



UNIVERSIDADE FEDERAL DE RORAIMA – UFRR
PRO–REITORIA DE PESQUISA E PÓS–GRADUAÇÃO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GESTÃO E REGULAÇÃO DE RECURSOS
HÍDRICOS

ALEXANDRE GUSTAVO BRANDS

**AVALIAÇÃO DOS IMPACTOS DO REGIME DE PRECIPITAÇÃO ATUAL NO SISTEMA
DE DRENAGEM URBANA DE BOA VISTA - RR**

BOA VISTA, RR

2023

ALEXANDRE GUSTAVO BRANDS

**AVALIAÇÃO DOS IMPACTOS DO REGIME DE PRECIPITAÇÃO ATUAL NO SISTEMA
DE DRENAGEM URBANA DE BOA VISTA - RR**

Dissertação apresentada ao Programa de Mestrado Profissional em Rede Nacional em Gestão e Regulação de Recursos Hídricos, da Universidade Federal de Roraima, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Gestão e Regulação de Recursos Hídricos.

Área de concentração: Regulação e Governança dos Recursos Hídricos.

Orientador: Prof. Dr. Alex Bortolon de Matos

BOA VISTA, RR

2023

Dados Internacionais de Catalogação na publicação (CIP)
Biblioteca Central da Universidade Federal de Roraima

B819a Brands, Alexandre Gustavo.
Avaliação dos impactos do regime de precipitação atual no sistema de drenagem urbana de Boa Vista – RR / Alexandre Gustavo Brands. – Boa Vista, 2023.
108 f. : il.

Orientador: Prof. Dr. Alex Bortolon de Matos.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Roraima, Programa de Pós-Graduação em Gestão e Regulação de Recursos Hídricos.

1 – Drenagem urbana. 2 – Chuvas intensas. 3 – Intensidade-Duração-Frequência (IDF). 4 – Diretrizes de projeto. 5 – Boa Vista-RR. I – Título. II – Matos, Alex Bortolon de (orientador).

CDU – 627.5(811.4)

ALEXANDRE GUSTAVO BRANDS

**AVALIAÇÃO DOS IMPACTOS DO REGIME DE PRECIPITAÇÃO ATUAL NO SISTEMA
DE DRENAGEM URBANA DE BOA VISTA - RR**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Gestão e Regulação de Recursos Hídricos, da Universidade Federal de Roraima, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Gestão e Regulação de Recursos Hídricos. Área de concentração: Regulação e Governança de Recursos Hídricos. Defendida em 24 de fevereiro de 2023 e avaliada pela seguinte banca:

Prof. Dr. Alex Bortolon de Matos – Orientador (UFRR)

Prof. Dr. Carlos Sander (UFRR)

Prof. Dr. Fernando Mainardi Fan (UFRGS-IPH)

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, pela vida, conhecimento e dedicação empreendidos na minha criação.

À minha esposa, Regina Oliveira, pela paciência, companheirismo, incentivo e apoio ao longo do todo o processo.

Ao meu filho, Davi Brands, que mesmo em sua tenra idade, me traz novos aprendizados todos os dias.

Ao meu orientador Prof. Dr. Alex Bortolon de Matos, pelo compromisso, disposição e valiosas contribuições oferecidas durante o auxílio à esta pesquisa.

Agradeço também o apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001, assim como ao Programa de Mestrado Profissional em Rede Nacional em Gestão e Regulação de Recursos Hídricos - ProfÁgua, Projeto CAPES/ANA AUXPE No. 2717/2015, pelo apoio técnico científico aportado.

RESUMO

São constantes os episódios de alagamentos em áreas críticas na cidade de Boa Vista/RR, sendo decorrentes principalmente da característica plana do relevo aliada à impermeabilização do solo ocasionado pelo desenvolvimento urbano, sendo que tais episódios acarretam prejuízos financeiros, materiais e até mesmo humanos. Visando diminuir essa problemática, este trabalho se propôs a apresentar duas equações que demonstram a relação Intensidade-Duração-Frequência (IDF) das precipitações na região, considerando os registros pluviométricos de estação mantida pelo INMET, sendo uma referente ao período total de dados (1961-2022) e outra considerando os últimos 20 anos de dados. Foi aplicada a distribuição de Gumbel de extremos e os coeficientes de desagregação da chuva diária para definição da equação. A consideração do período parcial de registros apresentou um regime de precipitações máximas mais intensas, sendo esta equação utilizada para verificação de impactos no sistema de drenagem urbana do município. A equação IDF gerada foi aplicada em um projeto de microdrenagem desenvolvido e executado pela Prefeitura Municipal de Boa Vista, em que se constatou que as intensidades tiveram um incremento médio de 10,26%, entretanto por divergência na aplicação de diretriz conceituais de projeto, as vazões estimadas tiveram um acréscimo de até 1081% em determinados trechos, alterando consideravelmente o dimensionamento previsto. A situação apresentada pode ser um dos fatores que, associada a falta de manutenção e limpeza periódica dos componentes, acarretam alagamentos em regiões já dotadas de sistemas de drenagem urbana no município.

Palavras-chave: Drenagem urbana. Chuvas intensas. Intensidade-Duração-Frequência (IDF). diretrizes de projeto. Boa Vista-RR.

ABSTRACT

The episodes of flooding are constant in critical areas in the city of Boa Vista/RR, being mainly due to the flatness of the relief combined with the soil sealing caused by urban development, and such episodes cause financial, material and even human losses. In order to reduce this problem, this work proposed to present two equations that demonstrate the relationship Intensity-Duration-Frequency (IDF) of precipitation in the region, considering the rainfall records of a station maintained by INMET, one referring to the total period of data (1961-2022) and other considering the last 20 years of data. The Gumbel distribution of extremes and the daily rainfall disaggregation coefficients were applied to define the equation. The consideration of the partial period of records presented a more intense maximum rainfall regime, and this equation was used to verify the impacts on the urban drainage system of the city. The IDF equation generated was applied in a microdrainage project developed and executed by the Municipality of Boa Vista, where it was found that the intensities had an average increase of 10.26%, however, due to divergence in the application of conceptual design guidelines, the estimated flows had an increase of up to 1081% in certain stretches, changing considerably the expected sizing. The situation presented can be one of the factors that, associated with the lack of maintenance and periodic cleaning of the components, cause flooding in regions that are already equipped with urban drainage systems in the city.

Keywords: Urban drainage. Heavy rainfall. Intensity-Duration-Frequency (IDF). Design guidelines. Boa Vista-RR.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Perfil esquemático do processo de Inundação, Enchente e Alagamento	23
Figura 2 - Alagamento na Avenida Brasil em frente aos Hospital da Criança	25
Figura 3 - Rua alagada com sistema de microdrenagem implantado	26
Figura 4 - Patrulha da chuva realizando a limpeza de boca de lobo.....	27
Figura 5 - Enchente do Rio Branco em Boa Vista/RR em junho de 2011.	28
Figura 6 – Maquete do Plano Urbanístico de Boa Vista em 1944 e imagem atual.	29
Figura 7 - Função de regressão linear	36
Figura 8 - Sequencia de passos de um estudo de drenagem urbana	41
Figura 9 - Tipos de Boca de Lobo	44
Figura 10 - Esquema de disposição dos elementos de uma galeria	45
Figura 11 - Características geométricas do conduto livre.....	52
Figura 12 - Fluxograma para elaboração da Dissertação.....	54
Figura 13 - Base cartográfica municipal de Boa Vista/RR.....	56
Figura 14 – Mapa de localização das bacias hidrográficas da área urbana de Boa Vista/RR	56
Figura 15 - Mapa de localização da área de estudo – Área Urbana de Boa Vista/RR.....	57
Figura 16 - Box-plot de precipitação mensal para Boa Vista	65
Figura 17 – Série de precipitações totais anuais e precipitações diárias máximas (Estação 82024/INMET)	67
Figura 18 - Dias com precipitação acumulada superior à 50 mm em cada ano da série histórica.....	68
Figura 19 - Curvas Intensidade-Duração-Frequência para Boa Vista/RR.....	71
Figura 20 - Curvas Intensidade-Duração-Frequência para Boa Vista/RR, considerando os ultimos 20 anos de dados da série histórica	73
Figura 21 – Determinação do parâmetro “c” – Reta referente a intensidade x duração para um TR de 100 anos resultante da anamorfose e curva intensidade x duração para um TR de 2 anos sem anamorfose.....	74
Figura 22 - Atedimentos relacionados com alagamentos realizados pela Defesa Civil Municipal.....	80
Figura 23 - Boca de Lobo com grelha executada no Bairro João de Barro	88

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Tempo de retorno usuais para alguns tipos de estruturas	32
Tabela 2 - Média μ_Y e desvio padrão σ_Y da variável reduzida de Gumbel em função do tamanho da amostra (n).....	34
Tabela 3 - Coeficientes de desagregação de dados pluviométricos – Relação entre as alturas pluviométricas das chuvas para diferentes durações	39
Tabela 4 - Coeficientes de escoamento superficial para TR = 10 anos	48
Tabela 5 - Valores de n para revestimentos usuais em canais.....	51
Tabela 6 - Velocidades máximas e mínimas para escoamento em tubos de concreto.....	53
Tabela 7 – Evolução da População de Boa Vista/RR.....	54
Tabela 8 - Principais estações pluviométricas do município de Boa Vista/RR.....	59
Tabela 9 - Aplicação da Distribuição de Probabilidade de Gumbel.....	70
Tabela 10 - Intensidades de precipitações (mm/h) para diferentes durações e períodos de retorno - Estação Boa Vista/INMET	71
Tabela 11 - Aplicação da Distribuição de Probabilidade de Gumbel para a série histórica dos últimos 20 anos de dados (2003 – 2022)	72
Tabela 12 - Intensidades de precipitações (mm/h) para diferentes durações e períodos de retorno - Estação Boa Vista/INMET	73
Tabela 13 - Regressão linear pelo método dos mínimos quadrados referente ao período de retorno de 2 anos.....	75
Tabela 14 - Determinação dos coeficientes “K” e “b” da equação IDF	75
Tabela 15 - Calculo do coeficiente de concordância de Willmot (d), Erro Relativo máximo e Erro Percentual Absoluto Médio entre as intensidades observadas e calculas pela equação IDF.....	76
Tabela 16 - Regressão linear pelo método dos mínimos quadrados referente ao período de retorno de 2 anos.....	77
Tabela 17 -Mínimos quadrados para determinação dos parâmetros C e d referente a cada Período de Retorno (TR).....	77
Tabela 18 - Determinação dos coeficientes “K” e “b” da equação IDF para os últimos 20 anos de dados	78
Tabela 19 – Avaliação da concordância e erros da equação IDF relativa aos ultimos 20 anos de dados	78

