podem operar de duas maneiras: com controle de entrada ou com controle de saída. No primeiro caso ocorre "quando o escoamento é limitado apenas pelas características hidráulicas de seu emboque, sendo então a capacidade de vazão da galeria superior à da sua entrada." (CANHOLI, 2005, p. 150). Ocorre quando a declividade da galeria é superior à crítica e pode operar com escoamento de saída livre ou afogado. O segundo caso ocorre "quando a capacidade hidráulica da galeria ou os níveis d'água na saída são predominantes no escoamento das vazões [...]" (CANHOLI, 2005, p. 152). Assim como no anterior, esse sistema pode operar livre ou afogado. No caso das galerias de fundo não existe uma única forma de definir a vazão de saída. Ela deve ser calculada de modo diferente para cada um dos casos apresentados.

5.2.2 Métodos de dimensionamento

O dimensionamento de uma estrutura de armazenamento pode ser feito através de diferentes métodos e, em geral, podemos dividi-los em dois grupos principais: os métodos simplificados e os métodos baseados em modelos conceituais.

Nos métodos simplificados, como o método das chuvas e o método dos volumes, estabelece-se que a vazão de saída da estrutura será constante e que a chuva é instantaneamente transferida à mesma, não sendo considerados os fenômenos de transferência e de

amortecimento decorrentes do escoamento superficial da bacia. Essas hipóteses limitam seu uso a casos de bacias com pequenas áreas de drenagem (BAPTISTA et al., 2005, p. 89).

Os métodos baseados em modelos conceituais buscam representar aspectos do comportamento do sistema estudado de forma global, sem representar de forma precisa todos os processos físicos que compõem o sistema. Um exemplo disso é o método de Puls, um modelo que trata apenas das relações de armazenamento, sem apresentar em sua formulação os processos dinâmicos envolvidos (BAPTISTA et al., 2005, p. 104).

O quadro 2, adaptada de Baptista et al. (2005, p. 90) representa os resultados que podem ser obtidos através dos três métodos citados, bem como vantagens e limitações de cada um.

Quadro 2 – Características dos métodos de dimensionamento de estruturas

Método	Resultados	Vantagens	Limitações
Método das Chuvas	<ul style="list-style-type: none"> - Volume máximo de armazenamento - Estimativa de tempo de descarga e de funcionamento - Dimensionamento de estruturas individuais ou associação de estruturas 	<ul style="list-style-type: none"> - Fácil utilização (método manual) 	<ul style="list-style-type: none"> - Bacias com pequenas áreas - Geralmente subestima volumes em relação ao método dos volumes para a mesma série de medidas
Método dos Volumes	<ul style="list-style-type: none"> - Volume máximo de armazenamento - Estimativa de tempo de descarga - Dimensionamento de estruturas individuais 	<ul style="list-style-type: none"> - Fácil utilização (método manual) - Fornece volumes mais correto que o método das chuvas para a mesma série de medidas 	<ul style="list-style-type: none"> - Bacias com pequenas áreas - Aplicável apenas em estruturas individuais
Método de Puls	<ul style="list-style-type: none"> - Um ou vários hidrogramas de saída das estruturas - Evolução dos volumes e alturas de água nas estruturas - Volume máximo de armazenamento e um tempo de descarga, se necessário - Dimensionamento de estruturas individuais e associação de estruturas - Planejamento e diagnóstico de um estado existente 	<ul style="list-style-type: none"> - Simulação da dinâmica de enchimento das estruturas e do funcionamento das bacias controladas - Adaptado a uma grande gama de problemas 	<ul style="list-style-type: none"> - Dificuldade para escolha da chuva de projeto representativa - Dificuldade para a modelagem de estruturas não controladas por dispositivos específicos (infiltração, por exemplo)

(fonte: adaptado de BAPTISTA et al., 2005, p. 90)

Observa-se, pelo quadro 2, que o método de Puls é bastante abrangente e pode fornecer hidrogramas de projeto para auxiliar no dimensionamento da estrutura, diferentemente dos outros métodos citados. Dessa forma, o método de Puls é um dos mais utilizados para dimensionamentos de obras hidráulicas de retenção.

A aplicação desse método envolve a definição das vazões de entrada e saída do sistema e da função de armazenamento e suas características de propagação. Todas as variáveis podem assumir diferentes formas, em função de fatores como as características topográficas da área de armazenamento, exigindo o emprego de métodos numéricos para sua solução. No entanto, a aplicação prática do método de Puls é efetuada por meio da solução do sistema composto pela equação da continuidade e pela curva cota-descarga (BAPTISTA et al., 2005, p. 106).

A equação da continuidade pode ser descrita através da fórmula 11, apresentada a seguir:

$$I - Q = \frac{dS}{dt} \quad (\text{fórmula 11})$$

Sendo:

I = vazão afluente, em m^3/s ;

Q = vazão efluente, em m^3/s ;

S = volume armazenado na estrutura, em m^3 ;

O tempo total de propagação do hidrograma de cheia pode ser dividido em intervalos de tempo Δt . Considerando-se a vazão de entrada e saída no intervalo Δt como aproximadamente lineares, é possível discretizar a equação e rearranjar os termos de modo que os valores não conhecidos tornem-se explícitos, como apresentado na fórmula 12 (BAPTISTA et al., 2005, p. 106).

$$(I_1 + I_2) + \left(\frac{2S_1}{\Delta t} - Q_1 \right) = \left(\frac{2S_2}{\Delta t} + Q_2 \right) \quad (\text{fórmula 12})$$

Sendo:

I_1 e I_2 = vazão afluente nos instantes 1 e 2, em m^3/s ;

Δt = período de tempo entre 1 e 2

Q_1 e Q_2 = vazão efluente nos instantes 1 e 2, em m³/s;

S_1 e S_2 = volume armazenado nos instantes 1 e 2, em m³;

Para o instante inicial S_1 e Q_1 , já conhecidos, definem a condição inicial do sistema. Para os intervalos seguintes da simulação o estado do sistema em cada intervalo é obtido por cálculo iterativo. Para as duas incógnitas que surgem, S_2 e Q_2 , é necessário a construção de uma função auxiliar $\left(\frac{2S}{\Delta t} + Q\right)$, que pode ser construída a partir de uma função cota-volume, variável em função da forma da estrutura, e uma função cota-descarga, variável em função da estrutura de extravasamento adotada. (BAPTISTA et al., 2005, p. 106).

6 CARACTERIZAÇÃO DO ESTUDO DE CASO

A seguir serão apresentadas as características do Município e do arroio Lambari, com o intuito de aprofundar o conhecimento dos motivos que levam Rondinha a sofrer com enchentes em sua área central e possibilitando uma escolha consciente do método a ser adotado.

6.1 LOCALIZAÇÃO, TOPOGRAFIA E GEOLOGIA

O município de Rondinha localiza-se nas coordenadas geográficas 29°49'S e 52°54'O na região sul do país e no planalto norte do estado do Rio Grande do Sul. Seu relevo é considerado ondulado e acidentado, com altitudes entre 350 metros até cerca de 560 metros na área urbana. Por encontrar-se na região de formação da Serra Geral, situada sobre rochas predominantemente basálticas, seus solos são rasos e argilosos e apresentam altos teores de ferro e alumínio (trabalho não publicado)⁵.

6.2 HIDROGRAFIA

A região central de Rondinha é cortada de sul a norte pelo arroio Lambari, que tem sua nascente localizada na comunidade Lambari, interior do Município, e é afluente do rio Sarandi, que corta a cidade de leste a oeste. Seguindo seu curso, o rio deságua no rio da Várzea e esse deságua no rio Uruguai, compondo a bacia hidrográfica do rio Uruguai.

A montante da cidade, a área de drenagem total do arroio é de aproximadamente 7,4 km². Desse total, cerca de 5,4 km² são contabilizados da sua nascente até o ponto onde o arroio recebe a contribuição de um tributário, à sua margem esquerda, que drena uma área de cerca de 1 km². O restante corresponde a área drenada situada entre a confluência e a RS-404.

⁵ Informações obtidas em relatório de estudo técnico desenvolvidos pela Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional (Metroplan) intitulado "Estudos hidrológicos e hidráulicos e projeto conceitual da bacia de retenção no arroio Lambari, município de Rondinha-RS" encomendado pela prefeitura municipal no ano de 2014.

Antes de entrar na área urbana o arroio cruza a referida rodovia, principal ligação da Cidade com os municípios limítrofes de Ronda Alta e Sarandi, passando por uma galeria subterrânea, que possui dois vãos. Ele percorre aproximadamente 450m em seu leito natural, sendo canalizado lateralmente a partir desse ponto até praticamente o ponto onde deságua no rio Sarandi, pouco mais de 800m depois.

A ocupação da Cidade foi feita ao longo do arroio e as seções laterais do seu leito menor foram concretadas, na área central, para maior aproveitamento dos terrenos, uma vez que o percurso do arroio, em parte, coincide com os terrenos de maior valor imobiliário local.

Os primeiros trechos retificados foram executados em meados da década de 70. Naquela época já existia a Lei 4771/65, que tratava do antigo Código Florestal e caracterizava em seu artigo 2º como área de proteção permanente⁶ uma faixa marginal com largura mínima "[...] de 5 (cinco) metros para os rios de menos de 10 (dez) metros de largura [...]" (BRASIL, 1965), mas esse limite não foi respeitado no momento da canalização do arroio, construído sobre seu leito menor.

Algumas residências que se estabeleceram em volta do Lambari deixaram uma distância muito pequena da sua margem, estando em alguns casos, com suas bases sobre o muro de canalização do arroio. Esse processo continuou na década de 80, inclusive com o aumento dos trechos canalizados. Naquela época já havia sido elaborada a Lei 6766/79, que dispunha sobre o parcelamento do solo urbano, e determinava, em seu artigo 4º inciso III, que "[...] ao longo das águas correntes e dormentes e das faixas de domínio público das rodovias e ferrovias, será obrigatória a reserva de uma faixa não-edificável de 15 (quinze) metros de cada lado, salvo maiores exigências da legislação específica [...]" (BRASIL, 1979). As edificações, em locais irregulares, fizeram com que muitas famílias não pudessem averbar suas residências.

6.3 RESTRIÇÕES DO ARROIO NO TRECHO URBANO

Durante o trecho percorrido pelo arroio Lambari do cruzamento com a RS-404 até o início das contenções laterais não há pontes construídas sobre o mesmo. Após sua canalização existem quatro pontes que permitem a ligação das ruas e uma ponte que tem continuidade para um trecho submerso. Este último está localizado no ponto onde o arroio corta a avenida principal

⁶ Área de preservação permanente é uma área protegida por lei, coberta ou não de vegetação nativa, com a função ambiental de preservar os recursos hídricos e proteger o solo, entre outros (BRASIL, 1965).

do Município, passando a escoar pelo lado esquerdo da mesma. Três pontes estão a montante deste ponto e uma a jusante. Existem outras quatro pontes na cidade, de maior porte, situadas sobre o rio Sarandi.

Na ocorrência de precipitações elevadas, que levam as enchentes, destacam-se três pontos principais onde ocorre o transbordo do arroio: a ponte sobre a rua Sete de Setembro esquina com a avenida Sarandi, principal via da cidade como apresentado na figura 8, e as duas pontes a sua montante, situadas nas ruas General Osório e Tiradentes, respectivamente. Os terrenos próximos as pontes duas primeiras pontes também são invadidos pela água.

Figura 8 – Inundação na avenida Sarandi, esquina com a rua Sete de Setembro, em 2012



(fonte: adaptado de trabalho não publicado)⁷

⁷ Informações obtidas em relatório de estudo técnico desenvolvidos pela Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional (Metroplan) intitulado "Estudos hidrológicos e hidráulicos e projeto conceitual da bacia de detenção no arroio Lambari, município de Rondinha-RS" encomendado pela prefeitura municipal no ano de 2014.

Um estudo elaborado para estabelecer as vazões limites do arroio ao longo de sua seção canalizada determinou as seções tipo das três pontes citadas acima e estabeleceu as declividades encontradas no local, através de levantamentos topográficos de pontos a sua montante e jusante. Com as informações obtidas, determinou-se a vazão máxima de cada ponte. Além das estruturas citadas, alguns pontos ao longo do percurso canalizado onde ocorre um estrangulamento do fluxo também foram avaliados. Os resultados obtidos indicam que a menor vazão máxima de passagem, que ocorrem em uma região próxima a ponte da rua Tiradentes, é aproximadamente 24 m³/s (trabalho não publicado)⁸.

É importante resaltar que o levantamento das condições hidráulicas existentes no local não foi executado pela autora, pois foge ao escopo deste trabalho. Os resultados obtidos no estudo são considerados verdadeiros e próximos da realidade, e por isso utilizados. Dessa forma admite-se que a vazão máxima de entrada na área urbana para que não haja alagamentos é de 24 m³/s.

6.4 ESTUDOS HIDROLÓGICOS

Baseado nos métodos apresentados no capítulo 5, podemos definir os parâmetros hidrológicos da bacia do arroio Lambari.