Tabela 20 - Projetos de Microdrenagem elaborados pela Prefeitura Municipal de Boa Vista consultados.....	81
Tabela 21 - Quantitativo de tubulações - Dimensionamento PMBV e Autor	87
Tabela 22 - Regressão linear pelo método dos mínimos quadrados referente ao período de retorno de 5 anos – Definição dos parâmetros “C” e “d” da equação IDF	102
Tabela 23 - Regressão linear pelo método dos mínimos quadrados referente ao período de retorno de 10 anos – Definição dos parâmetros “C” e “d” da equação IDF	102
Tabela 24 - Regressão linear pelo método dos mínimos quadrados referente ao período de retorno de 15 anos – Definição dos parâmetros “C” e “d” da equação IDF	103
Tabela 25 - Regressão linear pelo método dos mínimos quadrados referente ao período de retorno de 20 anos – Definição dos parâmetros “C” e “d” da equação IDF	103
Tabela 26 - Regressão linear pelo método dos mínimos quadrados referente ao período de retorno de 25 anos – Definição dos parâmetros “C” e “d” da equação IDF	104
Tabela 27 - Regressão linear pelo método dos mínimos quadrados referente ao período de retorno de 50 anos – Definição dos parâmetros “C” e “d” da equação IDF	104
Tabela 28 - Regressão linear pelo método dos mínimos quadrados referente ao período de retorno de 100 anos – Definição dos parâmetros “C” e “d” da equação IDF	105

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Dados de precipitação máxima diária (Estação Boa Vista 82024 - INMET)....	66
Quadro 2 - Precipitações máximas diárias de cada ano da série histórica disponível (Estação 82024/INMET – Período 1961-2022).....	69
Quadro 3 - Comparativo de intensidades de precipitação (mm/h) - Equação IDF para série completa e dos últimos 20 anos	79
Quadro 4 - Dimensionamento de sistema de microdrenagem - Bairros Profª Araceli Souto Maior e São Bento	84

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área de contribuição da bacia
Am	Área molhada de um conduto
ANA	Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico
a, b, c e d	Parâmetros da equação IDF determinados para a localidade
BL	Boca de lobo
C	Coefficiente de escoamento superficial ou coeficiente de deflúvio
D	Diâmetro de uma tubulação
D_N	Diferença máxima entre as funções de probabilidade acumuladas observadas e as acumuladas estimadas
D	Coefficiente de concordância de Willmot
ENOS	El Niño-Oscilação Sul
ER	Erro relativo
EPAM	Erro percentual absoluto médio
F_n	Probabilidade de excedência de um evento dentro de uma amostra de n dados
h	Altura da lâmina de água do escoamento em um conduto
i	Intensidade
IDF	Intensidade-Duração-Frequência
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
K	Coefficiente de rugosidade
k	Constante
KS	Teste de aderência de Kolmogorov-Smirnov
L	Comprimento da rede
n	Coefficiente de rugosidade de Manning
OMM	Organização Mundial de Meteorologia
PDDU\BV	Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano de Boa Vista
PDEPBV	Plano Diretor Estratégico e Participativo de Boa Vista
PDDU	Plano Diretor de Drenagem Urbana
PMBV	Prefeitura Municipal de Boa Vista
PV	Poço de visita
P	Altura Pluviométrica
P_M	perímetro molhado
P_a	Perímetro de abertura
Q_P	Vazão máxima
Q_C	Vazão de um conduto à plena seção
Rh	Raio hidráulico
r^2	Coefficiente de determinação
s	Desvio padrão da série de dados
S	Declividade
t_c	Tempo de concentração
TR	Tempo de Retorno ou Recorrência

t	Duração da precipitação
θ	ângulo central de um escoamento a seção parcial
V	Velocidade de escoamento
x_T	Precipitação máxima diária anual para determinado período de retorno
\bar{x}	Média das precipitações máximas diárias de cada ano da série
x_i	Valor observado da variável independente
\bar{x}	Média dos dados de precipitação
Y_T	Variável reduzida de Gumbel
\hat{y}_i	Valor estimado da variável dependente
y_i	Valor observado da variável dependente
\bar{y}	Média da variável dependente
y	Altura da água sobre abertura da BL na sarjeta
μ_Y	Média dos valores associados à variável reduzida de Gumbel
σ_Y	Desvio padrão da variável reduzida de Gumbel

Sumário

1	INTRODUÇÃO	16
2	OBJETIVOS	18
2.1.	OBJETIVO GERAL	18
2.2.	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	18
3	JUSTIFICATIVA	19
4	REFERENCIAL TEÓRICO	20
4.1.	URBANIZAÇÃO E OS ALAGAMENTOS URBANOS	20
4.1.1.	Precipitações	20
4.1.1.1.	Precipitações na Região Amazônica	21
4.1.2.	Alagamentos Urbanos.....	22
4.2.	PLANEJAMENTO DO ESPAÇO URBANO DE BOA VISTA	28
4.3.	CHUVAS INTENSAS.....	31
4.4.	CURVAS E EQUAÇÃO DE INTENSIDADE-DURAÇÃO-FREQUÊNCIA (IDF)	35
4.4.1.	Importância das curvas IDF	37
4.4.2.	Metodologias para obtenção das curvas IDF	38
4.5.	SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA	40
4.5.1.	Plano Diretor de Drenagem Urbana.....	42
4.5.2.	Principais tipos de sistemas de rede de drenagem	43
4.5.3.	Principais metodologias para o dimensionamento de redes de micro e macrodrenagem....	46
4.5.3.1.	Dimensionamento de Sarjetas e Bocas de Lobo	49
4.5.3.2.	Dimensionamento de galerias pluviais	50
5	MATERIAIS E MÉTODOS	54
5.1.	ÁREA DE ESTUDO	54
5.2.	LEVANTAMENTO DAS INFORMAÇÕES DE PRECIPITAÇÕES EM BOA VISTA... 58	
5.3.	CARACTERIZAÇÃO DAS PRECIPITAÇÕES EM BOA VISTA	60
5.4.	METODOLOGIA UTILIZADA PARA A OBTENÇÃO DAS CURVAS E EQUAÇÕES IDF	60

5.5. LEVANTAMENTO DAS DIRETRIZES UTILIZADAS PARA A ELABORAÇÃO DE PROJETOS DE DRENAGEM URBANA EM BOA VISTA	62
5.6. AVALIAÇÃO DOS IMPACTO QUE O REGIME DE CHUVAS INTENSAS PROPORCIONA SOBRE AS OBRAS DE DRENAGEM URBANA EXISTENTES	62
5.7. SUGESTÃO DE MELHORIAS PARA OS PROJETOS DE DRENAGEM URBANA DA CIDADE DE BOA VISTA	63
6 RESULTADOS E DISCUSSÕES	65
6.1. CARACTERIZAÇÃO DAS PRECIPITAÇÕES.....	65
6.2. ELABORAÇÃO DAS CURVAS IDF	68
6.2.1. Elaboração das Curvas IDF considerando toda a série histórica	69
6.2.2. Elaboração das Curvas IDF considerando os últimos 20 anos de dados	72
6.3. DETERMINAÇÃO DAS EQUAÇÕES IDF.....	73
6.3.1. Determinação da equação IDF considerando toda a série histórica	74
6.3.2. Determinação da equação IDF considerando os últimos 20 anos de dados	76
6.3.3. Comparativo entre as equações IDF geradas	79
6.4. ANÁLISE DOS PROJETOS DE DRENAGEM URBANA DE BOA VISTA.....	80
6.5. AVALIAÇÃO DOS IMPACTOS DO REGIME DE CHUVAS INTENSAS ATUAL SOBRE OBRAS DE DRENAGEM URBANA PROJETADAS	82
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS	90
REFERÊNCIAS	93
APENDICE A Precipitações totais mensais (mm) e quantidade de dias faltantes de dados- Estação Boa Vista 82024 (INMET)	99
APENDICE B Regressão linear pelo método dos mínimos quadrados para determinação dos parâmetros C e d da equação IDF (série histórica completa)	102
APENDICE C Modelo de apresentação da equação IDF para o município de Boa Vista/RR e recomendações para projetos futuros de microdrenagem	106
ANEXO A Dimensionamento de Rede de Microdrenagem - Bairros Profª Araceli Souto Maior e São Bento– Elaborado pela PMBV	108

1 INTRODUÇÃO

O município de Boa Vista, capital do estado de Roraima está localizado na Amazônia Setentrional Brasileira, possuindo um relevo predominantemente plano e se desenvolvendo às margens do Rio Cauamé e do Rio Branco, sendo este último o principal curso d'água do estado. A região se mostra suscetível a eventos extremos relacionados à inundação e alagamentos, a exemplo do acontecimento de junho de 2011 em que a cidade entrou em estado de calamidade pública em decorrência das fortes chuvas precipitadas sobre todo o estado, ficando um período isolada devido às principais rodovias de acesso ficarem intrafegáveis pelo aumento dos níveis dos rios.

De forma geral as chuvas intensas e/ou duradouras podem causar diversos efeitos sobre o meio urbano, citando-se as inundações, escorregamentos e alagamentos temporários com incidentes de pequena proporção, podem ainda ocasionar o colapso de serviços de infraestrutura, além de ocasionalmente acarretar perdas de vidas humanas, devido a acidentes ou propagação de doenças de veiculação hídrica.

Para diminuir parte dos problemas relacionados com inundações e alagamentos são adotadas medidas de controle, como obras de engenharia destinadas a escoar de forma rápida as águas pluviais em direção ao local mais adequado, como os corpos hídricos de maior porte presentes nos ambientes urbanos, sendo que tais obras se tratam dos sistemas de drenagem urbana das cidades (TUCCI, 2014).

Considerando que os eventos de chuva são a principal variável para dimensionamento das drenagens urbanas, se tornam importantes os estudos relacionados com a hidrologia no que tange à estimativa de probabilidade de ocorrência de eventos hidrológicos de uma determinada magnitude no futuro, a partir da análise de dados de eventos ocorridos no passado. Estes estudos são realizados a partir da utilização de técnicas de probabilidade e estatística que consideram as variáveis hidrológicas como variáveis aleatórias (COLLISCHONN; DORNELLES, 2015).

Os eventos de chuvas podem ser representados a partir de curvas e equações que relacionam as três principais grandezas que são a intensidade, duração e a frequência de ocorrência, chamadas as equações IDF, sendo geradas a partir da análise dos dados de precipitação registrados em pluviógrafos ou pluviômetros, os quais se encontram distribuídos nas mais diversas regiões do país. Tais equações são de fundamental importância para os estudos relacionados com a engenharia hidrológica, assim como aspectos relacionados à irrigação.

Apesar de existirem estudos locais quanto à definição das curvas e equação IDF para o município, como os trabalhos de Carvalho (2007) e de Tischer (2015), é recomendada sua revisão periódica em função de possíveis alterações nas características hidrológicas locais em decorrência dos efeitos da urbanização ou ainda do aquecimento global, influenciando na magnitude dos eventos extremos.

Tendo em vista que o município de Boa Vista/RR, não possui um Plano Diretor de Drenagem Urbana, são importantes os estudos que visem adequar e/ou comprovar a aplicação de diretrizes já utilizadas em outras grandes cidades para a realidade local. Neste sentido, a elaboração de uma equação IDF e sua aplicação prática em um projeto de drenagem urbana já elaborado para a localidade pode demonstrar possíveis falhas em sua elaboração e trazer diretrizes que possam mitigar a problemática comum de alagamentos em determinadas áreas município.

2 OBJETIVOS

Para o desenvolvimento dessa pesquisa foram delineados os seguintes objetivos.