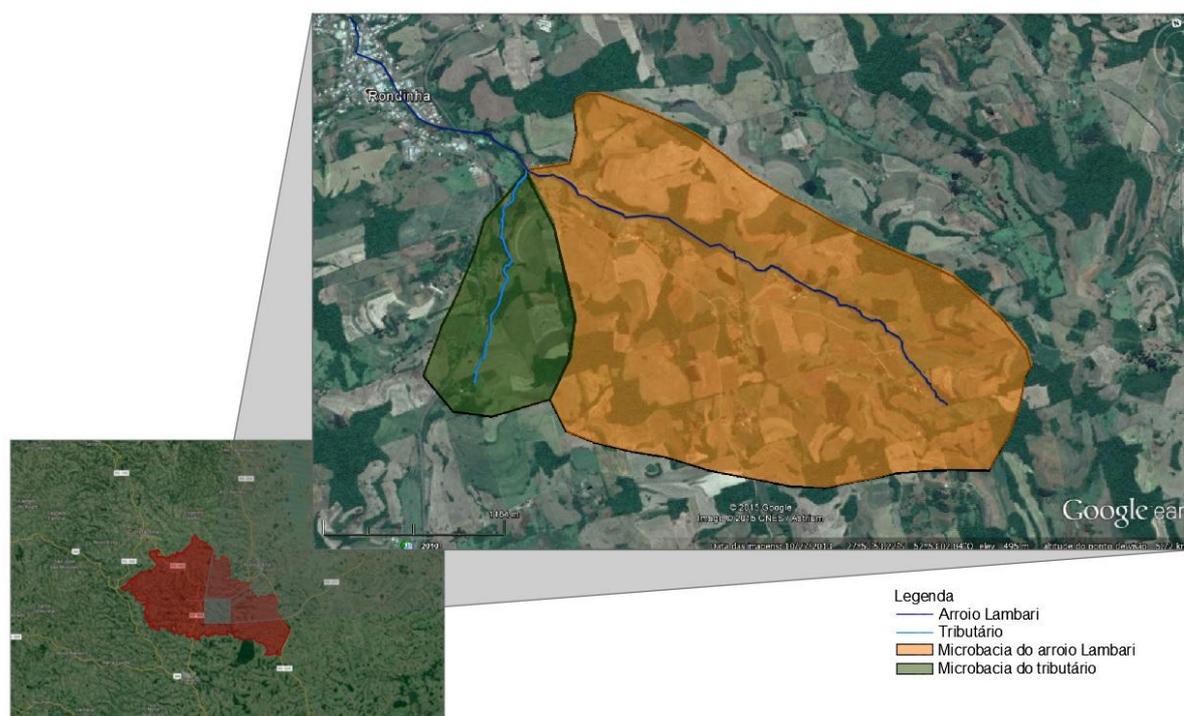
6.4.1 Caracterização da bacia hidrográfica

A figura 9 representa a área de drenagem da bacia do arroio Lambari e de seu tributário, que possuem uma área de, aproximadamente, 5,4 km² e 1 km² respectivamente. Essas áreas correspondem ao ponto da nascente dos cursos d'água até o ponto onde eles se encontram, correspondendo a uma extensão de, aproximadamente, 3,6 km para o arroio e 1,6 km para o tributário. As declividades médias adotadas foram de 0,016 m/m para primeira bacia e 0,035 m/m para a segunda (trabalho não publicado)⁹.

⁸ Informações obtidas em relatório de estudo técnico desenvolvidos pela Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional (Metroplan) intitulado "Estudos hidrológicos e hidráulicos e projeto conceitual da bacia de retenção no arroio Lambari, município de Rondinha-RS" encomendado pela prefeitura municipal no ano de 2014.

⁹ Idem.

Figura 9 - Delimitação das microbacias



(fonte: adaptado do GOOGLE EARTH, 2015)

O tempo de concentração T_c da bacia do tributário, definido pela fórmula de Kirpich descrita no capítulo anterior, foi de aproximadamente 22 minutos e da bacia do arroio aproximadamente 52 minutos. Dessa forma, o intervalo de tempo Δt considerado nos dimensionamentos é de 60 minutos.

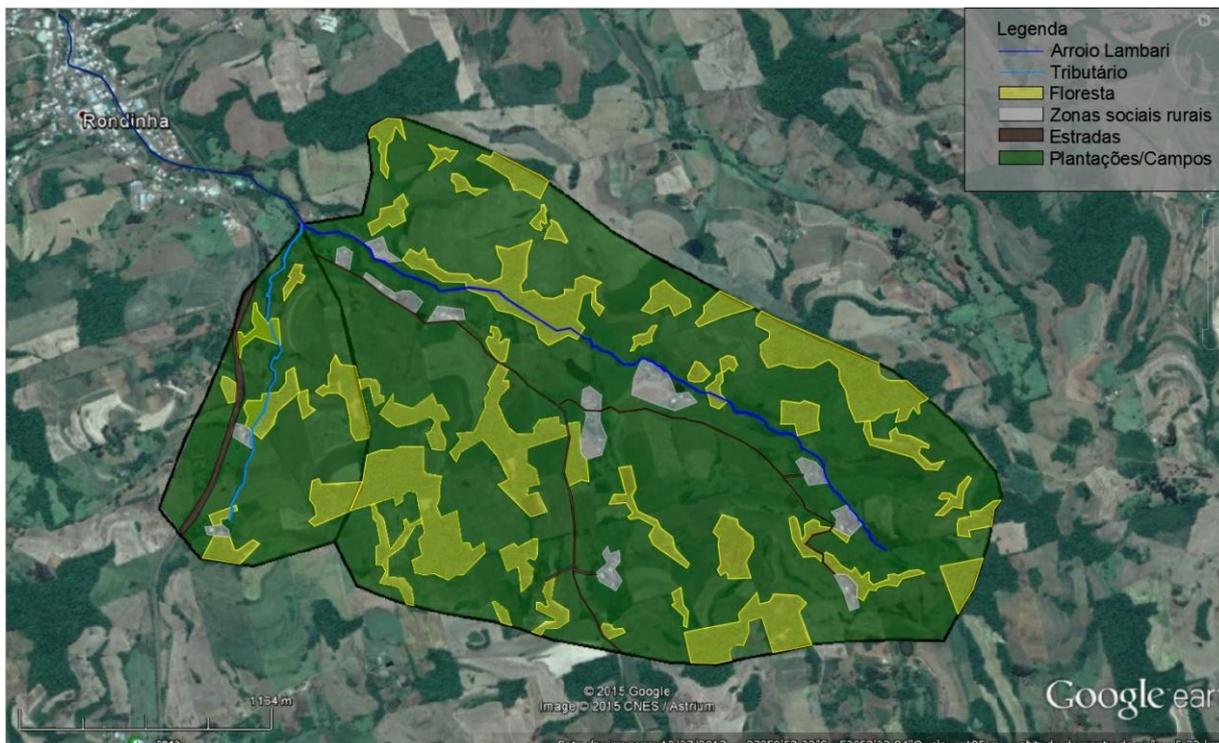
A macrobacia do arroio está situada, na sua totalidade, nos limites territoriais de Rondinha, que apresenta um solo caracterizado como Latossolos Vermelhos e Nitossolos Vermelhos e que, dentro das definições dadas pelo método SCS, pode-se caracterizar como sendo do tipo B e C (trabalho não publicado)¹⁰. Nos cálculos, adota-se a proporção de 50% para cada um dos tipos.

A definição do uso do solo, para a determinação do parâmetro CN e posteriormente da capacidade do solo S, foi estabelecida através de imagens de satélite que possibilitam identificar, de maneira bastante próxima a realidade, a configuração da bacia. Com o auxílio do software *AutoCad*, as áreas foram demarcadas e categorizadas (figura 10) de acordo com os

¹⁰ Informações obtidas em relatório de estudo técnico desenvolvidos pela Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional (Metroplan) intitulado "Estudos hidrológicos e hidráulicos e projeto conceitual da bacia de retenção no arroio Lambari, município de Rondinha-RS" encomendado pela prefeitura municipal no ano de 2014.

critérios da tabela 1 nas seguintes categorias: áreas de floresta, zonas sociais rurais, estradas de pavimento permeável e impermeável e plantação/campos, representadas, respectivamente, pelas cores amarela, branca, marrom e verde.

Figura 10 - Composição do uso do solo na macrobacia



(fonte: adaptado do GOOGLE EARTH, 2015)

A definição dos parâmetros CN e S para cada microbacia está representada na tabela 3.

Tabela 3 - Determinação dos parâmetros CN e S

Uso do solo		CN do solo tipo B	CN do solo tipo C	% da área da bacia	CN composto	S
Microbacia do arroio Lambari	Plantação/Campos	72	81	74	75	84,67
	Reflorestamento	60	73	22		
	Zonas sociais rurais	74	82	3		
	Estradas de pavimento permeável	82	87	1		
Microbacia do tributário	Plantação/Campos	72	81	77	76	80,21
	Reflorestamento	60	73	18		
	Zonas sociais rurais	74	82	1		
	Estrada pavimento impermeável	84	90	4		

(fonte: elaborada pela autora)

6.4.2 Cálculo da curva IDF, hietograma de projeto e chuva efetiva

O Instituto Nacional de Meteorologia – INMET – disponibiliza informações meteorológicas sobre de todas as regiões do país. Os dados coletados nas estações são disponibilizados gratuitamente no site do Instituto, possibilitando a consulta dos registros de precipitações locais. Por se tratar de um município pequeno, com menos de 50 anos de emancipação, Rondinha não possui registros históricos de sua própria precipitação. Para possibilitar o cálculo que definiu a chuva de projeto, foram utilizados dados do município de Chapecó-SC, localizada a menos de 90 km de Rondinha (trabalho não publicado)¹¹.

O município de Chapecó possui uma equação própria para a determinação da intensidade de chuva que foi desenvolvida a partir dos registros da pluviosidade histórica regional. Com esses dados, os coeficientes **a**, **b**, **c** e **k** foram estabelecidos e a equação que rege a curva IDF (fórmula 13) foi definida como (trabalho não publicado)¹²:

$$I = k * \frac{T_r^a}{(t_d + b)^c} \quad (\text{fórmula 13})$$

Sendo:

I = intensidade da chuva, em mm/h;

T_r = período de retorno, em anos;

t_d = duração da precipitação, em minutos;

a = 0,155, adimensional;

b = 9,2, adimensional;

c = 0,739, adimensional;

k = 846,1, adimensional.

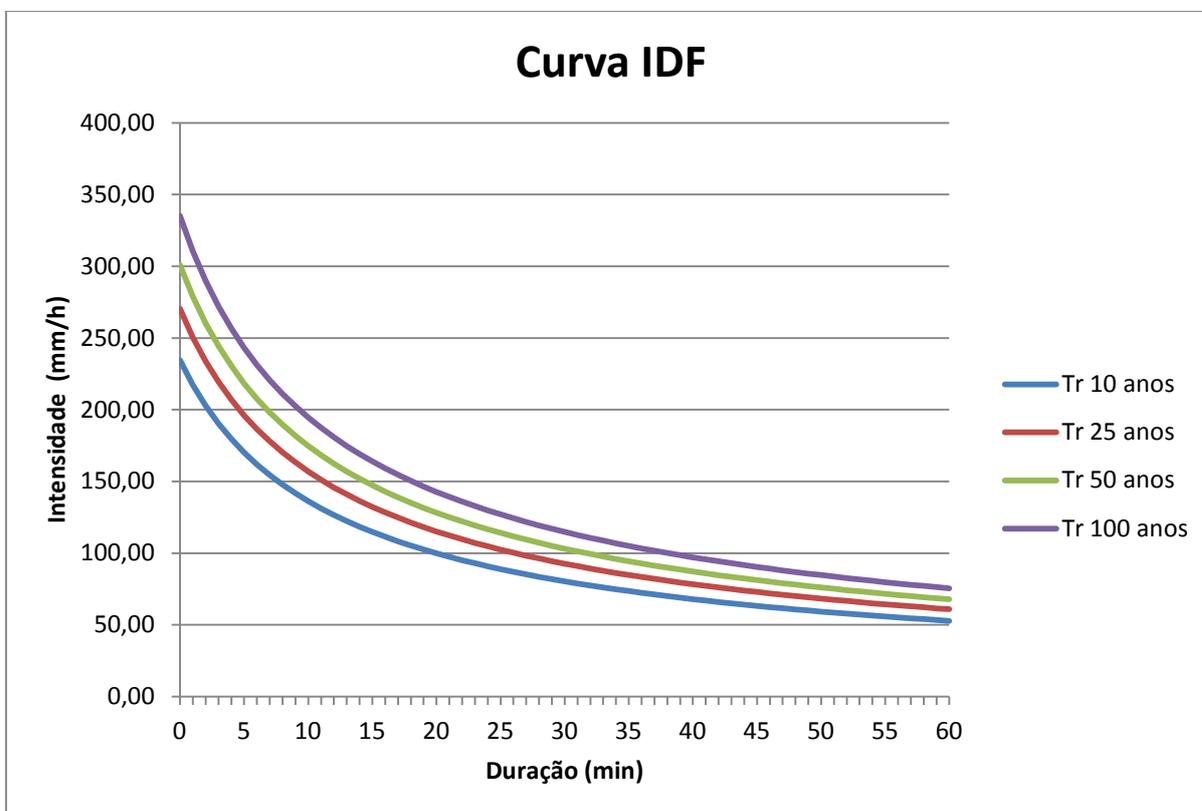
A figura 11 representa a curva IDF característica do município de Chapecó, que será utilizada para representar a intensidade de chuva de Rondinha. Ela foi obtida a partir da fórmula 13

¹¹ Informações obtidas em relatório de estudo técnico desenvolvidos pela Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional (Metroplan) intitulado "Estudos hidrológicos e hidráulicos e projeto conceitual da bacia de retenção no arroio Lambari, município de Rondinha-RS" encomendado pela prefeitura municipal no ano de 2014.

¹² Idem.

para os períodos de retorno de 10, 25, 50 e 100 anos. A tabela detalhada com os valores calculados está disponível no apêndice A.