2.1. OBJETIVO GERAL

Avaliar os impactos que uma equação de Intensidade-Duração-Frequência atualizada proporciona nos sistemas de drenagem urbana na cidade de Boa Vista – RR.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Como objetivos específicos, destacam-se:

- a) Realizar a caracterização do regime de precipitações do município de Boa Vista – RR;
- b) Construir uma curva e equação de intensidade-duração-frequência (IDF) atualizada para a região considerando toda a série histórica disponível e uma considerando apenas os últimos 20 anos de dados disponíveis;
- c) Avaliar as metodologias e parâmetros utilizados nos projetos de drenagem urbana em Boa Vista;
- d) Apresentar possíveis melhorias para os futuros projetos de drenagem urbana a serem desenvolvidos no município.

3 JUSTIFICATIVA

O estudo das variáveis hidrológicas, como os eventos relacionados às chuvas intensas, tem extrema importância no cenário urbano, principalmente em relação aos impactos gerados por enchentes e alagamentos, os quais podem ter seu risco reduzido caso os sistemas que objetivam evitar tais eventos sejam projetados com base em dados provenientes de estudos estatísticos adequados, que possibilitem conhecer a inter-relação entre as principais grandezas que caracterizam as precipitações, as quais são a intensidade, duração e a frequência de ocorrência dos eventos extremos.

A cidade de Boa Vista ainda não tem instituída uma equação que fornece os dados relacionados à Intensidade-Duração-Frequência (IDF) das chuvas intensas, sendo que seu Plano Diretor Participativo e Estratégico, referido na Lei complementar nº 924 de 2006 (BOA VISTA, 2006a), apenas dispõe que deveria ser elaborado o plano diretor de drenagem urbana, o qual até o presente momento não foi realizado. Neste sentido, apesar de haver alguns estudos regionais como de Tischer (2015) e de Carvalho (2007), os dados utilizados pelo primeiro autor se referem à registros disponíveis até o ano de 2003 e o segundo até o ano de 2007, sendo que a ocorrência de precipitações mais intensas nos anos subsequentes a estes podem impactar nas análises estatísticas realizadas de forma a diminuir o período de recorrência das chuvas de maior magnitude. Insta frisar a persistência de chuvas em períodos de estiagem que vem sendo observadas nos últimos 3 anos.

Neste sentido, a definição das curvas IDF, assim como a respectiva equação atualizada, trazem benefícios diretos para a sociedade, sendo importantes ferramentas para a estimativa de eventos extremos de precipitação, auxiliando no dimensionamento de estruturas de contenção de enchentes e alagamentos, ou outras medidas que visam mitigar os riscos de tais eventos, além de serem utilizadas em obras de barragens e sistemas de irrigação. Além disso, a elaboração de diretrizes que auxiliem no desenvolvimento de projetos relacionados à drenagem urbana, pode contribuir diretamente na otimização das obras, reduzindo o impacto das chuvas para a população.

4 REFERENCIAL TEÓRICO

A fim de possibilitar uma melhor compreensão das variáveis intrínsecas ao complexo planejamento de sistemas de drenagem urbana, serão apresentados conceitos relacionados à hidrologia, com ênfase nos eventos de precipitação e modelos probabilísticos de sua análise, assim como relativos aos critérios envolvidos na elaboração de projetos que visem o manejo de águas pluviais urbanas.

4.1. URBANIZAÇÃO E OS ALAGAMENTOS URBANOS

4.1.1. Precipitações

A precipitação é entendida como toda água proveniente do meio atmosférico que atinge a superfície terrestre, variando as formas de precipitação conforme o estado físico em que a água se encontra. Para que ocorra a precipitação, é necessário que o vapor de água contido na atmosfera retorne a fase líquida através do processo de condensação, em que há o crescimento de gotículas nas nuvens a partir da umidade trazida por correntes ascendentes de ar quente carregado de umidade (TUCCI, 2014).

Considerando que a chuva é capaz de produzir escoamento, este é o tipo de precipitação mais importante para o estudo de hidrologia. Entretanto, como a ocorrência de precipitação é um processo aleatório que não permite uma previsão determinística com antecedência, o tratamento dos dados precipitações se dá por avaliações estatísticas. As grandezas que caracterizam as precipitações em forma de chuva são (AZEVEDO; FERNANDEZ, 2015; TUCCI, 2014):

- Altura Pluviométrica (P): é a espessura média da lâmina de água precipitada que recobriria a região atingida, admitindo-se que não haja infiltração, evaporação nem escoamento para fora dos limites da região. A unidade de medição habitual é milímetro (mm) de chuva;
- Duração da precipitação (t): é o intervalo de tempo de observação de uma chuva, sendo expresso normalmente em minuto (min) ou hora (h);
- Intensidade (i): é a precipitação por unidade de tempo, obtida com a relação $i=P/t$, sendo expressa normalmente em mm/h ou mm/min. A intensidade de uma precipitação apresenta variedade temporal, mas, para análises hidrológicas, geralmente são definidos intervalos de tempo nos quais é considerada constante;

A medição da quantidade de chuva se dá através de recipientes com medidas padronizadas com a função de coletar a água precipitada. Os pluviômetros são instrumentos que possuem uma superfície horizontal exposta e instalados em um suporte a 1,5 metros do solo, distante de obstáculos que possam interferir na medição, sendo realizadas as leituras da altura precipitada uma vez ao dia. Os pluviômetros adaptados para realizar medições automáticas em intervalos menores do que um dia são denominados de pluviômetros (COLLISCHONN; DORNELLES, 2015).

Quando a precipitação tem uma intensidade mais acentuada, o volume de água que chega a determinado corpo hídrico pode ser superior à sua capacidade de drenagem, o que poderá resultar em inundação de áreas ribeirinhas, ou ainda alagamentos de zonas com baixa elevação topográfica, acarretando diversos prejuízos para a população, principalmente as de menor poder aquisitivo, as quais tendem a ocupar regiões com elevado risco de inundação. Tais ocupações ocorrem principalmente em decorrência de a frequência de inundações ser baixa, o que pode levar ao ganho de confiança da população e desprezo ao risco, acarretando na densificação das áreas inundáveis (TUCCI, 2014).

Como esclarecimento complementar as chuvas intensas, ou precipitações máximas, são entendidas como a ocorrência extrema cuja duração, distribuição temporal e espacial seja crítica para determinada área ou bacia hidrográfica (TUCCI, 2014), sendo determinante seu conhecimento para o desenvolvimento de projetos de engenharia, sejam urbanos ou rurais, dando melhores condições para o dimensionamento hidrológico-hidráulico destas estruturas (SOUZA et al., 2020).

4.1.1.1. Precipitações na Região Amazônica

Na região Amazônica, vem sendo realizados estudos quanto aos impactos das mudanças climáticas, sendo que os modelos de previsão adotados não são unânimes quanto às possíveis alterações, enquanto uns preveem aumento nas intensidades de precipitação, outros preveem redução. As dificuldades na previsão estão associadas principalmente às incertezas nos padrões previstos de mudanças na temperatura de superfície média no Oceano Pacífico e Atlântico tropicais, representação de nuvens e *feedbacks* da superfície na Amazônia (NOBRE.; SAMPAIO; SALAZAR, 2007).

O Painel Intergovernamental sobre Mudanças Climáticas (IPCC, 2021) apresenta que as mudanças climáticas induzidas pela ação dos seres humanos vêm levando a um aumento na frequência e intensidade dos extremos climáticos, incluindo maiores temperaturas no solo e nos

oceanos, assim como no aumento de eventos extremos de precipitação, de secas e incêndios florestais.

O estudo recente de Brêda (2020) verificou em seu modelo de projeção das mudanças climáticas para a América do Sul, que na região do estado de Roraima possivelmente haverá uma redução nas precipitações na ordem de 5 a 15%, considerando o comparativo das médias de chuvas no período de 1986-2005 e a previsão futura referente ao período de 2081-2100.

Outro fator atrelado às precipitações, também observados na região amazônica, se tratam das anomalias de temperatura da superfície do mar (TSM), sendo um dos mais amplamente conhecidos o fenômeno El Niño-Oscilação Sul (ENOS), o qual na sua fase quente, apresenta elevação das temperaturas nos setores central e leste do oceano Pacífico Tropical. Para verificação quanto à ocorrência de eventos ENOS, pode ser utilizado o Oceanic Niño Index (ONI), em que quando apresenta variação igual ou maior do que 0,5 °C por 5 períodos trimestrais consecutivos, se trata de condições de El Niño, e em caso contrário, de resfriamento da superfície do mar, se trata de La Niña (SOUZA; REBOITA, 2021). A variação do ONI permite identificar os períodos de vigência de eventos El Niño e La Niña, podendo ser identificados a partir do portal do Climate Prediction Center (2023).

Souza et al. (2015) verificou que nos anos de 1983 e de 1998, em que houve vigência de El Niño com forte intensidade, ocorreu uma redução média na ordem de 20% no total precipitado para regiões que compõem a Amazônia-legal no Brasil, principalmente nos estados do Amapá, Pará e Maranhão, sendo que o estado de Roraima não foi analisado no estudo. Coelho et al. (2012), verificou a hipótese de alta correlação entre os eventos de seca na Amazônia ocorridos no período de 1997-1998, 2004-2005 e 2009-2010, com a vigência de intensos eventos de El Niño no mesmo período.

4.1.2. Alagamentos Urbanos

Nas cidades, a questão da drenagem urbana envolve, além dos processos hidrológicos de enchentes e inundações diretamente ligadas aos cursos d'água naturais, os processos de alagamentos e enxurradas, que são decorrentes de deficiências ou ausência no sistema de drenagem urbana e que podem ou não ter relação com os processos de natureza fluvial (MINISTÉRIO DAS CIDADES/IPT, 2007). Importante destacar as diferenças entre estes tipos de fenômenos, os quais estão demonstrados esquematicamente na Figura 1, e são definidos de acordo com Tominaga, Santoro e Amaral (2009) como:

- Enchente: Elevação temporária do nível d'água em um canal de drenagem devida ao aumento da vazão ou descarga;
- Inundação: extravasamento das águas do canal de drenagem para as áreas marginais quando a enchente atinge cota acima do nível máximo da calha principal do rio;
- Alagamento: Acúmulo momentâneo de águas em uma dada área decorrente de deficiência do sistema de drenagem, podendo ter ou não relação com processos de natureza fluvial;
- Enxurrada: Escoamento superficial concentrado e com alta energia de transporte, sendo comum sua ocorrência ao longo de vias implantadas sobre antigos cursos d'água com alto gradiente hidráulico e em terrenos com alta declividade natural.

Figura 1 - Perfil esquemático do processo de Inundação, Enchente e Alagamento



Fonte: adaptado de MINISTÉRIO DAS CIDADES/IPT (2007).

A Lei Federal nº 11.445/2007 (BRASIL, 2007) foi instituída a fim de apresentar uma regulamentação específica relacionada ao saneamento básico, a qual engloba diretrizes relacionadas aos serviços de abastecimento de água potável, esgotamento sanitário, limpeza urbana e manejo de resíduos sólidos, drenagem e manejo de águas pluviais urbanas. A referida lei apresenta que os serviços relacionados à drenagem são constituídos pelas atividades, infraestrutura e instalações operacionais de drenagem, assim como o transporte, detenção ou retenção para o amortecimento de vazões de cheias, tratamento e disposição final das águas pluviais drenadas, contempladas a limpeza e a fiscalização preventiva das redes.