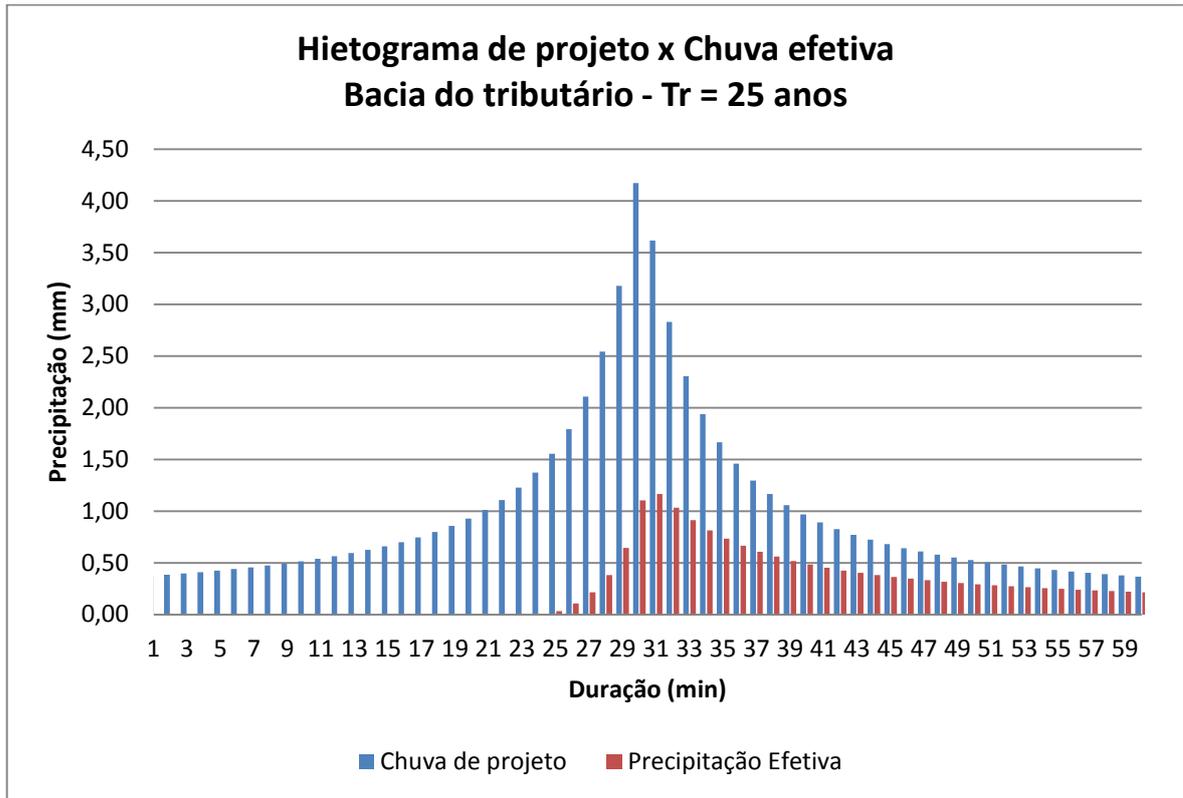
Figura 11 - Curva IDF para o município de Chapecó - SC



(fonte: elaborada pela autora)

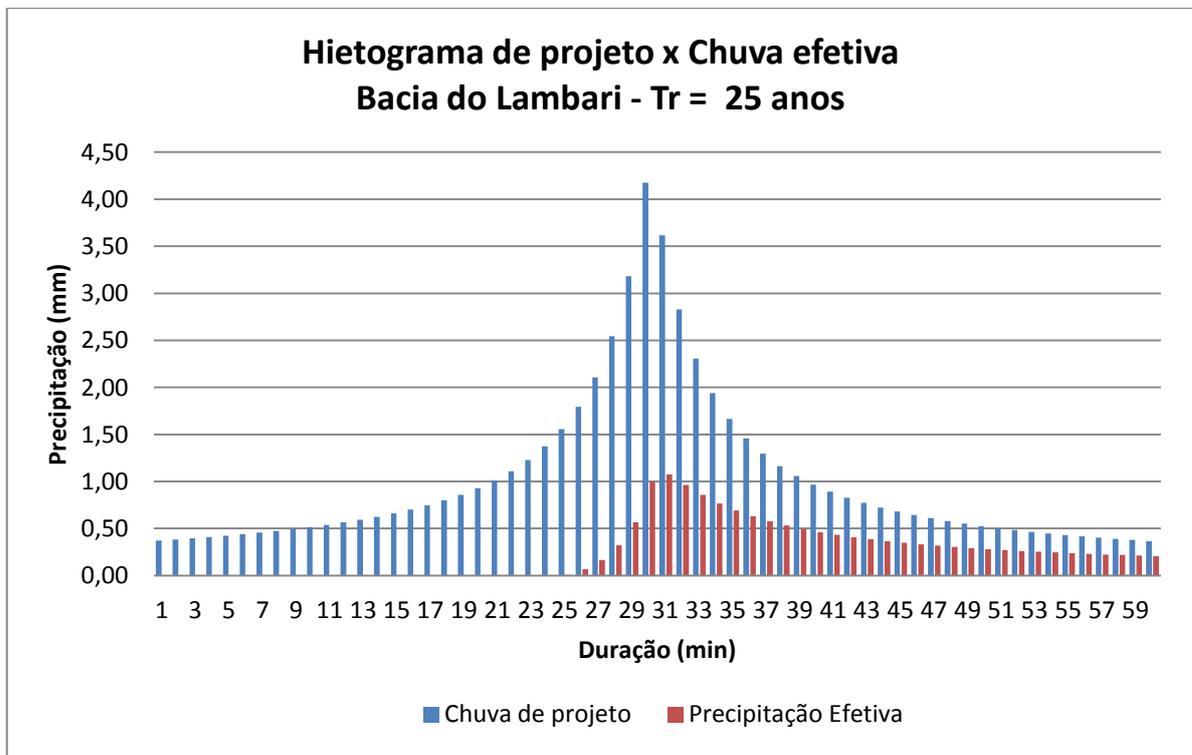
Através do método dos blocos alternados, descrito no capítulo 5, o hietograma construído a partir das precipitações indicadas pela curva IDF foi definido e a chuva efetiva para cada microbacia foi definida utilizando o método SCS, também descrito no capítulo anterior. As figuras 12 e 13 apresentam um gráfico comparativo entre o hietograma e a chuva efetiva, respectivamente, da bacia do tributário e do arroio Lambari. As tabelas com os cálculos de hietograma e chuva efetiva estão apresentados no apêndice B. Os gráficos gerados para o período de retorno de 50 anos estão disponíveis no apêndice C.

Figura 12 - Chuva de projeto x Chuva efetiva da bacia do tributário



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 13 - Chuva de projeto x Chuva efetiva da bacia do arroio Lambari



(fonte: elaborada pela autora)

Observa-se que a diferença entre a chuva efetiva de cada bacia é bastante sutil uma vez que a capacidade de retenção do solo das microbacias são bastante próximas, como indicado na tabela 3.

6.4.3 Hidrograma de projeto

Com a definição da chuva de projeto utilizou-se o método do hidrograma triangular unitário para definir um hidrograma sintético em cada intervalo de tempo. O intervalo de discretização da chuva adotado foi de 5 minutos. Os valores encontrados para cada bacia, levando em consideração suas características, está apresentado na tabela 4.

Tabela 4 - Valores do hidrograma unitário para cada bacia

	Tributário	Lambari
T _p (h)	0,21	0,52
T _a (h)	0,25	0,57
T _b (h)	0,68	1,51
Q (m ³ /s.cm)	8,32	19,89

(fonte: elaborada pela autora)

Uma vez definida a vazão de pico por centímetro de precipitação, define-se os tempos de pico (T_a'), base (T_b') e vazão de pico (Q_{pico}) para cada intervalo de discretização da chuva, definido como um bloco de chuva excedente. A tabela 5 e 6 apresentam os valores encontrados para o hidrograma unitário de cada bloco para a bacia do tributário e do arroio Lambari, respectivamente, considerando um T_r de 25 anos. Os valores encontrados para um T_r de 50 anos estão apresentados no apêndice D.

Observa-se nas duas bacias que o ponto de início do hidrograma irá acontecer entre 24 e 25 minutos após o início da precipitação. Isso significa que houve infiltração total das precipitações anteriores.

Tabela 5 - Valores do hidrograma unitário por bloco de chuva excedente para a bacia do tributário com $T_r = 25$ anos

Bloco de Pefetiva	Duração (h)	Ta' (h)	Tb' (h)	Pefetiva real acumulada (cm)	Qpico (m ³ /s)
1	0,40	0,65	1,08	0,000004	0,000036
2	0,42	0,67	1,09	0,003	0,026
3	0,43	0,69	1,11	0,011	0,089
4	0,45	0,70	1,13	0,022	0,180
5	0,47	0,72	1,14	0,038	0,317
6	0,48	0,74	1,16	0,065	0,537
7	0,50	0,75	1,18	0,110	0,918
8	0,52	0,77	1,19	0,116	0,969
9	0,53	0,79	1,21	0,103	0,859
10	0,55	0,80	1,23	0,091	0,760
11	0,57	0,82	1,24	0,081	0,678
12	0,58	0,84	1,26	0,073	0,609
13	0,60	0,85	1,28	0,066	0,553
14	0,62	0,87	1,29	0,061	0,506
15	0,63	0,89	1,31	0,056	0,466
16	0,65	0,90	1,33	0,052	0,432
17	0,67	0,92	1,34	0,048	0,403
18	0,68	0,94	1,36	0,045	0,377
19	0,70	0,95	1,38	0,043	0,355
20	0,72	0,97	1,39	0,040	0,335
21	0,73	0,99	1,41	0,038	0,318
22	0,75	1,00	1,43	0,036	0,302
23	0,77	1,02	1,44	0,035	0,288
24	0,78	1,04	1,46	0,033	0,275
25	0,80	1,05	1,48	0,032	0,264
26	0,82	1,07	1,49	0,030	0,254
27	0,83	1,09	1,51	0,029	0,244
28	0,85	1,10	1,53	0,028	0,235
29	0,87	1,12	1,54	0,027	0,227
30	0,88	1,14	1,56	0,026	0,219
31	0,90	1,15	1,58	0,026	0,212
32	0,92	1,17	1,59	0,025	0,206
33	0,93	1,19	1,61	0,024	0,200
34	0,95	1,20	1,63	0,023	0,194
35	0,97	1,22	1,64	0,023	0,189
36	0,98	1,24	1,66	0,022	0,184
37	1,00	1,25	1,68	0,022	0,179

(fonte: elaborada pela autora)

Tabela 6 - Valores do hidrograma unitário por bloco de chuva excedente para a bacia do arroio Lambari com $T_r = 25$ anos

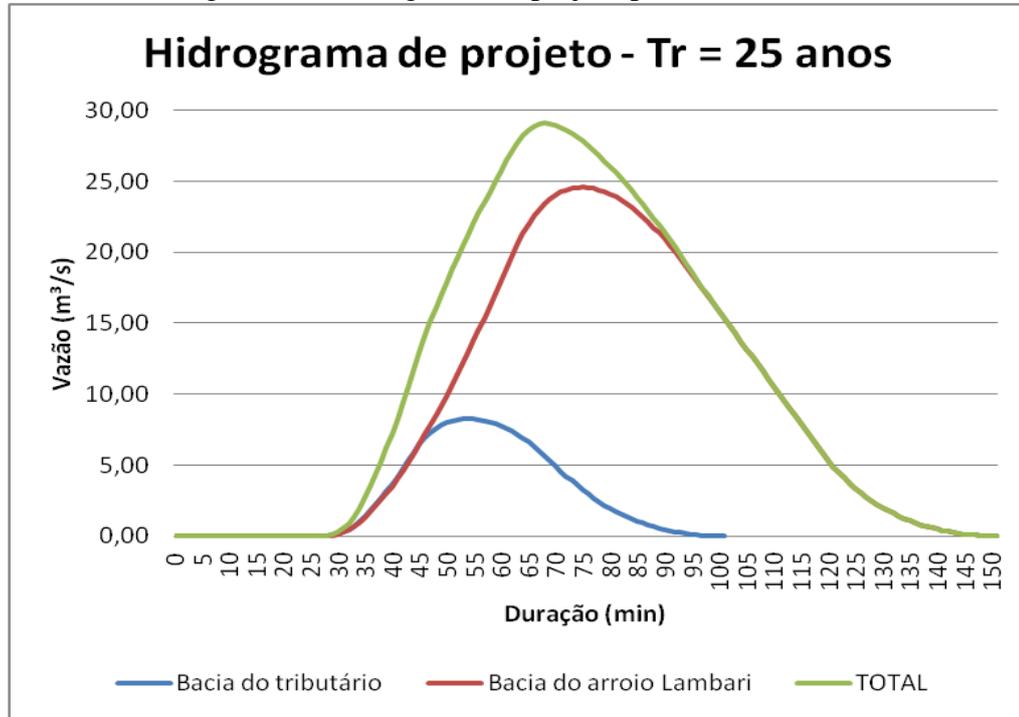
Bloco de $P_{efetiva}$	Duração (h)	$T_{a'}$ (h)	$T_{b'}$ (h)	$P_{efetiva}$ real acumulada (cm)	Q_{pico} (m^3/s)
1	0,42	0,98	1,93	0,001	0,012
2	0,43	1,00	1,94	0,007	0,132
3	0,45	1,02	1,96	0,017	0,332
4	0,47	1,03	1,98	0,032	0,637
5	0,48	1,05	1,99	0,057	1,129
6	0,50	1,07	2,01	0,100	1,988
7	0,52	1,08	2,03	0,107	2,137
8	0,53	1,10	2,04	0,096	1,913
9	0,55	1,12	2,06	0,086	1,704
10	0,57	1,13	2,08	0,077	1,525
11	0,58	1,15	2,09	0,069	1,376
12	0,60	1,17	2,11	0,063	1,252
13	0,62	1,18	2,13	0,058	1,147
14	0,63	1,20	2,14	0,053	1,058
15	0,65	1,22	2,16	0,049	0,982
16	0,67	1,23	2,18	0,046	0,917
17	0,68	1,25	2,19	0,043	0,860
18	0,70	1,27	2,21	0,041	0,810
19	0,72	1,28	2,23	0,039	0,766
20	0,73	1,30	2,24	0,037	0,727
21	0,75	1,32	2,26	0,035	0,691
22	0,77	1,33	2,28	0,033	0,660
23	0,78	1,35	2,29	0,032	0,631
24	0,80	1,37	2,31	0,030	0,605
25	0,82	1,38	2,33	0,029	0,581
26	0,83	1,40	2,34	0,028	0,560
27	0,85	1,42	2,36	0,027	0,539
28	0,87	1,43	2,38	0,026	0,521
29	0,88	1,45	2,39	0,025	0,504
30	0,90	1,47	2,41	0,025	0,488
31	0,92	1,48	2,43	0,024	0,473
32	0,93	1,50	2,44	0,023	0,460
33	0,95	1,52	2,46	0,022	0,447
34	0,97	1,53	2,48	0,022	0,435
35	0,98	1,55	2,49	0,021	0,423
36	1,00	1,57	2,51	0,021	0,413

(fonte: elaborada pela autora)

Com a definição dos valores do hidrograma unitário de cada bloco de chuva é possível determinar o hidrograma da bacia do tributário e do arroio Lambari através da soma por superposição. Com esses dois hidrogramas definidos é possível gerar o hidrograma de projeto

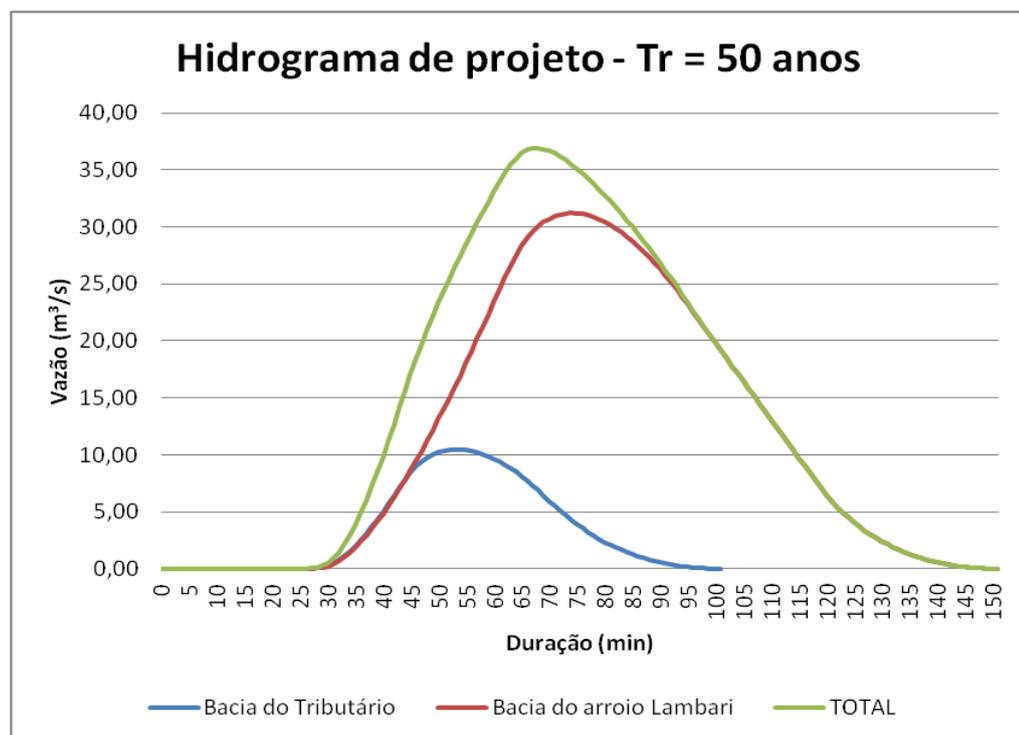
a ser considerado no dimensionamento da estrutura. As figuras 14 e 15 apresentam o hidrograma para um T_r de 25 e 50 anos, respectivamente.