A engenharia hidrológica aplica os conhecimentos de hidrologia para resolver problemas relacionados aos usos da água, sendo que no caso dos alagamentos urbanos, os principais aspectos de interesse do ciclo hidrológico se tratam da fase terrestre, cujo elemento de análise se trata da bacia hidrográfica, sendo está a área de captação dos fluxos de água provenientes das precipitações, convergindo o escoamento gerado para um único ponto de

saída, ou seja, a bacia hidrográfica é um sistema físico sujeito a entradas de água (precipitação) que geram saídas de água, seja por escoamento ou evapotranspiração (COLLISCHONN; DORNELLES, 2015).

Segundo Collinschonn e Dorneles (2015), quando a água proveniente da precipitação atinge o solo, parte desta infiltra e outra parte gera o chamado escoamento superficial, o qual será maior quanto mais reduzida for a infiltração. Em decorrência da urbanização, diversas são as causas e efeitos sobre as inundações/alagamentos urbanos, sendo os principais: impermeabilização do solo, redes de drenagem pluvial, desmatamento (geram maiores picos de vazão), lixo e redes de esgoto deficientes (degradação da qualidade da água e entupimento de bueiros e galerias), aumento da velocidade de escoamento acarretando o carreamento de sedimentos e erosão das calhas dos rios (TUCCI, 2014). Neste sentido, a magnitude e frequência das inundações e alagamentos ocorrem em função da intensidade e distribuição da precipitação, da taxa de infiltração de água no solo, do grau de saturação do solo e das características morfométricas e morfológicas da bacia de drenagem (TOMINAGA; SANTORO; AMARAL, 2009).

Conforme Tucci (2014), as vazões máximas de cheias a que podem estar submetidos os sistemas de drenagem de áreas totalmente urbanizadas, podem chegar a ser cerca de 6 vezes maior do que o pico de cheia a que esta bacia estaria sujeita em condições naturais. Um estudo recente realizado por Chang, Pinheiro e Lopes (2015), verificou um aumento de 139% no volume escoado superficialmente na relação antes e depois da urbanização ocorrida em uma determinada bacia hidrográfica.

Em relação ao município de Boa Vista/RR, ao longo dos últimos anos vem sendo realizados grandes investimentos em sistemas de drenagem urbana, entretanto, ainda é possível verificar vários pontos de alagamento ao longo da cidade durante o período chuvoso todos os anos, ocorrendo até mesmo em locais em que já foram executados sistemas de drenagem urbana. Tal situação pode ser acarretada por uma série de fatores como falta de manutenção nas sarjetas, bocas de lobo e galerias, podendo ocasionar a obstrução completa ou parcial do sistema, dimensionamento inadequado ou baseado em critérios desatualizados, aumento da urbanização, dentre outros. A título de exemplificação a Figura 2 apresenta uma via da cidade que possui sistema de drenagem, entretanto mesmo após decorridos 5 horas do encerramento da precipitação o alagamento persistia no local, sendo frequente a observação desta situação todos os anos.

Além dos problemas relativos à alagamentos, o município ainda possui problemas recorrentes com inundações em áreas localizadas nas margens do Rio Branco, que ao ter seu nível extrapolando a calha principal do rio, acaba por afetar os diversos canais que deságuam no local, tendo em vista a tendência de elevação do nível freático, aumentando o escoamento superficial e conseqüentemente acarretando em um aumento nos registros de alagamentos.

Figura 2 - Alagamento na Avenida Brasil em frente aos Hospital da Criança



Fonte: Autoria Própria.

A Figura 3 apresenta um ponto de impacto proveniente de um alagamento excepcional ocorrido no município de Boa Vista/RR, em maio de 2010 em que se teve uma ocorrência de precipitação com volume acima de 127,2 milímetros por um período de 18 horas, a qual atingiu mais de 80% do perímetro urbano e tendo provocado o acúmulo de água no leito das ruas e no perímetro urbano em decorrência da deficiência do sistema de drenagem pluvial. Foram constatados impactos em 41 dos 53 bairros do município, além de afetar mais de 50.000 habitantes e 4.781 residências em decorrência deste evento de alagamento severo (CEPED-UFSC, 2013).

Figura 3 - Rua alagada com sistema de microdrenagem implantado



Fonte: G1, 2020

Segundo a Prefeitura Municipal de Boa Vista (2020), entre os anos de 2013 e 2020 foram construídos mais de 155 km de redes de drenagem em 40 bairros da cidade, eliminando cerca de 46 pontos críticos de alagamento na cidade. A matéria ainda apresenta que as demandas recebidas pela central de atendimento 156 da Prefeitura de Boa Vista relacionadas com alagamentos urbanos solicitadas pela população reduziu em 56% entre 2019 e 2020, demonstrando que os investimentos em drenagem urbana estão trazendo melhorias na qualidade de vida para a população. Apesar das obras executadas, segundo a Prefeitura de Boa Vista algumas áreas que receberam o sistema ainda podem apresentar acúmulo de água por determinados períodos, tendo em vista que muitos bairros da capital surgiram sobre lagos temporários, possuindo tendencia natural de serem alagadas durante os eventos chuvosos.

A Prefeitura Municipal de Boa Vista possui um programa denominado de Patrulha da Chuva, a qual é responsável pela manutenção e limpeza de diversos bairros com serviços de coleta mecanizada, capina, varrição de ruas, roçada manual e mecanizada, remoção de entulhos e galhadas, limpeza de bocas de lobo (Figura 4) sendo estes serviços realizados ao longo de todo o ano e intensificado durante o período chuvoso, visando reduzir os transtornos à população (PMBV, 2021). Mesmo com as ações de limpeza, são constantes as situações de entupimentos de bueiros, tendo em vista a disposição inadequada de lixo ou galhadas pela população, aliados à problemas executivos nos próprios sistemas.

Figura 4 - Patrulha da chuva realizando a limpeza de boca de lobo



Fonte: PMBV (2021)

As ações de limpeza e manutenção quando não realizadas de forma eficientes tendem a afetar os sistemas já executados, sendo que Sander et al. (2012b) demonstrou o comprometimento da capacidade de escoamento de canais retificados ou não em Boa Vista em decorrência do assoreamento de seu leito, tendo em vista a exposição do solo ao longo das ruas e áreas de circulação de pedestres, as quais mesmo que estejam pavimentadas, raramente apresentam em suas adjacências meios fios ou coberturas que contenham os sedimentos, como grama ou calçamento.

Já um exemplo de evento de inundação, pode ser citado o acontecimento de junho de 2011, que conforme Sander et al. (2012a), foi registrada a maior cheia da série histórica de monitoramento do Rio Branco, inundando uma área de 6,16 km² (616 ha) do perímetro urbano do município de Boa Vista, o que acarretou o isolamento de várias áreas do município em decorrência da intrafegabilidade ocasionada pela submersão de algumas estradas, rodovias e pontes. A Figura 5 apresenta uma fotografia do período de cheia do Rio Branco ocorrido em junho de 2011.

Figura 5 - Enchente do Rio Branco em Boa Vista/RR em junho de 2011.



Fonte: G1 (2011)

4.2. PLANEJAMENTO DO ESPAÇO URBANO DE BOA VISTA

A cidade de Boa Vista teve seu início em 1890 com a transformação da antiga fazenda Boa Vista em município sob jurisdição do estado do Amazonas, visando a consolidação geopolítica amazônica na fronteira do país. Posteriormente, em 1943 a área é transformada em Território Federal do Rio Branco, se estabelecendo como uma cidade independente política e administrativamente, permitindo o início da implantação do primeiro Plano Urbanístico da cidade em 1944, idealizado pelo Engenheiro Civil Darcy Aleixo Derenusson (VERAS, 2009).

A proposta do Plano Urbanístico da cidade foi inspirada no traçado urbano da cidade de Belo Horizonte, possuindo forma radial concêntrica, em formato de leque, com uma praça circular no centro, em que se reuniam os três poderes (Executivo, Legislativo e Judiciário) e de onde partiam as principais avenidas mais largas em direção as demais regiões da cidade, conforme pode ser visualizado na maquete do plano urbanístico da cidade apresentado na Figura 6, na qual foi inserida conjuntamente uma imagem atualizada da região a fim de destacar a urbanização no local. Cabe destacar que as obras resultantes do plano diretor foram iniciadas com a execução das redes de drenagem pluvial e esgotos sanitários, previamente à execução das obras de urbanização, o que evitou prejuízos públicos e ofereceu melhor qualidade de vida à população (VERAS, 2009).

Figura 6 – Maquete do Plano Urbanístico de Boa Vista em 1944 e imagem atual.



Fonte: (A) Darcy Derenusson (1944) apud Veras (2009) – (B) Google Earth (2023).

Em 1988, com a nova Constituição Federal o Território foi transformado em estado, acelerando ainda mais o processo de urbanização da cidade de Boa Vista, com consequente migração do meio rural para o urbano e acarretando um crescimento na taxa de urbanização de 78,04% para 98,27% no período entre 1991 e 2000 (COHRE, 2006). Neste sentido, conforme Veras (2009), com a falta de um plano voltado para o desenvolvimento urbano, a cidade se expandia de forma desordenada, resultando em uma “favelização” na periferia da cidade, induzindo a prefeitura a elaborar um novo Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano de Boa Vista - PDDU\BV, o qual foi regulamentado pela Lei ordinária nº 244, de 06 de setembro de 1991 (BOA VISTA, 1991), a qual dispõe sobre a promoção do desenvolvimento urbano, zoneamento, uso e ocupação do solo, sistema viário, parcelamento do solo e dá outras providências.

Apesar do disciplinamento dado pelo Plano Diretor, Veras (2009) afirma que em sua elaboração houve a falta de participação da sociedade, assim como não houve uma leitura da cidade de forma a diagnosticar as reais necessidades por equipamentos e serviços por parte da população, impactando negativamente na promoção do desenvolvimento e crescimento ordenado da cidade. Sendo assim, mesmo com o PDDU\BV, novos loteamentos públicos e privados induziam a ocupação de áreas ambientalmente frágeis e inadequadas à moradia, além de que atrelado ao aumento na demanda habitacional estavam as ocupações irregulares na periferia da cidade pelas populações mais carentes (COHRE, 2006; VERAS, 2009).

Com o processo de ocupação desordenado, aliado à precárias condições de urbanização dos bairros periféricos, diversas ocorrências prejudiciais ao meio ambiente e à sociedade foram observadas, como: instalação de edificação e moradias improvidas em áreas inundáveis, aterramento de áreas de lagoa, lançamento de esgoto “in natura”, abertura de vias em áreas impróprias e sem atenção ao funcionamento dos sistemas de drenagem, o que levou ao desaparecimento ou aumento na degradação de lagoas e igarapés (COHRE, 2006).