Figura 14 - Hidrograma de projeto para T_r de 25 anos



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 15 - Hidrograma de projeto para T_r de 50 anos



(fonte: elaborada pela autora)

As tabelas com os valores detalhados que deram origem ao hidrograma de projeto para ambos os períodos de retorno estão apresentadas no apêndice D.

Observa-se que o pico de vazão para o evento chuvoso com período de retorno de 25 anos, considerando o ponto onde os dois afluentes se encontram, ocorrer entre 65 e 70 minutos e é de aproximadamente 30 m³/s. Para o Tr de 50 anos, o pico ocorre no mesmo intervalo de tempo, mas atinge uma vazão de 37 m³/s. As tabelas com os valores detalhados que deram origem ou hidrograma de projeto estão apresentadas

Portanto, se considerarmos apenas a vazão que ocorre a montante da entrada da Cidade, uma chuva de 60 minutos de duração, com um Tr de 25 anos, já provoca alagamentos, uma vez que a vazão máxima de passagem estabelecida é de 24 m³/s.

Porém, a vazão que chega ao arroio Lambari não é apenas formada pela macrobacia analisada acima. Após o ponto onde os dois afluentes se encontram, o arroio continua recebendo a contribuição de outras bacias, incluindo a contribuição da área urbana. Isso faz com que a vazão de pico do hidrograma ao longo do arroio seja ainda maior que 30 m³/s.

Apesar das contribuições citadas a bacia que produz a maior vazão, e grande responsável pelos alagamentos, é a macrobacia a montante do Município. Dessa forma, pode-se estabelecer que o amortecimento do pico de cheia da referida bacia é capaz de minimizar a frequência dos alagamentos na região central.

7 ESCOLHA E DIMENSIONAMENTO DO MÉTODO DE CONTROLE DE CHEIAS

A escolha da estrutura a ser implantada foi definida através do estudo e caracterização das estruturas que atuam no controle de enchentes apresentado no capítulo 4. Além disso considerou-se, principalmente, as características hidrológicas e de posicionamento da matriz urbana em relação ao arroio.

7.1 ESCOLHA DO MÉTODO

A aplicação unicamente de medidas não-estruturais não soluciona o problema apresentado. Como a região afetada é o centro do Município, que possui uma urbanização consolidada, a remoção dessas edificações representaria um alto custo com desapropriações e afetaria radicalmente a população do ponto de vista social, tornando-se inviável. Muitas residências já passaram por adaptações do ponto de vista construtivo para minimizar as perdas materiais e a implantação de vedações provisórias é uma prática a muito tempo adotada no local, mas que nem sempre mostrasse suficiente.

O uso de medidas extensivas, para a parte do curso do arroio que possui seção canalizada, não traria os benefícios buscados nesse trabalho. No seu trecho em leito natural, estabelecido na zona rural da Cidade, essas medidas podem ser implementadas buscando minimizar o pico de vazão para os eventos de alto T_r que por vezes causam transtornos pontuais, em pequenos trechos, como nos pontos de estrangulamento da seção canalizada, que não atingem uma grande área. Para os efeitos com T_r menos frequentes, não configurariam uma intervenção suficiente.

Nas medidas intensivas, as estruturas que aceleram o escoamento do rio não foram consideradas adequadas para este caso de estudo. Conforme abordado no capítulo 5, as residências da área central estão estabelecidas a uma distância muito pequena dos muros do canal, não havendo possibilidade de alargamento da seção ou da implantação de diques. Implantá-los a montante das áreas alagáveis, ainda em seu trecho de zona urbana, além de não trazer benefícios agravaria a situação a sua jusante, na área central. A escavação do fundo do

canal envolve elevados custos com trabalhos de derrocamento¹³, uma vez que o fundo do arroio Lambari é quase em sua totalidade em rocha aflorante, e necessitaria de estudos bastante detalhados sobre as consequências do aumento da velocidade de escoamento e o impacto gerado ao ser descarregado no rio Sarandi.

Um sistema construtivo que desvia o escoamento do rio, solução já existente no Município para conter as cheias do rio Sarandi, não é uma solução que possa ser aplicada neste trabalho pela inexistência de condições topográficas favoráveis e de inserção da matriz urbana no arroio Lambari, de modo que não há locais adequados para a criação de um desvio na região que antecede a zona central.

A utilização de medidas intensivas que amortecem e retardam o escoamento produzem o resultado pretendido por esse trabalho: o amortecimento da onda de cheia de modo a controlar a vazão a jusante. Dentre as opções analisadas, optou-se pela utilização de uma bacia de detenção *off line* posicionada a montante da entrada do Município. A escolha pela bacia de detenção em detrimento a um reservatório com barramento de água se deu, principalmente, pelas condições existentes no entorno da área analisada e, em um segundo momento, pela percepção por parte da autora, de que esse modelo de estrutura seria visto de forma mais positiva pela população local. A escolha do modelo *off line* justifica-se pela topografia local, que apresenta elevação acentuada em uma das margens, enquanto a outra já apresenta uma configuração adequada a implantação desse sistema. Salienta-se que a escolha não levou em consideração as questões econômicas envolvidas na construção, operação ou manutenção de cada um dos métodos.

7.2 CONDIÇÕES DE IMPLANTAÇÃO

Como citado acima, a escolha de uma bacia de detenção implantada fora da linha do curso natural do arroio se deu, principalmente, pelas características do local de implantação. A figura 16 representa, esquematicamente, o local onde a estrutura será implantada.

No local escolhido para a implantação da estrutura, demarcado em laranja, atualmente existe um campo de futebol, mostrado com mais detalhes nas figuras 17 e 18. O terreno pertence a uma associação do Município e costuma sediar campeonatos esportivos locais.

¹³Retirada de material do fundo do rio, que compõem naturalmente o seu leito.

Figura 16 - Local de implantação da estrutura de detenção



(fonte: adaptado do GOOGLE EARTH, 2015)

Figura 17 - Ocupação atual da área



(fonte: foto da autora)

Figura 18 - Ocupação atual da área



(fonte: foto da autora)

Nessa configuração, a estrutura de entrada do reservatório seria posicionada de modo a captar a água logo após o ponto onde o arroio Lambari recebe a vazão do seu tributário. Observa-se que, dessa forma, as propriedades rurais próximas ao local e a sede da Sociedade Aquática Rondinense (SAR) não seriam afetados.

A determinação da dimensão da estrutura, além de condicionada em sua base pela disponibilidade do terreno, é limitada pela existência de uma estrada que liga as comunidades rurais à Cidade. Muito próxima a ela também está a RS-404. Considera-se nesse trabalho que nenhuma das vias pode sofrer qualquer tipo de interferência da estrutura, assim sendo, a cota máxima do reservatório não deve ultrapassar a cota das mesmas.

De acordo com um levantamento topográfico realizado na área, na região próxima ao local de implantação, a menor cota encontrada para a RS-404 é de 503 m e de 502 m para a estrada de acesso, aproximadamente. O campo de futebol está situado a uma cota de 500 m. O arroio, no ponto de encontro com o tributário está a um nível de 490 m e de 488 m na região próxima a sede da SAR (trabalho não publicado)¹⁴.

7.3 DIMENSIONAMENTO SIMPLIFICADO DA ESTRUTURA DE DETENÇÃO

O reservatório de detenção a ser dimensionado deve garantir o armazenamento do volume gerado pela bacia a sua montante. Uma vez estabelecida sua área de implantação, a área e a altura total da estrutura serão definidas pelo volume a ser armazenado. No entanto, em função das condições locais, algumas condições foram impostas, sendo elas:

- a) vazão máxima de saída da bacia: 12m³/s;
- b) altura máxima da estrutura: 10 m;
- c) efeitos de propagação da onda de entrada não são considerados.

Como citado anteriormente, a bacia do arroio Lambari situada a montante do encontro do arroio com o seu tributário não é o único responsável pela vazão que chega ao centro da Cidade, mas é o que apresenta maior vazão. Uma vez que a vazão máxima de passagem no trecho canalizado do arroio foi definida em 24 m³/s, deve-se limitar a vazão de saída. Para esse trabalho o máximo foi estabelecido em 50% da vazão limite de modo que, mesmo com a contribuição da bacia urbana, a vazão não atingisse seu limite superior nas regiões críticas.

A definição de altura máxima da bacia foi baseada nas cotas do arroio e da estrada de acesso as comunidades do interior, 490 m e 502 m respectivamente. A altura máxima de 10 m permite estabelecer uma margem de segurança entre o nível da via e da estrutura.

O dimensionamento da estrutura foi definido de maneira iterativa, a partir dos resultados obtidos no hidrograma de saída resultantes da aplicação do método de Puls. Com o objetivo de simplificar o dimensionamento, admitiu-se que a distância entre o ponto de captação da

¹⁴ Informações obtidas em relatório de estudo técnico desenvolvidos pela Fundação Estadual de Planejamento Metropolitano e Regional (Metroplan) intitulado "Estudos hidrológicos e hidráulicos e projeto conceitual da bacia de detenção no arroio Lambari, município de Rondinha-RS" encomendado pela prefeitura municipal no ano de 2014.

água e a entrada da bacia de detenção como pequena, de modo a não haver efeitos de propagação.

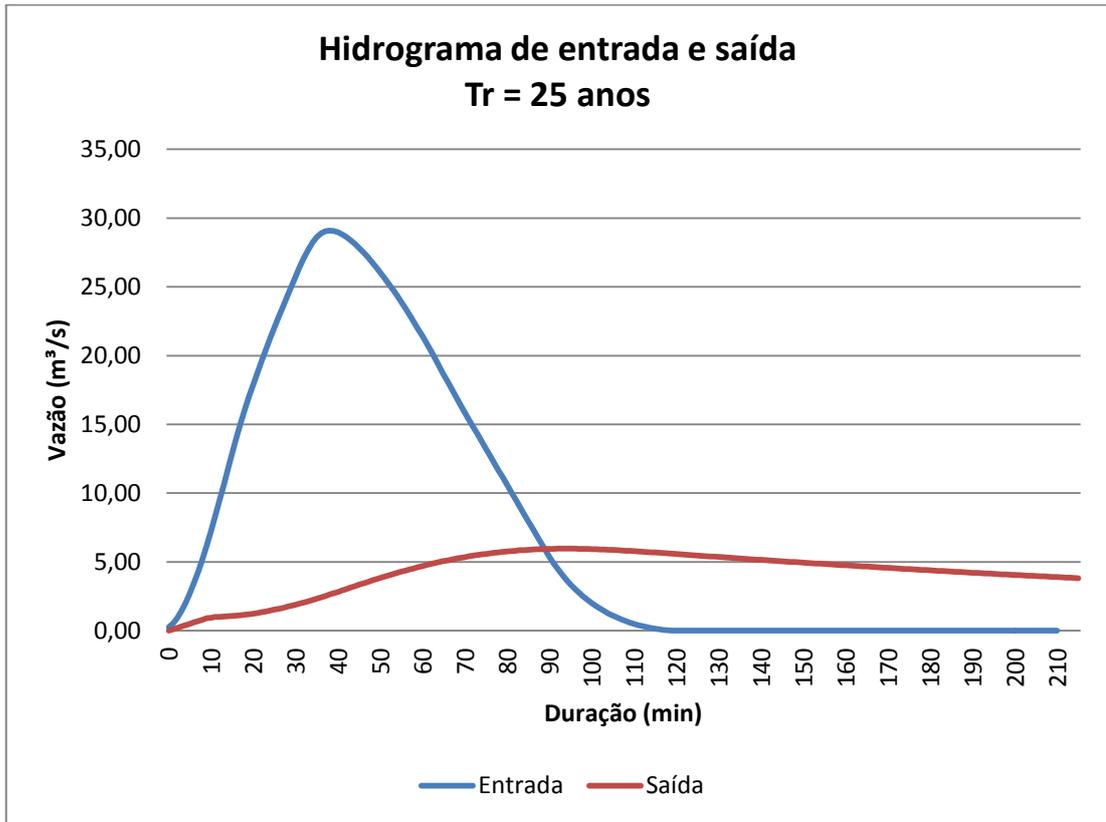
A estrutura escolhida possui geometria regular, com uma área de 15.000 m², 100 m de largura por 150 m de comprimento, e uma estrutura de saída retangular de 2 m², 2,5 m de largura por 0,8 m de altura. Considera-se a estrutura de saída como uma galeria curta, portanto sua vazão pode ser calculada como a de um extravasor tipo orifício. O coeficiente de descarga adotado foi de 0,6. A tabela 7 apresenta a relação entre a cota e o volume do reservatório e a vazão de descarga, que deram origem a função auxiliar $\left(\frac{2S}{\Delta t} + Q\right)$.