Menezes e Costa (2009) em estudo sobre a urbanização desordenada no setor sudoeste de Boa Vista corroboram a problemática verificada no município, citando vários impactos encontrados na microbacia do Igarapé Grande como o aumento da poluição hídrica, assoreamento, ocupação predial em margens, e no leito dos igarapés, remoção de mata ciliar, erosão e queimadas, demonstrando que mesmo com um disciplinamento dado pela legislação existente, ainda há uma frágil intervenção governamental para de fato diminuir estes impactos.

Em 2001, é promulgada a Lei Federal nº 10.257 (BRASIL, 2001), conhecida como Estatuto das Cidades, que regulamenta e estabelece diretrizes gerais da política urbana nacional, em conformidade com os Artigos nº 182 e 183 da Constituição Federal, tornando ainda obrigatória a existência de um plano diretor para cidades com mais de 20 mil habitantes, devendo este ser revisto a cada 10 anos. Neste sentido, em 2006 a Prefeitura Municipal de Boa Vista iniciou a reformulação do Plano Diretor da cidade, acarretando na promulgação da Lei complementar nº 924 de 2006 (BOA VISTA, 2006a), a qual dispõe sobre o Plano Diretor Estratégico e Participativo de Boa Vista - PDEPBV e dá outras providências, assim como na Lei complementar nº 926 de 2006 (BOA VISTA, 2006b), que dispõe sobre o uso e ocupação do solo urbano do município de Boa Vista e dá outras providências, em que ambas visam normatizar o planejamento e gestão do espaço urbano do município (ARAÚJO JÚNIOR, 2018; VERAS, 2009).

De acordo com Veras (2009) a elaboração do novo Plano Diretor de Boa Vista teve como plano estratégico o enfoque na sustentabilidade ambiental-urbana com a participação da

sociedade em conjunto com a prefeitura, propondo diretrizes para amenizar os problemas urbanos. O novo Plano dá especial atenção aos recursos hídricos do município, apresentado objetivos, diretrizes e ações estratégicas em sua política ambiental, visando resguardar, assim como recuperar áreas degradadas ou potencialmente degradadas antropicamente (ARAÚJO JÚNIOR, 2018).

No que concerne à Política de Saneamento Ambiental voltada para a Drenagem Urbana, pode-se citar algumas das principais ações estratégicas dispostas no PDEPBV:

- Elaborar o Plano Diretor de Drenagem Urbana do Município de Boa Vista até 2008;
- reavaliar o sistema de drenagem existente;
- inibir a abertura indiscriminada de valas na área urbana;
- limpar e manter desobstruídos os cursos d'água, canais e galerias do sistema de drenagem;
- estudar formas de uso adequado para o entorno das lagoas, proibindo invasões e ocupações indevidas e preservando áreas naturais de inundação;
- Ampliação da rede de drenagem visando atingir toda a população.

Além das ações estratégicas previstas, as diretrizes apresentadas visam preservar a vegetação nativa marginal aos cursos d'água, assim como a recuperação de áreas com interesse para drenagem, principalmente aquelas inundáveis, como as lagoas temporárias e seu entorno. Ainda, é citada a utilização de técnicas engenharia ambiental como medidas não-estruturais para prevenção de inundações (controle de erosão, controle de transporte e deposição de entulho e lixo, combate ao desmatamento).

4.3. CHUVAS INTENSAS

O estudo de dados diários de precipitação se mostra como uma importante ferramenta capaz de contribuir para o dimensionamento de estruturas hidráulicas, em projetos de vertedouros de barragens, no dimensionamento de canais, na definição de obras de desvio de cursos d'água, na determinação das dimensões de galerias de águas pluviais e no cálculo de bueiros, permitindo conhecer a frequência das chuvas intensas e assim dimensioná-los, além de ser fundamental em projetos de irrigação e abastecimento de água (PEREIRA; DUARTE; SARMENTO, 2017; VILELLA; MATTOS, 1975).

Os eventos de precipitação geram um escoamento superficial sobre a bacia, sendo que a vazão resultante é uma combinação entre a chuva e fatores intrínsecos às características físicas

da bacia hidrográfica (PORTO ALEGRE, 2005). A precipitação é a principal informação hidrológica para o cálculo das vazões, tendo em vista que o risco adotado em projetos está associado à probabilidade de excedência de um determinado valor de precipitação, ou seja, a probabilidade de ocorrer um evento igual ou superior à uma precipitação máxima em um ano qualquer. O inverso da probabilidade é o tempo de retorno (TR), o qual denota o intervalo médio de tempo, em anos, que uma variável hidrológica máxima será igualada ou superada (COLLISCHONN, DORNELLES, 2015).

Conforme Tucci (2014), a escolha do período de retorno da precipitação de projeto deve considerar custos e benefícios de difícil quantificação, pois existe uma série de aspectos que eticamente não devem ser expressos em termos monetários, impossibilitando a escolha com base apenas no aspecto econômico. Entretanto períodos de retorno muito elevados acarretam a necessidade de obras de maior vulto levando a maiores interferências no meio urbano, como a realocação de populações, desapropriações de imóveis, prejuízos ao comércio, entre outros. Tucci e Bertoni (2003) exemplificam a forma de escolha pelo projetista que caso adote um risco de 10% anualmente, ou tempo de retorno de 10 anos, este estará aceitando que em média poderão ocorrer eventos uma vez a cada 10 anos que produzirão prejuízos.

Considerando que os custos envolvidos podem tornar inviável a elaboração de um estudo de avaliação econômica e social dos impactos das enchentes para a definição dos riscos em algumas regiões (TUCCI, BERTONI, 2003), alguns períodos de retorno comumente utilizados pelo meio técnico como critério de projeto de acordo com os tipos de obra estão apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Tempo de retorno usuais para alguns tipos de estruturas

Sistema	Característica	Tempo de Retorno TR (anos)
Microdrenagem	Residencial, Comercial, Áreas de prédios públicos	2 – 5
Microdrenagem	Aeroporto, Áreas comerciais e Avenidas	5 – 10
Macrodrenagem		10 - 25
Pontes		50-100
Pequenas Barragens		100
Grandes Barragens		10.000

Fonte: adaptado de Porto Alegre (2005) e Collischonn e Dornelles (2015)

Tucci e Bertoni (2003) apresentam ainda que para definição destes riscos é importante o projetista analisar as peculiaridades de cada situação, considerando os seguintes fatores:

- Escolher o limite superior do intervalo da tabela quando envolverem grandes riscos de interrupção de tráfego, prejuízos materiais, potencial interferência em obras de infraestrutura como subestações elétricas, abastecimento de água, armazenamento de produtos danosos quando misturado com água, além de hospitais;
- Quando existir risco de vida humana deve-se buscar definir um programa de defesa civil e alerta e utilizar o limite de 100 anos para o projeto;
- Avaliar qual será o impacto para eventos superiores ao de projeto e, planejar um sistema de alerta e minimização de prejuízos.

Os valores de precipitação atrelados aos tempos de retorno podem ser definidos de acordo com os dados de chuva coletados por pluviógrafos ou pluviômetros, definindo-se as precipitações máximas anuais ocorridas dentro do período disponível de dados. Entretanto, considerando a necessidade de se conhecer as precipitações máximas associadas a períodos de retorno maiores do que a quantidade de anos disponíveis, são utilizadas diferentes distribuições de probabilidade teóricas de forma a se poder modelar os eventos extremos climáticos, e assim extrapolar melhor as amostras relativamente pequenas de dados (COLLISCHONN; DORNELLES, 2015).

De acordo com Naghetinni e Pinto (2007), a distribuição de probabilidade de um evento hidrológico extremo tem sua função densidade determinada a partir da teoria assintótica de eventos extremos, sendo largamente empregada a distribuição de Gumbel de máximos, tendo esta sido verificada em diversos estudos como a que melhor se adequou às series de máxima precipitação, como em Abreu et al. (2018), Cea e Fraga (2018) e Souza (2016). Outras distribuições também podem ser empregadas para determinação das funções densidade de probabilidade, como as de Frechet, Weibull, Normal, Log-normal, Log-Pearson tipo III, Generalizada de Valores Extremos (GEV), dentre outras. (FERREIRA; BEIJO; AVELAR, 2022).

Naghetinni e Pinto (2007) apresentam a equação (01) como sendo a relação entre a precipitação máxima diária e um dado período de retorno (TR), a partir do modelo de distribuição de probabilidade de Gumbel, considerando o tamanho da amostra disponível:

$$x_T = \bar{x} + s \cdot \left(\frac{Y_T - \mu_Y}{\sigma_Y} \right) \quad (01)$$

Em que Y_T é a variável reduzida de Gumbel relacionada ao período de retorno e dada pela equação (02), μ_Y é a média dos valores associados à variável reduzida de Gumbel e σ_Y o

desvio padrão da variável reduzida de Gumbel, sendo que ambos são valores tabelados em função do tamanho da amostra, conforme Tabela 2.

$$Y_T = -\ln\{-\ln(1 - 1/TR)\} \quad (02)$$

Tabela 2 - Média μ_Y e desvio padrão σ_Y da variável reduzida de Gumbel em função do tamanho da amostra (n)

n	μ_Y	σ_Y	n	μ_Y	σ_Y	n	μ_Y	σ_Y
10	0,4952	0,9497	30	0,5362	1,1124	50	0,5485	1,1607
11	0,4996	0,9676	31	0,5371	1,1159	51	0,5489	1,1638
12	0,5053	0,9833	32	0,5386	1,1193	52	0,5493	1,1653
13	0,5070	0,9972	33	0,5388	1,1226	53	0,5497	1,1667
14	0,5100	1,0095	34	0,5396	1,1255	54	0,5501	1,1681
15	0,5128	1,0206	35	0,5403	1,1285	55	0,5504	1,1696
16	0,5157	1,0316	36	0,5410	1,1313	60	0,5521	1,1747
17	0,5181	1,0411	37	0,5418	1,1339	66	0,5538	1,1814
18	0,5202	1,0493	38	0,5424	1,1363	70	0,5548	1,1854
19	0,5220	1,0566	39	0,5430	1,1388	80	0,5569	1,1938
20	0,5236	1,0628	40	0,5436	1,1413	90	0,5586	1,2007
21	0,5252	1,0696	41	0,5442	1,1436	100	0,5600	1,2065
22	0,5268	1,0754	42	0,5448	1,1458	150	0,5646	1,2253
23	0,5283	1,0811	43	0,5453	1,1480	200	0,5672	1,2360
24	0,5296	1,0864	44	0,5458	1,0150	250	0,5688	1,2429
25	0,5309	1,0915	45	0,5463	1,1519	300	0,5699	1,2479
26	0,5320	1,0961	46	0,5468	1,1538	400	0,5714	1,2545
27	0,5332	1,1004	47	0,5473	1,1557	500	0,5724	1,2588
28	0,5343	1,1047	48	0,5477	1,1574	750	0,5738	1,2651
29	0,5353	1,1086	49	0,5481	1,1590	1000	0,5745	1,2685

Fonte: adaptado de Gumbel (1958)

Considerando que as precipitações se tratam de variáveis aleatórias, sendo estimada sua probabilidade por análise estatística, se faz necessária a verificação quanto a adequação entre as probabilidades ou frequências, assim como a calculada pelo modelo de Gumbel, e as correspondentes frequências dos valores apresentados na amostra em estudo. As principais formas de verificação se tratam dos testes de aderência, sendo os mais comumente utilizados na hidrologia estatística o do Qui-Quadrado (χ^2), o de Kolmogorov-Smirnov (KS), o de Anderson-Darling (AD) e o de Filliben (Fi) (ABREU et al., 2018; BACK, BONFANTE, 2021; NAGHETINNI, PINTO, 2007).