Tabela 7 - Tabela de cálculo da função auxiliar

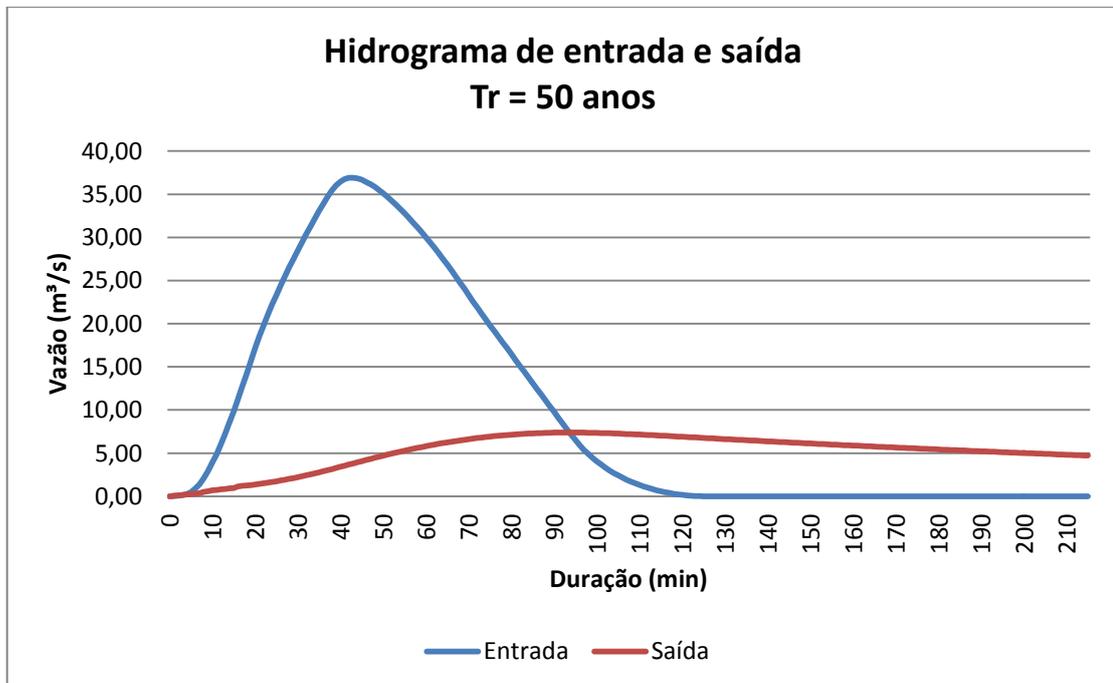
Cota (m)	Desnível (m)	Volume Acum. (m ³)	Vazão de descarga (m ³ /s)	(2S/t + Qs) (m ³ /s)
490	0	0	0	0
491	1	15000	2,38	502,4
492	2	30000	5,82	1005,8
493	3	45000	7,88	1507,9
494	4	60000	9,51	2009,5
495	5	75000	10,89	2510,9
496	6	90000	12,12	3012,1
497	7	105000	13,24	3513,2
498	8	120000	14,26	4014,3
499	9	135000	15,22	4515,2
500	10	150000	16,12	5016,1

(fonte: elaborada pela autora)

Adotando-se como critério que no momento de entrada da vazão, o armazenamento, a altura e a vazão de saída da bacia são zero, e com a ajuda da função auxiliar estabelecida, é possível, através do método de Puls, determinar o hidrograma de saída. O período de discretização adotado, assim como no hidrograma de entrada, foi de 1 minuto. As figuras 19 e 20 apresentam a comparação do hidrograma de entrada e de saída da bacia de detenção para um T_r e 25 e 50 anos, respectivamente. As tabelas com o valores do hidrograma de saída são apresentadas no apêndice E.

Figura 19 - Hidrograma entrada e saída para $T_r = 25$ anos

(fonte: elaborada pela autora)

Figura 20 - Hidrograma entrada e saída para $T_r = 50$ anos

(fonte: elaborada pela autora)

Os hidrogramas apresentados mostram que, para a configuração de bacia adotada e para o amortecimento de toda a vazão gerada pela bacia do arroio Lambari e seu tributário, a vazão máxima de saída para um T_r de 25 anos é de, aproximadamente, 6 m³/s e para um T_r de 50 anos de 7,4 m³. Assim, observar-se que adotando uma altura de 3 m para a bacia já é possível amortecer um evento com T_r de 50 anos.

8 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES DE PESQUISAS FUTURAS

O intuito deste trabalho era apresentar uma solução para os problemas de inundação na região central do município de Rondinha. Para isso, foram detalhadas as opções existentes para o controle de enchentes em áreas alagáveis, de modo a escolher a opção mais viável para o caso de estudo, e determinadas as características hidrológicas locais, sem as quais não seria possível desenvolver o hidrograma de projeto, fundamental para o dimensionamento da estrutura de retenção.

Analisados os resultados, observa-se que a solução adotada seria capaz de solucionar os problemas de enchentes para um período de retorno de 25 anos, usual em projetos com essas características, bem como para T_r superiores. As dimensões apresentadas foram escolhidas pois, além de atender a função de armazenamento necessária, fazem uso do terreno de maneira racional. Seguindo o conceito de integração entre a estrutura de amortecimento e a criação de áreas de lazer, a área adotada permite a construção de um novo campo de futebol inserido na bacia. Uma base maior permite a redução da altura necessária, facilitando a integração do espaço e diminuindo custos com escavações e movimentações de terras.

Salienta-se que o dimensionamento da estrutura foi realizado de maneira simplificada, buscando apenas uma definição básica da área que seria necessária para a implantação da estrutura, e a confirmação de que, consideradas as limitações impostas, a bacia de retenção era uma solução viável. Análises mais completas, como detalhes dos extravasores, vertedores de emergência e, principalmente, da estrutura hidráulica de entrada no reservatório e seu funcionamento fogem ao escopo deste trabalho, mas recomenda-se que sejam determinados na continuidade dos estudos para que a implantação desta estrutura.

REFERÊNCIAS

ASSUNÇÃO, V. R. A. **Proposta de metodologia de cálculo para reservatórios de detenção em bacias hidrográficas urbanizadas**. 2012. 153f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18138/tde-26092012-152554/pt-br.php>>¹⁵.

BAPTISTA, M.; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. **Técnicas compensatórias em drenagem urbana**. 1. ed. Porto Alegre: ABRH, 2005.

BARBOSA, F. A. R. **Medidas de proteção e controle de inundações urbanas na bacia do rio Mamanguape/PB**. 2006. 114f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2006. Disponível em: <http://www.cprm.gov.br/publique/media/diss_franciscobarbosa.pdf>. Acesso em: 6 ago. 2014.

BERTONI, J. C.; TUCCI, C. E. M. Precipitação. In: TUCCI, C. E. M. (Org.). **Hidrologia: ciência e aplicação**. 4. ed. Porto Alegre: Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul; ABRH, 2012. p. 177-242.

BRASIL. Presidência da República. Casa Civil. Subchefia para Assuntos Jurídicos. **Lei n. 4.771**, de 15 de setembro de 1965. Institui o novo código florestal. Brasília, DF, 1965¹⁶. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/leis/14771.htm>. Acesso em: 8 nov. 2014.

_____. Presidência da República. Casa Civil. Subchefia para Assuntos Jurídicos. **Lei n. 6.766**, de 19 de setembro de 1979. Dispõe sobre o parcelamento do solo urbano e dá outras providências. Brasília, DF, 1979. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/leis/16766.htm>. Acesso em: 8 nov. 2014.

CANHOLI, A. P. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.

GOOGLE EARTH. [Rondinha - Rio Grande do Sul]. [S. l.], 2015. Acesso em: 17 maio. 2015.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Censo 2010**: cidades. Rio de Janeiro, 2011.

PORTO, R. L.; ZAHED, K. F.; TUCCI, C. E. M.; BIDONE, F. Drenagem urbana. In: TUCCI, C. E. M. (Org.). **Hidrologia: ciência e aplicação**. 4. ed. Porto Alegre: Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul; ABRH, 2012. p. 805-847.

¹⁵ Estando no site <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18138/tde-26092012-152554/pt-br.php>>, localize na parte final da página a indicação <VitorAssuncao.pdf>: clique para abrir o documento.

¹⁶ Lei revogada pela Lei nº 12.651, de 2012, que dispõe sobre a proteção da vegetação nativa e está disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_Ato2011-2014/2012/Lei/L12651.htm#art83>.

RAIMUNDO, A. P. **Estruturas hidráulicas utilizadas em reservatórios de controle de cheias**. 2007. 178f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3147/tde-14012008-113931/pt-br.php>>¹⁷. Acesso em: 22 out. 2014.

RIGUETTO, A. M.; MOREIRA, L. F. F.; SALES, T. E. A. Manejo de águas pluviais urbanas. In: RIGUETTO, A. M. (Coord.). **Manejo de águas pluviais urbanas**. 1. ed. Rio de Janeiro: ABES, 2009. p. 19-73.

SILVA, M. K. **Modelo para pré-dimensionamento de bacias de detenção para controle da poluição difusa das águas pluviais no município de Porto Alegre**. 2009. 128f. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010. Disponível em: <<http://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/34135>>¹⁸.

SILVEIRA, G. M. **Análise de sensibilidade de hidrogramas de projeto aos parâmetros de sua definição indireta**. 2010. 243f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3147/tde-17082010-125920/pt-br.php>>¹⁹.

TUCCI, C. E. M. Gerenciamento da drenagem urbana. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 7, n.1, p. 5-27, jan./mar. 2002. Disponível em: <https://www.abrh.org.br/sgcv3/UserFiles/Sumarios/6137a1ef8fc1c04f81a9a6b46a3093dd_c80b83451c8ed0911a8b63bc1f8850cd.pdf>. Acesso em: 6 ago. 2014.

_____. **Inundações urbanas**. 1. ed. Porto Alegre: ABRH; Rhama, 2007.

_____. Escoamento Superficial. In: _____ (Org.). **Hidrologia: ciência e aplicação**. 4. ed. Porto Alegre: Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul; ABRH, 2012. p. 391-441.

_____. Controle de enchentes. In: _____ (Org.). **Hidrologia: ciência e aplicação**. 4. ed. Porto Alegre: Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul; ABRH, 2012. p. 621-658.

WIKIPÉDIA. **Mapa do município de Rondinha - RS**. [S. l.], 2014. Disponível em: <http://pt.wikipedia.org/wiki/Rondinha#mediaviewer/File:RioGrandedoSul_Municip_Rondinha.svg>. Acesso em: 25 set. 2014.

¹⁷ Estando no site<<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3147/tde-14012008-113931/pt-br.php>>, localize na parte final da página a indicação <Dissertacao_revisao_5206291.pdf >: clique para abrir o documento.

¹⁸ Estando no site< <http://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/34135>>, localize na parte final da página a indicação <Visualizar/Abriu>: clique para abrir o documento.

¹⁹ Estando no site<<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3147/tde-17082010-125920/pt-br.php>>, localize na parte final da página a indicação <Dissertacao_Gislaine_Massuia_da_Silveira.pdf >: clique para abrir o documento.

APÊNDICE A – Tabela de desenvolvimento da curva IDF

Tabela AP - A - Tabela de desenvolvimento da curva IDF

Duração Td (min)	Intensidade de chuva I (mm/h)			
	Tr 10 anos	Tr 25 anos	Tr 50 anos	Tr 100 anos
0	234,52	270,31	300,97	335,11
1	217,30	250,46	278,87	310,50
2	202,79	233,74	260,25	289,77
3	190,37	219,42	244,31	272,02
4	179,60	207,01	230,49	256,64
5	170,17	196,14	218,38	243,15
6	161,82	186,52	207,67	231,23
7	154,38	177,94	198,12	220,59
8	147,70	170,23	189,54	211,04
9	141,65	163,27	181,79	202,41
10	136,16	156,94	174,74	194,56
11	131,15	151,16	168,31	187,40
12	126,55	145,86	162,41	180,83
13	122,31	140,98	156,97	174,77
14	118,39	136,46	151,94	169,17
15	114,76	132,27	147,27	163,98
16	111,37	128,37	142,93	159,14
17	108,22	124,73	138,88	154,63
18	105,26	121,33	135,09	150,41
19	102,49	118,13	131,53	146,45
20	99,89	115,13	128,19	142,73
21	97,43	112,30	125,04	139,22
22	95,11	109,63	122,06	135,91
23	92,92	107,10	119,25	132,77
24	90,84	104,71	116,58	129,81
25	88,87	102,44	114,06	126,99
26	87,00	100,28	111,65	124,32
27	85,22	98,22	109,36	121,77
28	83,52	96,27	107,18	119,34
29	81,90	94,40	105,10	117,02
30	80,35	92,61	103,12	114,81
31	78,87	90,90	101,21	112,69
32	77,45	89,27	99,39	110,67
33	76,09	87,70	97,65	108,72
34	74,78	86,19	95,97	106,86
35	73,53	84,75	94,36	105,06
36	72,32	83,36	92,81	103,34
37	71,16	82,02	91,33	101,68
38	70,05	80,73	89,89	100,09
39	68,97	79,49	88,51	98,55
40	67,93	78,30	87,18	97,06
41	66,93	77,14	85,89	95,63

continua

continuação

Duração Td (min)	Intensidade de chuva I (mm/h)			
	Tr 10 anos	Tr 25 anos	Tr 50 anos	Tr 100 anos
42	65,96	76,02	84,65	94,25
43	65,02	74,95	83,45	92,91
44	64,12	73,90	82,28	91,62
45	63,24	72,89	81,16	90,36
46	62,39	71,91	80,07	89,15
47	61,57	70,97	79,01	87,98
48	60,77	70,05	77,99	86,84
49	60,00	69,16	77,00	85,73
50	59,25	68,29	76,04	84,66
51	58,52	67,45	75,10	83,62
52	57,81	66,63	74,19	82,61
53	57,12	65,84	73,31	81,62
54	56,45	65,07	72,45	80,67
55	55,80	64,32	71,61	79,74
56	55,17	63,59	70,80	78,83
57	54,55	62,88	70,01	77,95
58	53,95	62,18	69,24	77,09
59	53,36	61,51	68,48	76,25
60	52,79	60,85	67,75	75,44

(fonte: elaborada pela autora)

APÊNDICE B – Planilhas de cálculo dos hietogramas de projeto e da chuva efetiva das bacias do tributário e do arroio Lambari para $T_r = 25$ e 50 anos