A partir dos dados de precipitação máxima observados em determinada estação pluviométrica/pluviográfica, a probabilidade de excedência de cada evento pode ser estimado a partir da fórmula de posição de plotagem determinada por Weibull, conforme a equação (03).

$$F_n = \frac{i}{n+1} \quad (03)$$

O teste de Kolmogorov-Smirnov (KS) se baseia na diferença máxima entre as funções de probabilidade acumuladas, considerando a probabilidade observada, a qual pode ser

determinada seguindo a fórmula de Weibull, e a probabilidade estimada. O valor de D_N é comparado com $D_{N,\alpha}$, o qual é tabelado em função do número de dados da amostra e da significância desejada, e caso seja menor do que este, o modelo adotado se mostra adequado (ABREU et al., 2018; NAGHETTINI, PINTO, 2007). A estatística do teste de KS é dada pela equação (04):

$$D_N = \sup|F_n(x) - F_x(x)| \quad (04)$$

4.4. CURVAS E EQUAÇÃO DE INTENSIDADE-DURAÇÃO-FREQUÊNCIA (IDF)

Os tratamentos estatísticos aplicados a uma série de dados relativamente longa de precipitação de uma região permitem determinar a relação entre o período de retorno de um evento de chuva, a intensidade da chuva e sua respectiva duração, podendo ser representada através de curvas ou equação de Intensidade-Duração-Frequência (IDF), sendo que o modelo de equação usualmente pode ser demonstrado conforme a equação (05) (NAGHETTINI; PINTO, 2007; TUCCI, 2014; VILLELA, MATTOS, 1975).

$$i = \frac{a \cdot TR^b}{(t+c)^d} \quad (05)$$

Sendo i = intensidade (mm/h); TR = Tempo de retorno em anos; t = duração da chuva, em minutos e a , b , c e d são parâmetros determinados para a localidade, através de regressão linear. A determinação dos parâmetros da equação (05) pode ser realizada através da técnica de anamorfose e aplicação do método dos mínimos quadrados (VILLELA; MATTOS, 1975), ou ainda pela linearização da equação através de logaritmos e aplicando regressões múltiplas (TUCCI, 2014). Os coeficientes determinados regem o grau de intensidades de precipitação relacionados à cada duração e Tempo de Retorno previamente determinados para cada região em que está será utilizada.

As curvas IDF são criadas a partir dos dados tratados estatisticamente, sendo que estas são discretizadas de acordo as precipitações máximas relacionadas com cada duração dos eventos, sendo usualmente utilizadas as durações de 5, 10, 15, 20, 30, 60, 120, 480, 600, 720 e 1.440 minutos, associadas aos períodos de retorno mais utilizados na hidrologia de 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos (SOUZA, 2016; TUCCI, 2014). Para cada período de retorno estimado, são elaboradas diferentes curvas paralelas entre si relacionando a intensidade da precipitação com a sua respectiva duração.

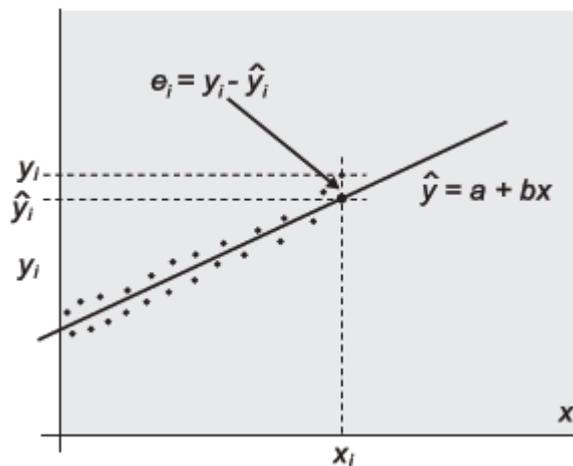
Conforme Naghetinni e Pinto (2007), a técnica conhecida como anamorfose se trata de linearizar determinada função mediante o uso de transformações adequadas, que possibilitam a aplicação da regressão linear simples, conforme é o caso da equação IDF apresentada na equação (05). Uma equação potencial genérica semelhante escrita como $y = ax^b$, a partir da técnica de anamorfose pode ser reescrita conforme a equação (06).

$$\log y = \log a + b \log x \quad (06)$$

Como a equação IDF possui diferentes curvas a serem linearizadas utilizando-se da técnica de anamorfose, as retas podem ser determinadas com o uso do método dos mínimos quadrados o qual busca encontrar uma função de regressão que minimize a soma das distâncias entre uma função linear ajustada e os pontos observados, sendo que este método consiste em minimizar o somatório dos quadrados dos desvios entre o valor observado e o valor estimado de determinada amostra de dados. A equação (07) demonstra uma reta genérica estimativa a partir de dados observados fornecidos pela amostra, em que a é coeficiente linear estimado, b o coeficiente angular estimado, \hat{y}_i o valor estimado da variável dependente e x_i sendo o valor observado da variável independente. A Figura 7 exemplifica a forma da reta de regressão a partir de uma amostra de dados.

$$\hat{y}_i = a + bx_i \quad (07)$$

Figura 7 - Função de regressão linear



Fonte: (NAGHETTINI; PINTO, 2007)

Considerando a forma da equação de regressão linear, a estimativa de seus parâmetros linear a e angular b , podendo ser determinados a partir dos dados amostrais conforme as equações (08) e (09).

$$a = \frac{\sum_{i=1}^n y_i}{n} - b \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad (08)$$

$$b = \frac{n \sum_{i=1}^n x_i y_i - \sum_{i=1}^n y_i \sum_{i=1}^n x_i}{n \sum_{i=1}^n x_i^2 - (\sum_{i=1}^n x_i)^2} \quad (09)$$

Para verificar se os dados amostrais são descritos pelo modelo de equação linear após a estimativa dos coeficientes da reta, bem como determinar a parcela da variabilidade amostral que foi explicada pela reta de regressão, se pode calcular o coeficiente de determinação r^2 ($0 \leq r^2 \leq 1$), o qual é dado pela relação entre a soma dos quadrados da variância devidos à regressão (SQReg) e a soma total dos quadrados da variância (SQT), dados pela equação (10) (NAGHETTINI; PINTO, 2007).

$$r^2 = \frac{\text{SQReg}}{\text{SQT}} = \frac{\sum_{i=1}^n (\hat{y}_i - \bar{y})^2}{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2} \quad (10)$$

Sendo r^2 o coeficiente de determinação, que quanto mais próximo de 1 melhor a correlação, y_i o valor observado da variável dependente, \hat{y}_i é o valor estimado da variável dependente e \bar{y} a média da variável dependente.

Após a determinação de todos os parâmetros da equação IDF, se faz necessária a avaliação dos resultados da equação proposta em relação aos dados de intensidade de precipitação observados segundo a distribuição de probabilidade utilizada. Neste sentido, pode ser utilizado o coeficiente de concordância de Willmot (d), dado pela equação (11), o qual avalia o grau de afastamento entre os valores estimados em relação aos observados, em que seus valores variam de 0, para completa discordância e 1 para uma concordância perfeita (WILLMOT, 1981).

$$d = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (P_i - O_i)^2}{\sum_{i=1}^n (|P_i - \bar{O}| + |O_i - \bar{O}|)^2} \quad (11)$$

Além da utilização do coeficiente de Willmot (d) para avaliação da equação, também podem ser avaliados os erros relativos aos resultados da equação em relação aos dados de intensidade observados, calculando-se o erro relativo (ER) e o erro percentual absoluto médio dado pela equação (12).

$$\text{EPAM} = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{|P_i - O_i|}{O_i}}{n} \cdot 100 \quad (12)$$

4.4.1. Importância das curvas IDF

De acordo com Villela e Matos (1975) o conhecimento das características das precipitações se mostra extremamente importante por suas diversas aplicações em projetos hidráulicos, como em vertedores de barragens, dimensionamento de canais, obras de desvio de cursos d'água, cálculo de galerias de águas pluviais e bueiros, nos quais é necessário conhecer

a magnitude e frequência das enchentes. Ainda, tem aplicação nos projetos de irrigação e abastecimento de água.

Considerando os efeitos da urbanização, assim como do aquecimento global, sobre os eventos de precipitação, se mostra importante a necessidade de revisões das equações de chuva, à medida que novos dados de chuvas sejam incorporados às séries históricas, o que permite uma análise quanto à possível tendência de elevação ou diminuição de eventos extremos. A existência de equação de chuvas atualizada para fins de auxílio aos estudos hidrológicos é de fundamental importância para evitar o subdimensionamento de projetos hidráulicos e de drenagem (CARDOSO, 2014; SILVA, 2013).

Conforme ZUFFO (2004), as equações de chuvas devem ser revisadas pelo menos a cada 10 anos, considerando que a urbanização pode causar uma alteração no micro clima local, influenciando diretamente nos eventos extremos de precipitação.

4.4.2. Metodologias para obtenção das curvas IDF

Conforme Souza et al. (2016), no Brasil os dados de precipitação são essencialmente obtidos através de estações pluviométricas que medem a chuva diária, sendo estas as mais acessíveis e que possuem maior amplitude das séries de dados, além de serem encontradas em maior quantidade no território nacional. Entretanto, para obtenção das curvas e equações IDF é essencial o conhecimento dos dados de precipitações com duração menor do que o período de 1 dia, o qual só pode ser obtido através de pluviógrafos.

Considerando a falta de séries de dados provenientes de pluviógrafos em algumas regiões do país, que sejam longas o suficiente para análise estatística de precipitações, São Paulo (1980) apresentou a metodologia da relação de durações, ou método da desagregação de chuvas intensas, que são coeficientes inferidos através de uma análise dos dados obtidos no estudo pioneiro de Otto Pfafstetter (1957), o qual analisou as relações entre precipitações de diferentes duração para 98 postos pluviográficos de todo o país. O estudo verificou a tendência de que curvas de probabilidade de diferentes durações se mantêm paralelas entre si, ou seja, para diferentes locais existe similaridade nas relações entre precipitações médias máximas de diferentes durações (TUCCI, 2014). A Tabela 3 apresenta as relações pluviométricas médias para diferentes durações de precipitação provenientes do estudo de Otto Pfafstetter (1957), assim como coeficientes determinados para os Estados Unidos a título de comparação.

Tabela 3 - Coeficientes de desagregação de dados pluviométricos – Relação entre as alturas pluviométricas das chuvas para diferentes durações

Relação entre alturas pluviométricas	Coeficiente de desagregação	Adotados pelo U.S. Weather Bureau	Adotados em Denver
05 min/30 min	0,34	0,37	0,42
10 min/30 min	0,54	0,57	0,63
15 min/30 min	0,70	0,72	0,75
20 min/30 min	0,81		0,84
25 min/30 min	0,91		0,92
30 min/1 hora	0,74	0,79	
01 h/24 horas	0,42		
06 h/24 horas	0,72		
10 h/24 horas	0,82		
12 h/24 horas	0,85		
24h/ 1 dia	1,14		

Fonte: (SÃO PAULO, 1980)

Insta frisar que os estudos realizados para definição dos coeficientes de desagregação foram realizados de forma generalizada, obtendo-se os coeficientes médios de forma geral para o país, com base em pluviógrafos com maior concentração na região sul do país (SÃO PAULO, 1980). Entretanto, os estudos de relação de precipitações para a região norte ainda são escassos, impedindo uma análise aprofundada das relações específicas de ocorrência na região amazônica. Apesar disso, São Paulo (1980) apresenta que as relações de durações médias determinadas para o Brasil, são bastante próximas aos encontrados em estudos realizados para os Estados Unidos, conforme coeficientes apresentados na Tabela 3 anteriormente, citando inclusive pesquisadores que demonstraram que as relações encontradas podem ser replicáveis em outras partes do mundo, com erros médios variando de 5% a 8%.

Neste sentido, apesar das dificuldades de precisar a real proporção entre as chuvas de diferentes durações para Boa Vista, a utilização dos coeficientes de desagregação generalizados para o Brasil pode fornecer estimativas razoáveis de chuvas intensas de menores durações para a área de estudo, tendo em vista a disponibilidade de dados diários de precipitação provenientes de pluviômetros.

Utilizando os dados desagregados é possível determinar a intensidade de chuva através da divisão da altura máxima precipitada pela sua respectiva duração, podendo ser gerado um gráfico correlacionando a intensidade com a duração das chuvas e variando conforme cada Tempo de Retorno a ser analisado, demonstrando assim as denominadas curvas IDF (COLLISCHONN; DORNELLES, 2015).

Back e Cadorin (2020a e 2020b) determinaram as equações IDF para o estado do Acre e Amapá, respectivamente, utilizando os coeficientes de desagregação de Otto Pfafstetter (1957), adotados no presente estudo. Diversos outros estudos que utilizaram a metodologia de aplicação dos coeficientes de desagregação da chuva diária para definição das equações IDF em regiões situadas na Amazônia podem ser citados como os de Cruz et al. (2019) para o município de Altamira/PA e de Souza et al. (2016) para várias regiões do estado de Rondônia.

Damé (2008) realizou um estudo comparativo entre quatro diferentes metodologias para estimativa de desagregação de chuvas e obtenção de curvas IDF, verificando que o método das relações proposto por São Paulo (1980), o qual utiliza os coeficientes apresentados na Tabela 3, foi o que melhor se ajustou aos dados reais obtidos a partir de uma série de dados provenientes de registros pluviográficos na região de Pelotas/RS.

Em levantamento recente realizado por Back e Cadorin (2021), em 118 publicações registrando 3.096 equações IDF ao longo do território brasileiro, foi constatado que 81% destas equações foram obtidas por desagregação da chuva diária e 19% a partir de dados de pluviógrafos, sendo que na última década houve um aumento expressivo nas publicações e registros de equações IDF obtidas a partir da desagregação da chuva diária, estando atrelado à facilidade de acesso aos dados publicados pela Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA) combinado às ferramentas computacionais que facilitam a análise dos dados. Os autores ainda observaram que as intensidades de chuva estimadas pelas equações possuem grande variedade espacial no Brasil, variando em mais de 100%, demonstrando a importância da utilização de equações IDF elaboradas com os dados do local em que será empregada.

Dias e Penner (2019) realizaram levantamento das produções científicas sobre a determinação da equação de chuvas intensas no Brasil nas principais bases de dados de documentos científicos nacionais e internacionais, tendo como resultado que 18 estados da federais possuem estudos que buscam determinar a equação de chuvas intensas, enquanto 9 não apresentaram resultado na busca, sendo Roraima um destes estados sem estudos publicados. Apesar disso, vale destacar os estudos de Carvalho (2007) e de Tischer (2015), que visaram a elaboração de equações IDF para o município de Boa Vista.

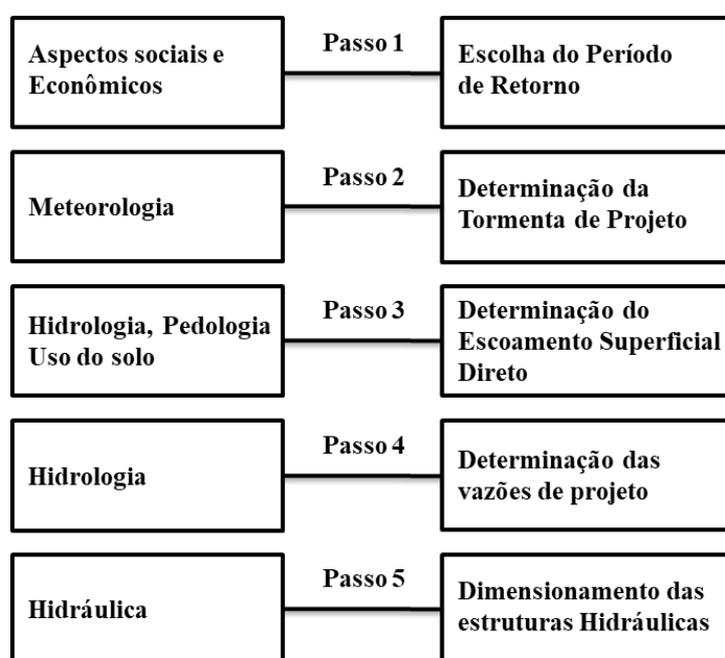
4.5. SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA

Os problemas decorrentes das precipitações extremas podem ser minimizados através de medidas de prevenção e/ou controle, sendo estas estruturais ou não estruturais. Conforme Canholi (2014), as medidas estruturais se tratam de obras que visam corrigir diretamente os

problemas decorrentes das enchentes e alagamentos, enquanto as medidas não estruturais procuram reduzir os danos através de normas, regulamentos e programas que tratam, por exemplo, sobre o uso e ocupação do solo, sistemas de alerta, conscientização para manutenção dos sistemas de drenagem, entre outros.

A Figura 8 apresenta o procedimento padrão referente a um estudo de drenagem urbana conforme proposto por Tucci (2014), sendo separado em cinco passos, constituindo assim uma metodologia de projeto subordinada a políticas públicas voltadas ao setor. Os passos 2 a 4 estão relacionados ao campo da hidrologia urbana, enquanto o passo 1 está dentro de um contexto socioeconômico e o passo 5 se refere a fase de projeto das medidas a serem implantadas na bacia.

Figura 8 - Sequencia de passos de um estudo de drenagem urbana



Fonte: adaptado de Tucci (2014)

Em relação às medidas de controle estruturais se têm os sistemas de drenagem urbana, em que a microdrenagem compreende o pavimento das ruas, guias e sarjetas e galerias de águas pluviais de menor porte, sendo dimensionado para as chuvas que ocorram em média a cada 10 anos, mas também comportando parte do escoamento superficial gerado pela ocorrência de chuvas mais críticas, de forma que os riscos de prejuízos materiais ou de perdas de vidas humanas sejam pequenos (SÃO PAULO, 2012).

As macrodrenagens, quando não projetadas, existem naturalmente em decorrência de as cheias escoarem pelas depressões topográficas e pelos cursos d'água naturais, sendo que caso a área urbana avance sem considerar tais fatos, são grandes os riscos de prejuízos materiais e humanos. Quando o sistema de drenagem destas áreas é feito de forma inadequada, as

comunidades que porventura se desenvolvam nas áreas ribeirinhas poderão sofrer grandes prejuízos, atrelados ainda aos elevados custos decorrentes da manutenção e/ou correção destes sistemas (SÃO PAULO, 1980).

Tucci e Bertoni (2003) afirmam que a urbanização sem planejamento tende a construir sistemas de drenagem inadequadas, que visam apenas o escoamento rápido da água precipitada, aumentando a magnitude da vazão, a frequência e o nível de inundações a jusante.

4.5.1. Plano Diretor de Drenagem Urbana

O crescimento urbano carrega consigo impactos significativos na população e meio ambiente, podendo ser observado um aumento na frequência e no nível de inundações e alagamentos, o que prejudica a qualidade da água e aumenta a presença de materiais sólidos no escoamento pluvial, sendo que estes problemas estão atrelados principalmente à falta de planejamento, controle do uso do solo, ocupação de áreas de risco e sistemas de drenagem urbana inadequados (PORTO ALEGRE, 2005).

Para reduzir tais problemas, é importante que o planejamento dos sistemas de drenagem seja parte de um abrangente processo de planejamento urbano e, portanto, coordenado com os demais planos, principalmente os de saneamento básico (água e esgoto), uso do solo e transportes (CANHOLI, 2014). Além disso, Tucci (1997), cita alguns princípios básicos de controle de enchentes a serem adotados no planejamento:

- Estabelecer o controle da bacia hidrográfica urbana e não de pontos isolados;
- Análise dos cenários devem contemplar o futuro desenvolvimento da bacia;
- Deve-se procurar evitar que a ampliação da enchente devido a urbanização seja transferida para jusante;
- O controle para as áreas ribeirinhas deve priorizar o uso de medidas não-estruturais como: zoneamento de enchentes, seguro e previsão em tempo-real;
- O controle deve ser estabelecido através do Plano Diretor de Drenagem Urbana e administrado pelos municípios com o apoio técnico dos Estados

Ainda segundo Tucci (1997), um Plano Diretor de Drenagem Urbana deve buscar principalmente planejar a distribuição da água no tempo e no espaço, com base na tendência de ocupação urbana, além de controlar a ocupação de áreas de risco de inundação a apresentar critérios para convivência com as enchentes nas áreas de baixo risco.

Tucci (1997) ainda apresenta a necessidade de elaboração de um Manual de Drenagem Urbana como norteador do desenvolvimento de um PDDU para a localidade, sendo que este

tem como objetivo orientar os projetistas sobre as restrições e métodos aceitos no dimensionamento da drenagem na cidade. Tal manual deve conter itens como a concepção e princípios básicos referentes ao controle distribuído na bacia hidrográfica, assim como a previsão de cenários futuros e seus impactos na falta destes controles, além de apresentar uma regulamentação por distritos de drenagem, demonstrando critérios de densificação permitida.

Outro item fundamental a ser apresentado no manual de drenagem são os critérios de projeto, que visam orientar quanto as alternativas potenciais disponíveis sobre o controle de vazões e os principais cuidados, além de apresentar critérios e os métodos básicos aceitos como: tempo de retorno para o qual a vazão não pode ser ampliada; tempo de retorno de segurança das obras; controle sobre erosão, a jusante de obras de retenção, se o canal for sem revestimento; critérios para a manutenção (TUCCI, 1997).

Neste contexto, o município de Boa Vista apesar de ter instituído o Plano Diretor Estratégico e Participativo da cidade em 2006, e definido em seu Art. 66 a necessidade de elaboração de um Plano Diretor de Drenagem Urbana até o ano de 2008, até o ano corrente este ainda não foi desenvolvido e instituído na cidade.