Tabela AP - B1- Cálculo do hietograma de projeto para $T_r = 25$ anos

Intervalo (min)	Intensidade (mm/h)	Precipitação (mm)	Incremento (mm)	Incremento rearranjado (mm)
1	250,46	4,17	4,17	0,37
2	233,74	7,79	3,62	0,38
3	219,42	10,97	3,18	0,40
4	207,01	13,80	2,83	0,41
5	196,14	16,34	2,54	0,42
6	186,52	18,65	2,31	0,44
7	177,94	20,76	2,11	0,46
8	170,23	22,70	1,94	0,47
9	163,27	24,49	1,79	0,49
10	156,94	26,16	1,67	0,52
11	151,16	27,71	1,56	0,54
12	145,86	29,17	1,46	0,56
13	140,98	30,54	1,37	0,59
14	136,46	31,84	1,30	0,63
15	132,27	33,07	1,23	0,66
16	128,37	34,23	1,16	0,70
17	124,73	35,34	1,11	0,75
18	121,33	36,40	1,06	0,80
19	118,13	37,41	1,01	0,86
20	115,13	38,38	0,97	0,93
21	112,30	39,30	0,93	1,01
22	109,63	40,20	0,89	1,11
23	107,10	41,06	0,86	1,23
24	104,71	41,88	0,83	1,37
25	102,44	42,68	0,80	1,56
26	100,28	43,45	0,77	1,79
27	98,22	44,20	0,75	2,11
28	96,27	44,92	0,72	2,54
29	94,40	45,63	0,70	3,18
30	92,61	46,31	0,68	4,17
31	90,90	46,97	0,66	3,62
32	89,27	47,61	0,64	2,83
33	87,70	48,23	0,63	2,31
34	86,19	48,84	0,61	1,94
35	84,75	49,44	0,59	1,67
36	83,36	50,02	0,58	1,46
37	82,02	50,58	0,56	1,30
38	80,73	51,13	0,55	1,16
39	79,49	51,67	0,54	1,06
40	78,30	52,20	0,53	0,97

continua

continuação

Intervalo (min)	Intensidade (mm/h)	Precipitação (mm)	Incremento (mm)	Incremento rearranjado (mm)
41	77,14	52,71	0,52	0,89
42	76,02	53,22	0,50	0,83
43	74,95	53,71	0,49	0,77
44	73,90	54,19	0,48	0,72
45	72,89	54,67	0,47	0,68
46	71,91	55,13	0,46	0,64
47	70,97	55,59	0,46	0,61
48	70,05	56,04	0,45	0,58
49	69,16	56,48	0,44	0,55
50	68,29	56,91	0,43	0,53
51	67,45	57,33	0,42	0,50
52	66,63	57,75	0,42	0,48
53	65,84	58,16	0,41	0,46
54	65,07	58,56	0,40	0,45
55	64,32	58,96	0,40	0,43
56	63,59	59,35	0,39	0,42
57	62,88	59,73	0,38	0,40
58	62,18	60,11	0,38	0,39
59	61,51	60,48	0,37	0,38
60	60,85	60,85	0,37	0,37

(fonte: elaborada pela autora)

Tabela AP - B2- Cálculo do hietograma de projeto para $T_r = 50$ anos

Intervalo (min)	Intensidade (mm/h)	Precipitação (mm)	Incremento (mm)	Incremento rearranjado (mm)
1	278,87	4,65	4,65	0,41
2	260,25	8,67	4,03	0,43
3	244,31	12,22	3,54	0,44
4	230,49	15,37	3,15	0,46
5	218,38	18,20	2,83	0,47
6	207,67	20,77	2,57	0,49
7	198,12	23,11	2,35	0,51
8	189,54	25,27	2,16	0,53
9	181,79	27,27	2,00	0,55
10	174,74	29,12	1,86	0,57
11	168,31	30,86	1,73	0,60
12	162,41	32,48	1,62	0,63
13	156,97	34,01	1,53	0,66
14	151,94	35,45	1,44	0,70
15	147,27	36,82	1,37	0,74
16	142,93	38,11	1,30	0,78
17	138,88	39,35	1,23	0,83
18	135,09	40,53	1,18	0,89
19	131,53	41,65	1,13	0,96
20	128,19	42,73	1,08	1,03
21	125,04	43,76	1,03	1,13
22	122,06	44,76	0,99	1,23
23	119,25	45,71	0,96	1,37
24	116,58	46,63	0,92	1,53
25	114,06	47,52	0,89	1,73
26	111,65	48,38	0,86	2,00
27	109,36	49,21	0,83	2,35
28	107,18	50,02	0,81	2,83
29	105,10	50,80	0,78	3,54
30	103,12	51,56	0,76	4,65
31	101,21	52,29	0,74	4,03
32	99,39	53,01	0,72	3,15
33	97,65	53,71	0,70	2,57
34	95,97	54,38	0,68	2,16
35	94,36	55,04	0,66	1,86
36	92,81	55,69	0,64	1,62
37	91,33	56,32	0,63	1,44
38	89,89	56,93	0,61	1,30
39	88,51	57,53	0,60	1,18
40	87,18	58,12	0,59	1,08

continua

continuação

Intervalo (min)	Intensidade (mm/h)	Precipitação (mm)	Incremento (mm)	Incremento rearranjado (mm)
41	85,89	58,69	0,57	0,99
42	84,65	59,25	0,56	0,92
43	83,45	59,80	0,55	0,86
44	82,28	60,34	0,54	0,81
45	81,16	60,87	0,53	0,76
46	80,07	61,39	0,52	0,72
47	79,01	61,89	0,51	0,68
48	77,99	62,39	0,50	0,64
49	77,00	62,88	0,49	0,61
50	76,04	63,36	0,48	0,59
51	75,10	63,84	0,47	0,56
52	74,19	64,30	0,46	0,54
53	73,31	64,76	0,46	0,52
54	72,45	65,20	0,45	0,50
55	71,61	65,65	0,44	0,48
56	70,80	66,08	0,43	0,46
57	70,01	66,51	0,43	0,45
58	69,24	66,93	0,42	0,43
59	68,48	67,34	0,41	0,42
60	67,75	67,75	0,41	0,41

(fonte: elaborada pela autora)

Tabela AP - B3- Cálculo da chuva efetiva para a bacia do tributário $T_r = 25$ anos

Duração (min)	Precipitação (mm)	P acumulada (mm)	P_{efetiva} real (mm)	P_{efetiva} real acumulada (mm)
1	0,37	0,37	0	0
2	0,38	0,76	0	0
3	0,40	1,15	0	0
4	0,41	1,56	0	0
5	0,42	1,99	0	0
6	0,44	2,43	0	0
7	0,46	2,88	0	0
8	0,47	3,36	0	0
9	0,49	3,85	0	0
10	0,52	4,37	0	0
11	0,54	4,90	0	0
12	0,56	5,47	0	0
13	0,59	6,06	0	0
14	0,63	6,69	0	0
15	0,66	7,35	0	0
16	0,70	8,05	0	0
17	0,75	8,80	0	0
18	0,80	9,60	0	0
19	0,86	10,45	0	0
20	0,93	11,38	0	0
21	1,01	12,39	0	0
22	1,11	13,50	0	0
23	1,23	14,73	0	0
24	1,37	16,10	0,00	0,00
25	1,56	17,66	0,03	0,03
26	1,79	19,45	0,14	0,11
27	2,11	21,56	0,35	0,22
28	2,54	24,10	0,74	0,38
29	3,18	27,28	1,38	0,65
30	4,17	31,46	2,48	1,10
31	3,62	35,07	3,65	1,16
32	2,83	37,90	4,68	1,03
33	2,31	40,21	5,60	0,91
34	1,94	42,15	6,41	0,81
35	1,67	43,81	7,14	0,73
36	1,46	45,27	7,81	0,66
37	1,30	46,57	8,42	0,61
38	1,16	47,73	8,98	0,56
39	1,06	48,79	9,49	0,52
40	0,97	49,76	9,98	0,48

continua

continuação

Duração (min)	Precipitação (mm)	P acumulada (mm)	P _{efetiva} real (mm)	P _{efetiva} real acumulada (mm)
41	0,89	50,65	10,43	0,45
42	0,83	51,48	10,86	0,43
43	0,77	52,25	11,26	0,40
44	0,72	52,97	11,64	0,38
45	0,68	53,65	12,01	0,36
46	0,64	54,30	12,35	0,35
47	0,61	54,91	12,68	0,33
48	0,58	55,48	13,00	0,32
49	0,55	56,04	13,31	0,30
50	0,53	56,56	13,60	0,29
51	0,50	57,07	13,88	0,28
52	0,48	57,55	14,16	0,27
53	0,46	58,02	14,42	0,26
54	0,45	58,46	14,67	0,26
55	0,43	58,90	14,92	0,25
56	0,42	59,31	15,16	0,24
57	0,40	59,72	15,40	0,23
58	0,39	60,11	15,62	0,23
59	0,38	60,48	15,84	0,22
60	0,37	60,85	16,06	0,22

(fonte: elaborada pela autora)

Tabela AP - B4- Cálculo da chuva efetiva para a bacia do arroio $T_r = 25$ anos

Duração (min)	Precipitação (mm)	$P_{\text{acumulada}}$ (mm)	P_{efetiva} real (mm)	$P_{\text{efetiva real}}$ acumulada (mm)
1	0,37	0,37	0	0
2	0,38	0,76	0	0
3	0,40	1,15	0	0
4	0,41	1,56	0	0
5	0,42	1,99	0	0
6	0,44	2,43	0	0
7	0,46	2,88	0	0
8	0,47	3,36	0	0
9	0,49	3,85	0	0
10	0,52	4,37	0	0
11	0,54	4,90	0	0
12	0,56	5,47	0	0
13	0,59	6,06	0	0
14	0,63	6,69	0	0
15	0,66	7,35	0	0
16	0,70	8,05	0	0
17	0,75	8,80	0	0
18	0,80	9,60	0	0
19	0,86	10,45	0	0
20	0,93	11,38	0	0
21	1,01	12,39	0	0
22	1,11	13,50	0	0
23	1,23	14,73	0	0
24	1,37	16,10	0	0
25	1,56	17,66	0,01	0,01
26	1,79	19,45	0,07	0,07
27	2,11	21,56	0,24	0,17
28	2,54	24,10	0,56	0,32
29	3,18	27,28	1,13	0,57
30	4,17	31,46	2,13	1,00
31	3,62	35,07	3,20	1,07
32	2,83	37,90	4,16	0,96
33	2,31	40,21	5,02	0,86
34	1,94	42,15	5,79	0,77
35	1,67	43,81	6,48	0,69
36	1,46	45,27	7,11	0,63
37	1,30	46,57	7,68	0,58
38	1,16	47,73	8,22	0,53
39	1,06	48,79	8,71	0,49
40	0,97	49,76	9,17	0,46

continua

continuação

Duração (min)	Precipitação (mm)	Pacumulada (mm)	P _{efetiva} real (mm)	P _{efetiva} real acumulada (mm)
41	0,89	50,65	9,60	0,43
42	0,83	51,48	10,01	0,41
43	0,77	52,25	10,40	0,39
44	0,72	52,97	10,76	0,37
45	0,68	53,65	11,11	0,35
46	0,64	54,30	11,44	0,33
47	0,61	54,91	11,76	0,32
48	0,58	55,48	12,06	0,30
49	0,55	56,04	12,35	0,29
50	0,53	56,56	12,64	0,28
51	0,50	57,07	12,91	0,27
52	0,48	57,55	13,17	0,26
53	0,46	58,02	13,42	0,25
54	0,45	58,46	13,67	0,25
55	0,43	58,90	13,91	0,24
56	0,42	59,31	14,14	0,23
57	0,40	59,72	14,36	0,22
58	0,39	60,11	14,58	0,22
59	0,38	60,48	14,79	0,21
60	0,37	60,85	15,00	0,21

(fonte: elaborada pela autora)

Tabela AP - B5- Cálculo da chuva efetiva para a bacia do tributário $T_r = 50$ anos

Duração (min)	Precipitação (mm)	$P_{\text{acumulada}}$ (mm)	P_{efetiva} real (mm)	P_{efetiva} real acumulada (mm)
1	0,41	0,41	0	0
2	0,43	0,84	0	0
3	0,44	1,28	0	0
4	0,46	1,74	0	0
5	0,47	2,21	0	0
6	0,49	2,70	0	0
7	0,51	3,21	0	0
8	0,53	3,74	0	0
9	0,55	4,29	0	0
10	0,57	4,86	0	0
11	0,60	5,46	0	0
12	0,63	6,09	0	0
13	0,66	6,75	0	0
14	0,70	7,45	0	0
15	0,74	8,18	0	0
16	0,78	8,96	0	0
17	0,83	9,79	0	0
18	0,89	10,68	0	0
19	0,96	11,64	0	0
20	1,03	12,67	0	0
21	1,13	13,80	0	0
22	1,23	15,03	0	0
23	1,37	16,40	0	0
24	1,53	17,93	0,04	0,04
25	1,73	19,66	0,16	0,11
26	2,00	21,66	0,37	0,21
27	2,35	24,00	0,72	0,35
28	2,83	26,84	1,28	0,56
29	3,54	30,38	2,17	0,89
30	4,65	35,02	3,63	1,46
31	4,03	39,05	5,13	1,50
32	3,15	42,20	6,43	1,30
33	2,57	44,77	7,58	1,14
34	2,16	46,93	8,59	1,01
35	1,86	48,78	9,49	0,90
36	1,62	50,41	10,31	0,82
37	1,44	51,85	11,05	0,74
38	1,30	53,15	11,74	0,68
39	1,18	54,33	12,37	0,63
40	1,08	55,40	12,96	0,59

continua

continuação

Duração (min)	Precipitação (mm)	P _{acumulada} (mm)	P _{efetiva} real (mm)	P _{efetiva} real acumulada (mm)
41	0,99	56,40	13,51	0,55
42	0,92	57,32	14,02	0,52
43	0,86	58,18	14,51	0,49
44	0,81	58,98	14,97	0,46
45	0,76	59,74	15,41	0,44
46	0,72	60,46	15,83	0,42
47	0,68	61,13	16,23	0,40
48	0,64	61,78	16,61	0,38
49	0,61	62,39	16,97	0,37
50	0,59	62,98	17,33	0,35
51	0,56	63,54	17,67	0,34
52	0,54	64,08	17,99	0,33
53	0,52	64,60	18,31	0,32
54	0,50	65,09	18,61	0,31
55	0,48	65,58	18,91	0,30
56	0,46	66,04	19,20	0,29
57	0,45	66,49	19,48	0,28
58	0,43	66,92	19,75	0,27
59	0,42	67,34	20,01	0,26
60	0,41	67,75	20,27	0,26

(fonte: elaborada pela autora)

Tabela AP - B6- Cálculo da chuva efetiva para a bacia do arroio $T_r = 50$ anos

Duração (min)	Precipitação (mm)	Pacumulada (mm)	P _{efetiva} real (mm)	P _{efetiva} real acumulada (mm)
1	0,41	0,41	0	0
2	0,43	0,84	0	0
3	0,44	1,28	0	0
4	0,46	1,74	0	0
5	0,47	2,21	0	0
6	0,49	2,70	0	0
7	0,51	3,21	0	0
8	0,53	3,74	0	0
9	0,55	4,29	0	0
10	0,57	4,86	0	0
11	0,60	5,46	0	0
12	0,63	6,09	0	0
13	0,66	6,75	0	0
14	0,70	7,45	0	0
15	0,74	8,18	0	0
16	0,78	8,96	0	0
17	0,83	9,79	0	0
18	0,89	10,68	0	0
19	0,96	11,64	0	0
20	1,03	12,67	0	0
21	1,13	13,80	0	0
22	1,23	15,03	0	0
23	1,37	16,40	0	0
24	1,53	17,93	0	0
25	1,73	19,66	0,09	0,07
26	2,00	21,66	0,25	0,16
27	2,35	24,00	0,54	0,30
28	2,83	26,84	1,04	0,49
29	3,54	30,38	1,84	0,81
30	4,65	35,02	3,18	1,34
31	4,03	39,05	4,58	1,40
32	3,15	42,20	5,81	1,23
33	2,57	44,77	6,89	1,08
34	2,16	46,93	7,85	0,96
35	1,86	48,78	8,71	0,86
36	1,62	50,41	9,49	0,78
37	1,44	51,85	10,20	0,71
38	1,30	53,15	10,85	0,65
39	1,18	54,33	11,45	0,61

continua

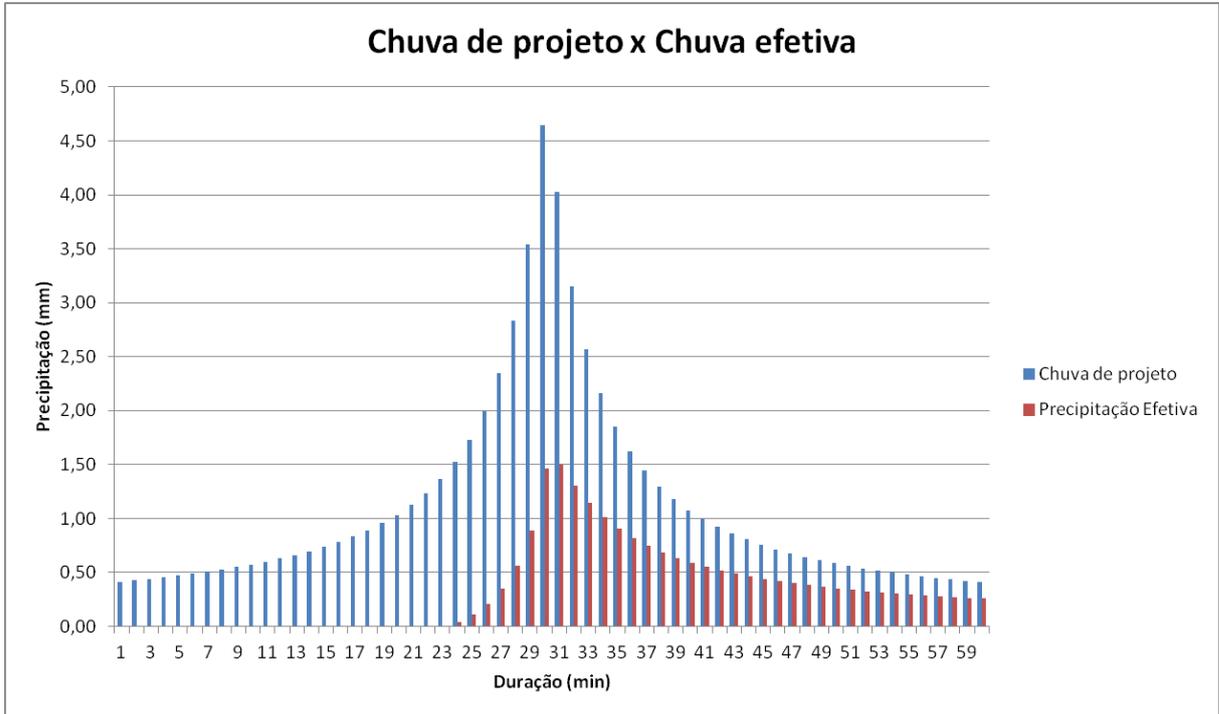
continuação

Duração (min)	Precipitação (mm)	P _{acumulada} (mm)	P _{efetiva} real (mm)	P _{efetiva} real acumulada (mm)
40	1,08	55,40	12,02	0,56
41	0,99	56,40	12,55	0,53
42	0,92	57,32	13,04	0,50
43	0,86	58,18	13,51	0,47
44	0,81	58,98	13,95	0,44
45	0,76	59,74	14,37	0,42
46	0,72	60,46	14,78	0,40
47	0,68	61,13	15,16	0,38
48	0,64	61,78	15,53	0,37
49	0,61	62,39	15,88	0,35
50	0,59	62,98	16,22	0,34
51	0,56	63,54	16,55	0,33
52	0,54	64,08	16,86	0,32
53	0,52	64,60	17,17	0,30
54	0,50	65,09	17,46	0,30
55	0,48	65,58	17,75	0,29
56	0,46	66,04	18,03	0,28
57	0,45	66,49	18,30	0,27
58	0,43	66,92	18,56	0,26
59	0,42	67,34	18,81	0,26
60	0,41	67,75	19,06	0,25

(fonte: elaborada pela autora)

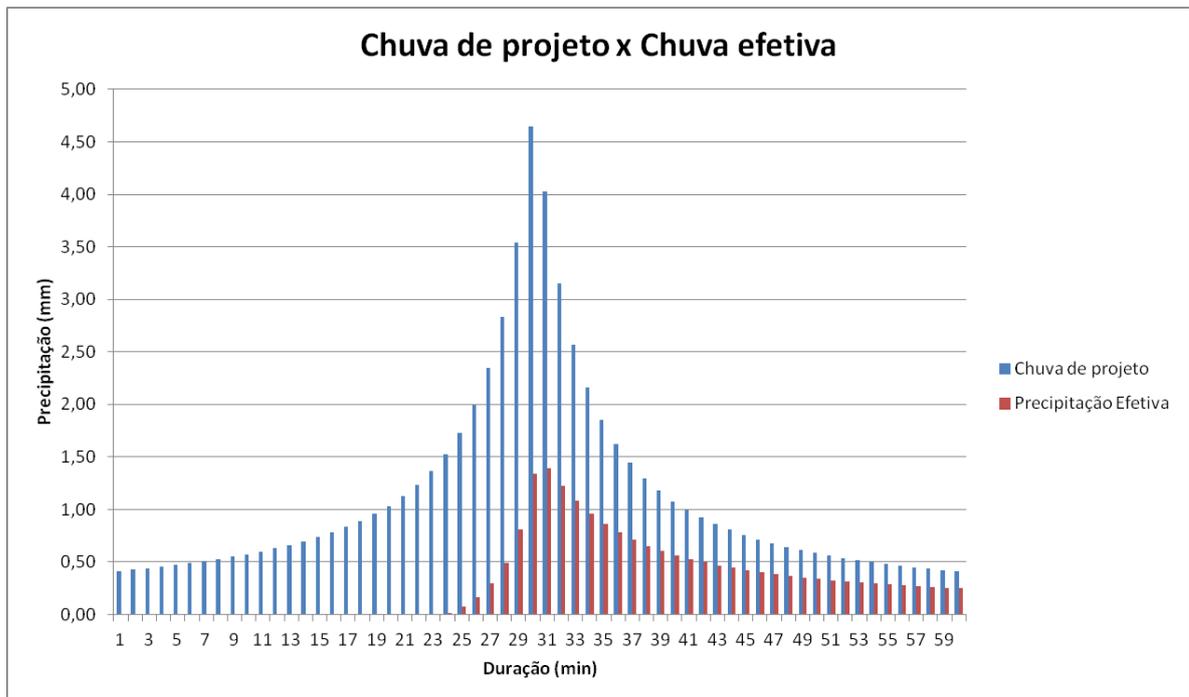
APÊNDICE C – Gráfico comparativo entre hietograma de projeto e chuva efetiva para as bacias do tributário e do arroio Lambari para $Tr = 50$ anos

Figura AP - C1- Chuva de projeto x Chuva efetiva da bacia do tributário - Tr = 50 anos



(fonte: elaborada pela autora)

Figura AP - C2- Chuva de projeto x Chuva efetiva da bacia do arroio Lambari - Tr = 50 anos



(fonte: elaborada pela autora)

APÊNDICE D – Vazão do hidrograma de entrada para T_r de 25 e 50 anos

Tabela AP - D1- Vazão do hidrograma de entrada para $T_r = 25$ anos

Tempo (min)	Bacia do tributário	Bacia do arroio Lambari	Vazão Total (m ³ /s)	Tempo (min)	Bacia do tributário	Bacia do arroio Lambari	Vazão Total (m ³ /s)	Tempo (min)	Bacia do tributário	Bacia do arroio Lambari	Vazão Total (m ³ /s)
25	0,00	0,00	0,00	66	6,34	22,55	28,89	107	0	12,17	12,17
26	0,00	0,00	0,00	67	6,01	23,04	29,04	108	0	11,64	11,64
27	0,01	0,00	0,01	68	5,66	23,44	29,10	109	0	11,12	11,12
28	0,03	0,02	0,05	69	5,30	23,77	29,07	110	0	10,59	10,59
29	0,07	0,05	0,12	70	4,93	24,04	28,97	111	0	10,06	10,06
30	0,14	0,12	0,26	71	4,57	24,24	28,81	112	0	9,54	9,54
31	0,28	0,24	0,52	72	4,22	24,40	28,62	113	0	9,01	9,01
32	0,48	0,43	0,91	73	3,89	24,50	28,40	114	0	8,48	8,48
33	0,74	0,67	1,41	74	3,58	24,56	28,14	115	0	7,96	7,96
34	1,04	0,97	2,01	75	3,27	24,58	27,85	116	0	7,43	7,43
35	1,39	1,31	2,70	76	2,97	24,55	27,52	117	0	6,90	6,90
36	1,79	1,69	3,47	77	2,68	24,49	27,17	118	0	6,38	6,38
37	2,21	2,10	4,32	78	2,42	24,39	26,81	119	0	5,87	5,87
38	2,67	2,56	5,23	79	2,18	24,26	26,44	120	0	5,37	5,37
39	3,17	3,04	6,20	80	1,95	24,10	26,05	121	0	4,90	4,90
40	3,69	3,55	7,23	81	1,75	23,90	25,65	122	0	4,46	4,46
41	4,23	4,09	8,32	82	1,55	23,68	25,23	123	0	4,06	4,06
42	4,79	4,65	9,44	83	1,38	23,42	24,80	124	0	3,70	3,70
43	5,36	5,24	10,59	84	1,21	23,14	24,35	125	0	3,36	3,36
44	5,92	5,85	11,76	85	1,06	22,83	23,89	126	0	3,05	3,05
45	6,44	6,48	12,92	86	0,92	22,50	23,42	127	0	2,76	2,76
46	6,90	7,13	14,03	87	0,79	22,14	22,94	128	0	2,49	2,49
47	7,28	7,80	15,08	88	0,67	21,76	22,44	129	0	2,24	2,24
48	7,58	8,49	16,07	89	0,57	21,36	21,93	130	0	2,01	2,01
49	7,82	9,20	17,01	90	0,47	20,93	21,41	131	0	1,80	1,80
50	8,00	9,92	17,92	91	0,39	20,49	20,87	132	0	1,60	1,60
51	8,13	10,66	18,79	92	0,31	20,02	20,33	133	0	1,42	1,42
52	8,22	11,42	19,64	93	0,24	19,53	19,77	134	0	1,25	1,25
53	8,27	12,19	20,46	94	0,18	19,02	19,20	135	0	1,09	1,09
54	8,28	12,98	21,26	95	0,13	18,49	18,63	136	0	0,95	0,95
55	8,26	13,78	22,04	96	0,09	17,96	18,06	137	0	0,82	0,82
56	8,21	14,59	22,81	97	0,06	17,44	17,50	138	0	0,70	0,70
57	8,13	15,42	23,56	98	0,03	16,91	16,94	139	0	0,59	0,59
58	8,03	16,27	24,30	99	0,01	16,38	16,40	140	0	0,49	0,49
59	7,91	17,12	25,03	100	0	15,86	15,86	141	0	0,40	0,40
60	7,76	17,99	25,75	101	0	15,33	15,33	142	0	0,32	0,32
61	7,60	18,86	26,46	102	0	14,80	14,80	143	0	0,25	0,25
62	7,40	19,72	27,12	103	0	14,28	14,28	144	0	0,19	0,19
63	7,18	20,54	27,72	104	0	13,75	13,75	145	0	0,14	0,14
64	6,92	21,31	28,23	105	0	13,22	13,22	146	0	0,10	0,10
65	6,64	21,98	28,62	106	0	12,70	12,70	147	0	0,06	0,06

(fonte: elaborada pela autora)

Tabela AP - D2- Vazão do hidrograma de entrada para $T_r = 50$ anos

Tempo (min)	Bacia do tributário	Bacia do arroio Lambari	Vazão Total (m ³ /s)	Tempo (min)	Bacia do tributário	Bacia do arroio Lambari	Vazão Total (m ³ /s)	Tempo (min)	Bacia do tributário	Bacia do arroio Lambari	Vazão Total (m ³ /s)
25	0,00	0,00	0,00	67	7,32	29,57	36,89	109	0	13,79	13,79
26	0,01	0,01	0,02	68	6,88	30,03	36,91	110	0	13,12	13,12
27	0,03	0,02	0,05	69	6,43	30,41	36,83	111	0	12,46	12,46
28	0,07	0,05	0,12	70	5,97	30,70	36,67	112	0	11,79	11,79
29	0,14	0,11	0,25	71	5,52	30,92	36,44	113	0	11,12	11,12
30	0,26	0,22	0,48	72	5,09	31,08	36,17	114	0	10,45	10,45
31	0,46	0,41	0,87	73	4,69	31,17	35,86	115	0	9,78	9,78
32	0,74	0,68	1,42	74	4,30	31,21	35,52	116	0	9,11	9,11
33	1,09	1,02	2,11	75	3,93	31,20	35,13	117	0	8,45	8,45
34	1,51	1,42	2,93	76	3,56	31,14	34,70	118	0	7,79	7,79
35	1,98	1,88	3,86	77	3,22	31,03	34,25	119	0	7,15	7,15
36	2,50	2,39	4,89	78	2,91	30,88	33,78	120	0	6,53	6,53
37	3,06	2,95	6,01	79	2,61	30,68	33,29	121	0	5,94	5,94
38	3,67	3,55	7,21	80	2,34	30,45	32,79	122	0	5,41	5,41
39	4,31	4,18	8,49	81	2,09	30,18	32,27	123	0	4,92	4,92
40	4,98	4,85	9,84	82	1,86	29,87	31,73	124	0	4,47	4,47
41	5,68	5,56	11,24	83	1,65	29,53	31,18	125	0	4,06	4,06
42	6,39	6,29	12,69	84	1,45	29,16	30,60	126	0	3,68	3,68
43	7,10	7,06	14,16	85	1,27	28,75	30,02	127	0	3,33	3,33
44	7,80	7,85	15,65	86	1,10	28,31	29,41	128	0	3,00	3,00
45	8,44	8,67	17,11	87	0,95	27,85	28,79	129	0	2,70	2,70
46	8,99	9,51	18,50	88	0,81	27,35	28,16	130	0	2,42	2,42
47	9,43	10,38	19,81	89	0,68	26,83	27,51	131	0	2,16	2,16
48	9,78	11,27	21,05	90	0,57	26,28	26,85	132	0	1,92	1,92
49	10,04	12,18	22,22	91	0,46	25,71	26,17	133	0	1,70	1,70
50	10,24	13,11	23,35	92	0,37	25,11	25,48	134	0	1,50	1,50
51	10,37	14,06	24,43	93	0,29	24,48	24,78	135	0	1,31	1,31
52	10,45	15,03	25,48	94	0,22	23,84	24,06	136	0	1,14	1,14
53	10,48	16,02	26,50	95	0,16	23,17	23,33	137	0	0,98	0,98
54	10,46	17,03	27,49	96	0,11	22,50	22,61	138	0	0,84	0,84
55	10,41	18,05	28,46	97	0,07	21,83	21,90	139	0	0,70	0,70
56	10,32	19,09	29,42	98	0,04	21,16	21,20	140	0	0,59	0,59
57	10,20	20,15	30,35	99	0,02	20,49	20,51	141	0	0,48	0,48
58	10,05	21,22	31,27	100	0	19,82	19,82	142	0	0,38	0,38
59	9,87	22,31	32,18	101	0	19,15	19,15	143	0	0,30	0,30
60	9,66	23,41	33,06	102	0	18,48	18,48	144	0	0,23	0,23
61	9,43	24,50	33,92	103	0	17,81	17,81	145	0	0,17	0,17
62	9,16	25,56	34,72	104	0	17,14	17,14	146	0	0,12	0,12
63	8,85	26,58	35,43	105	0	16,47	16,47	147	0	0,07	0,07
64	8,52	27,52	36,03	106	0	15,80	15,80	148	0	0,04	0,04
65	8,15	28,33	36,47	107	0	15,13	15,13	149	0	0,02	0,02
66	7,75	29,00	36,75	108	0	14,46	14,46	150	0	0,00	0,00

(fonte: elaborada pela autora)

APÊNDICE E – Vazão do hidrograma de saída para T_r de 25 e 50 anos

Tabela AP - E1- Vazão do hidrograma de saída para $T_r = 25$ anos

Tempo (min)	I (m ³ /s)	Q _{saída} (m ³ /s)	Tempo (min)	I (m ³ /s)	Q _{saída} (m ³ /s)	Tempo (min)	I (m ³ /s)	Q _{saída} (m ³ /s)	Tempo (min)	I (m ³ /s)	Q _{saída} (m ³ /s)
1	0,002	0,96	54	26,44	4,20	107	1,60	5,84	160	0	4,75
2	0,01	0,96	55	26,05	4,29	108	1,42	5,82	161	0	4,73
3	0,05	0,97	56	25,65	4,38	109	1,25	5,80	162	0	4,72
4	0,12	0,97	57	25,23	4,46	110	1,09	5,78	163	0	4,70
5	0,26	0,98	58	24,80	4,54	111	0,95	5,76	164	0	4,68
6	0,52	0,98	59	24,35	4,62	112	0,82	5,74	165	0	4,66
7	0,91	0,98	60	23,89	4,70	113	0,70	5,72	166	0	4,64
8	1,41	0,99	61	23,42	4,78	114	0,59	5,70	167	0	4,62
9	2,01	0,99	62	22,94	4,85	115	0,49	5,68	168	0	4,60
10	2,70	1,00	63	22,44	4,92	116	0,40	5,66	169	0	4,59
11	3,47	1,00	64	21,93	4,99	117	0,32	5,64	170	0	4,57
12	4,32	1,01	65	21,41	5,06	118	0,25	5,62	171	0	4,55
13	5,23	1,03	66	20,87	5,12	119	0,19	5,60	172	0	4,53
14	6,20	1,04	67	20,33	5,18	120	0,14	5,58	173	0	4,51
15	7,23	1,07	68	19,77	5,24	121	0,10	5,55	174	0	4,49
16	8,32	1,09	69	19,20	5,30	122	0,06	5,53	175	0	4,48
17	9,44	1,12	70	18,63	5,35	123	0,03	5,51	176	0	4,46
18	10,59	1,16	71	18,06	5,40	124	0,02	5,49	177	0	4,44
19	11,76	1,20	72	17,50	5,45	125	0	5,47	178	0	4,42
20	12,92	1,24	73	16,94	5,50	126	0	5,44	179	0	4,41
21	14,03	1,29	74	16,40	5,54	127	0	5,42	180	0	4,39
22	15,08	1,35	75	15,86	5,59	128	0	5,40	181	0	4,37
23	16,07	1,40	76	15,33	5,63	129	0	5,38	182	0	4,35
24	17,01	1,46	77	14,80	5,66	130	0	5,36	183	0	4,34
25	17,92	1,53	78	14,28	5,70	131	0	5,34	184	0	4,32
26	18,79	1,59	79	13,75	5,73	132	0	5,32	185	0	4,30
27	19,64	1,66	80	13,22	5,76	133	0	5,29	186	0	4,28
28	20,46	1,74	81	12,70	5,79	134	0	5,27	187	0	4,27
29	21,26	1,81	82	12,17	5,82	135	0	5,25	188	0	4,25
30	22,04	1,89	83	11,64	5,84	136	0	5,23	189	0	4,23
31	22,81	1,97	84	11,12	5,87	137	0	5,21	190	0	4,22
32	23,56	2,06	85	10,59	5,88	138	0	5,19	191	0	4,20
33	24,30	2,14	86	10,06	5,90	139	0	5,17	192	0	4,18
34	25,03	2,23	87	9,54	5,92	140	0	5,15	193	0	4,17
35	25,75	2,33	88	9,01	5,93	141	0	5,13	194	0	4,15
36	26,46	2,42	89	8,48	5,94	142	0	5,11	195	0	4,13
37	27,12	2,52	90	7,96	5,95	143	0	5,09	196	0	4,12
38	27,72	2,62	91	7,43	5,96	144	0	5,07	197	0	4,10
39	28,23	2,72	92	6,90	5,96	145	0	5,05	198	0	4,08
40	28,62	2,82	93	6,38	5,97	146	0	5,03	199	0	4,07
41	28,89	2,92	94	5,87	5,97	147	0	5,01	200	0	4,05
42	29,04	3,03	95	5,37	5,97	148	0	4,99	201	0	4,04
43	29,10	3,13	96	4,90	5,96	149	0	4,97	202	0	4,02
44	29,07	3,23	97	4,46	5,96	150	0	4,95	203	0	4,00
45	28,97	3,34	98	4,06	5,95	151	0	4,93	204	0	3,99
46	28,81	3,44	99	3,70	5,94	152	0	4,91	205	0	3,97
47	28,62	3,54	100	3,36	5,93	153	0	4,89	206	0	3,96
48	28,40	3,64	101	3,05	5,92	154	0	4,87	207	0	3,94
49	28,14	3,74	102	2,76	5,91	155	0	4,85	208	0	3,92
50	27,85	3,83	103	2,49	5,90	156	0	4,83	209	0	3,91
51	27,52	3,93	104	2,24	5,88	157	0	4,81	210	0	3,89
52	27,17	4,02	105	2,01	5,87	158	0	4,79	211	0	3,88
53	26,81	4,11	106	1,80	5,85	159	0	4,77	212	0	3,86

(fonte: elaborada pela autora)

Tabela AP - E2- Vazão do hidrograma de saída para $T_r = 50$ anos

Tempo (min)	I (m ³ /s)	Q _{saída} (m ³ /s)	Tempo (min)	I (m ³ /s)	Q _{saída} (m ³ /s)	Tempo (min)	I (m ³ /s)	Q _{saída} (m ³ /s)	Tempo (min)	I (m ³ /s)	Q _{saída} (m ³ /s)
1	0,017	0,98	54	33,29	5,17	107	15,13	7,22	160	0	5,88
2	0,05	0,98	55	32,79	5,28	108	14,46	7,20	161	0	5,86
3	0,12	0,98	56	32,27	5,39	109	13,79	7,18	162	0	5,83
4	0,25	0,99	57	31,73	5,50	110	13,12	7,16	163	0	5,81
5	0,48	0,99	58	31,18	5,60	111	12,46	7,13	164	0	5,79
6	0,87	0,99	59	30,60	5,70	112	11,79	7,11	165	0	5,77
7	1,42	0,99	60	30,02	5,80	113	11,12	7,08	166	0	5,74
8	2,11	0,99	61	29,41	5,90	114	10,45	7,06	167	0	5,72
9	2,93	0,99	62	28,79	5,99	115	9,78	7,03	168	0	5,70
10	3,86	1,00	63	28,16	6,08	116	9,11	7,01	169	0	5,67
11	4,89	1,02	64	27,51	6,17	117	8,45	6,98	170	0	5,65
12	6,01	1,04	65	26,85	6,25	118	7,79	6,95	171	0	5,63
13	7,21	1,06	66	26,17	6,33	119	7,15	6,93	172	0	5,61
14	8,49	1,08	67	25,48	6,41	120	6,53	6,90	173	0	5,58
15	9,84	1,12	68	24,78	6,48	121	5,94	6,87	174	0	5,56
16	11,24	1,15	69	24,06	6,55	122	5,41	6,85	175	0	5,54
17	12,69	1,20	70	23,33	6,62	123	4,92	6,82	176	0	5,52
18	14,16	1,25	71	22,61	6,69	124	4,47	6,79	177	0	5,50
19	15,65	1,30	72	21,90	6,75	125	4,06	6,76	178	0	5,47
20	17,11	1,36	73	21,20	6,81	126	3,68	6,74	179	0	5,45
21	18,50	1,43	74	20,51	6,86	127	3,33	6,71	180	0	5,43
22	19,81	1,50	75	19,82	6,92	128	3,00	6,68	181	0	5,41
23	21,05	1,57	76	19,15	6,97	129	2,70	6,66	182	0	5,39
24	22,22	1,65	77	18,48	7,02	130	2,42	6,63	183	0	5,37
25	23,35	1,74	78	17,81	7,06	131	2,16	6,60	184	0	5,34
26	24,43	1,82	79	17,14	7,10	132	1,92	6,58	185	0	5,32
27	25,48	1,92	80	16,47	7,14	133	1,70	6,55	186	0	5,30
28	26,50	2,01	81	15,80	7,18	134	1,50	6,53	187	0	5,28
29	27,49	2,11	82	15,13	7,21	135	1,31	6,50	188	0	5,26
30	28,46	2,21	83	14,46	7,24	136	1,14	6,47	189	0	5,24
31	29,42	2,32	84	13,79	7,27	137	0,98	6,45	190	0	5,22
32	30,35	2,43	85	13,12	7,29	138	0,84	6,42	191	0	5,20
33	31,27	2,54	86	12,46	7,31	139	0,70	6,40	192	0	5,18
34	32,18	2,66	87	11,79	7,33	140	0,59	6,37	193	0	5,16
35	33,06	2,78	88	11,12	7,35	141	0,48	6,35	194	0	5,13
36	33,92	2,90	89	10,45	7,36	142	0,38	6,32	195	0	5,11
37	34,72	3,03	90	9,78	7,37	143	0,30	6,29	196	0	5,09
38	35,43	3,15	91	9,11	7,38	144	0,23	6,27	197	0	5,07
39	36,03	3,28	92	8,45	7,39	145	0,17	6,24	198	0	5,05
40	36,47	3,41	93	7,79	7,39	146	0,12	6,22	199	0	5,03
41	36,75	3,55	94	7,15	7,39	147	0,07	6,20	200	0	5,01
42	36,89	3,68	95	6,53	7,39	148	0,04	6,17	201	0	4,99
43	36,91	3,81	96	5,94	7,38	149	0,02	6,15	202	0	4,97
44	36,83	3,94	97	5,41	7,38	150	0,00	6,12	203	0	4,95
45	36,67	4,07	98	4,92	7,37	151	0	6,10	204	0	4,93
46	36,44	4,20	99	4,47	7,36	152	0	6,07	205	0	4,91
47	36,17	4,33	100	4,06	7,35	153	0	6,05	206	0	4,89
48	35,86	4,46	101	3,68	7,33	154	0	6,02	207	0	4,87
49	35,52	4,58	102	3,33	7,32	155	0	6,00	208	0	4,86
50	35,13	4,71	103	3,00	7,30	156	0	5,98	209	0	4,84
51	34,70	4,83	104	2,70	7,28	157	0	5,95	210	0	4,82
52	34,25	4,94	105	2,42	7,26	158	0	5,93	211	0	4,80
53	33,78	5,06	106	2,16	7,24	159	0	5,91	212	0	4,78

(fonte: elaborada pela autora)