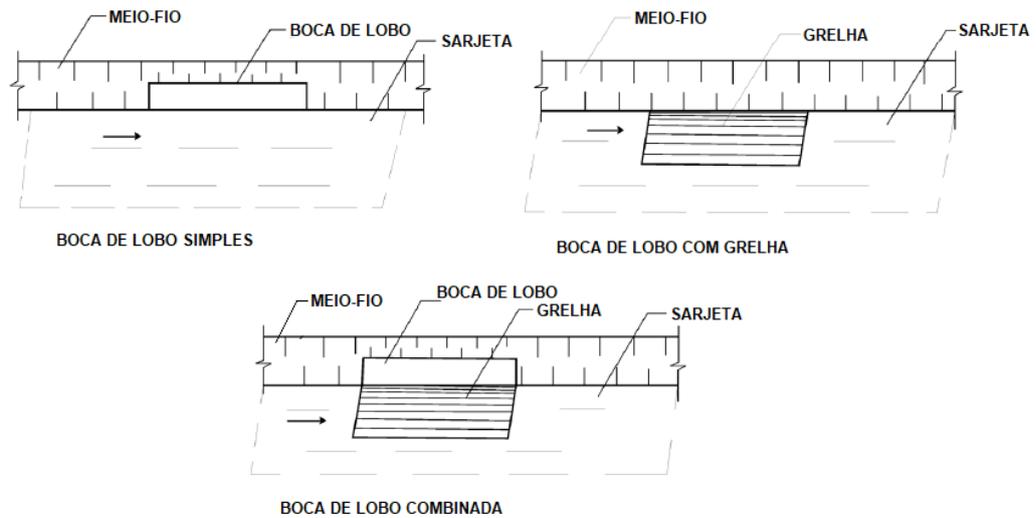
4.5.2. Principais tipos de sistemas de rede de drenagem

Os sistemas de microdrenagem podem ser entendidos como estruturas de captação e condução de águas pluviais que chegam aos elementos viários como ruas, praças e avenidas, além das captações de edificações e lotes adjacentes, provenientes das precipitações diretas sobre estes, sendo o sistema de microdrenagem a estrutura de entrada no sistema de drenagem das bacias urbanas, sendo estes projetados para precipitações com risco moderado (PORTO ALEGRE, 2005; SÃO PAULO, 2012).

Os sistemas de microdrenagem tem seus elementos componentes que devem ser projetados adequadamente obedecendo critérios hidráulicos e hidrológicos de modo a possibilitar a condução da água pluvial com eficácia e economia. Os principais elementos deste sistema são descritos a seguir (NATAL, 2009):

- Bocas-de-lobo (BL): São dispositivos situados em pontos convenientes do sistema viário, nas sarjetas, cuja função é promover a captação da água pluvial, evitando assim pontos de inundação. Podem ser classificadas em três grupos principais: bocas simples de guias; bocas com grelhas nas sarjetas ou combinando os dois sistemas, conforme demonstrado na Figura 9.

Figura 9 - Tipos de Boca de Lobo

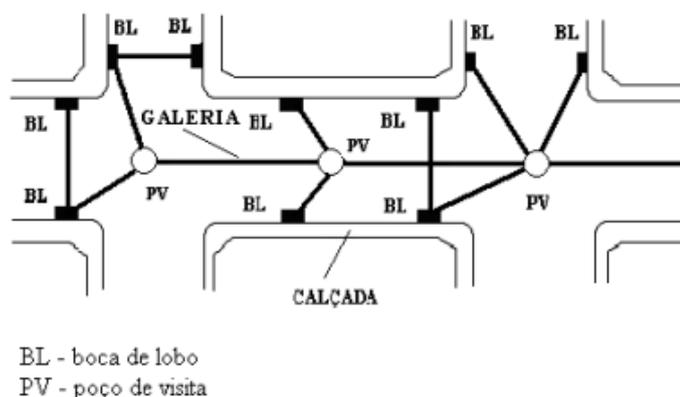


Fonte: Adaptado de DNIT (2006).

- Tubos de ligação: são canalizações cuja função é conduzir a água pluvial até a galeria ou poço de visita;
- Meio-fio: elementos de pedra ou concreto, assentados paralelamente ao eixo da via e com sua face superior alinhada e nivelada com a calçada;
- Sarjeta: canal situado lateralmente à via pública, próximos ao meio-fio e cuja função é receber e conduzir as pluviais que incidem sobre o pavimento da rua;
- Sarjetão: calha situada em pontos de cruzamento de via pública cuja função é orientar o fluxo pelas sarjetas;
- Poço de visita: dispositivo cuja função é possibilitar mudanças de direção, diâmetro e de declividade da galeria. Além disso, permite a realização de inspeção e limpeza das canalizações;
- Rede de galerias: canalização de geometria circular cuja função é conduzir os deflúvios provenientes das bocas-de-lobo. Os diâmetros comerciais normalmente utilizados são (em m): 0,40; 0,60; 0,80; 1,00; 1,20 e 1,50. Os principais critérios técnicos a serem seguidos na execução são: recobrimento mínimo da rede deve ser de 1,0 m, ou quando por condições topográficas, forem utilizados recobrimentos menores, as canalizações deverão ser projetadas do ponto de vista estrutural; nas mudanças de diâmetro, os tubos deverão ser alinhados pela geratriz superior (SÃO PAULO, 2012; PORTO ALEGRE, 2005);

A Figura 10 apresenta um esquema geral da disposição dos elementos que compõe um sistema de micro drenagem urbana.

Figura 10 - Esquema de disposição dos elementos de uma galeria



Fonte: Menezes Filho e Costa (2012)

Na elaboração dos projetos de redes de microdrenagem, Tucci (2014) apresenta os seguintes principais elementos físicos que são necessários ao correto desenvolvimento dos sistemas:

- Plantas: planta de situação da localização; planta geral da bacia contribuinte; planta planialtimétrica da área, com pontos cotados nas esquinas e em pontos notáveis;
- Levantamento topográfico: nivelamento geométrico em todas as esquinas, mudança de direção e mudança de greides da via pública;
- Cadastro: redes existentes de esgotos pluviais ou outros serviços que possam interferir na área dos projetos;
- Urbanização: levantamentos relativos à urbanização da bacia contribuinte, na situação atual e prevista no plano diretor: tipo de ocupação das áreas (residenciais, comércio, praças etc.), porcentagem de ocupação dos lotes, ocupação e recobrimento do solo nas áreas não urbanizadas pertencentes à bacia;
- Dados relativos ao curso d'água receptor: indicações sobre os níveis de água máximo do curso d'água que irá receber o lançamento final; levantamento topográfico do local de descarga final.

Em relação às obras de macrodrenagem, estas compreendem as estruturas de condução principais da bacia sendo que geralmente se originam nos elementos de drenagem como rios e córregos naturais e suas ampliações e canalizações, possuindo o papel de concentrar e conduzir as águas pluviais da bacia, recebendo as contribuições de diversos subsistemas de microdrenagem, sendo projetado com capacidade superior a este e de acordo com os prejuízos materiais e humanos potenciais (PORTO ALEGRE, 2005; SÃO PAULO, 2012).

Por serem responsáveis pela drenagem de áreas maiores, o dimensionamento de sistemas de macrodrenagem leva em consideração que a precipitação natural possui grande uma grande variabilidade espacial, sendo que esta dificilmente segue um padrão físico identificável. Além disso, essa variação da configuração espacial da precipitação muda rapidamente com os intervalos de tempo sucessivos dos eventos, sendo que durante a ocorrência de uma chuva, uma grande quantidade de núcleos de precipitação nascem, crescem, deslocam-se e desaparecem sobre a área de passagem da chuva (CURITIBA, 2002).

A consideração da variação espacial da precipitação é realizada através de uma abordagem estatística, a qual possibilita extrair uma estrutura de correlação espacial dos eventos chuvosos no entorno do ponto de máxima precipitação, com base em hipóteses estatísticas, podendo ser aplicado um coeficiente de abatimento (redução) radial da precipitação, em função da área ao redor do ponto de maior intensidade (PORTO ALEGRE, 2005).

Além da variação espacial, a precipitação natural possui também grande variabilidade temporal durante um evento chuvoso, possuindo um padrão difícil de ser identificado. Neste sentido, por englobar maiores durações de precipitação, os principais métodos de dimensionamento utilizados consistem na discretização da duração total de precipitação, que deve ser maior do que o tempo de concentração da bacia, em durações menores e constantes (SÃO PAULO, 2012).

As considerações de variabilidade espacial e temporal da precipitação não são consideradas no dimensionamento de sistemas de microdrenagem, sendo que a simplificação pela falta destas considerações superestimam as vazões de pico (TUCCI, 2014).

4.5.3. Principais metodologias para o dimensionamento de redes de micro e macrodrenagem

As principais metodologias existentes para dimensionamento de sistemas de drenagem são baseadas em modelos de transformação chuva-vazão, em que se considera que o volume precipitado que não infiltra no solo será a água disponível para o escoamento superficial direto, contribuindo para o aumento significativo das vazões dos cursos d'água ao longo das chuvas intensas (SÃO PAULO, 2012).

Neste sentido, as vazões de cheia são avaliadas, considerando-se as chuvas críticas de curta duração, sendo tomada a duração crítica correspondente ao tempo de concentração da área de drenagem que contribui para a vazão afluente a um determinado elemento do sistema de microdrenagem, equivalendo a dizer que ela deve ser longa o suficiente para que toda a bacia

contribua com o escoamento superficial, determinando assim a precipitação efetiva (parcela da precipitação total que gera escoamento superficial) (CURITIBA, 2002; NATAL, 2009)

Para determinação da vazão de projeto em uma rede de microdrenagem pode ser utilizado o método racional, sendo este o mais comum para transformação da chuva em vazão em projetos para bacias pequenas, de até 1 a 3 km² (COLLISCHONN; DORNELLES, 2015), e que tem como princípios básicos os seguintes aspectos, segundo Porto Alegre (2005):

- Duração da precipitação máxima de projeto igual ao tempo de concentração da bacia, de forma a considerar que a vazão máxima ocorre quando toda bacia esta contribuindo para o ponto em estudo e que não há variação espacial de precipitação na área. Admite-se que a bacia é pequena para que essas condições aconteçam;
- Adota um coeficiente único de perdas, denominado coeficiente de deflúvio “C”, estimado com base nas características da bacia;

A equação (13) demonstra a formulação do modelo relativo ao Método Racional.

$$Q_p = 2,78 \cdot C \cdot I \cdot A \quad (13)$$

Sendo: Q_p a vazão máxima (m³/s), C o coeficiente de escoamento superficial (relacionado à permeabilidade do solo), I a intensidade de precipitação (mm/h) e A a área de contribuição da bacia (ha).

Para áreas contribuintes superiores a 200 hectares recomenda-se a utilização do modelo de transformação chuva-vazão proposto pelo NRCS (Natural Resources Conservation Service), antigo SCS (Soil Conservation Service) tratando do Método do Hidrograma Unitário (Porto Alegre, 2005).

Considerando que o coeficiente de escoamento superficial está relacionado com uma série de fatores como o tipo de solo, a ocupação da bacia, a umidade antecedente, a intensidade da chuva, entre outros, a definição de um valor constante para C se mostra pouco realista, entretanto usualmente o coeficiente C é adotado em função da ocupação do solo, conforme Tabela 4. No caso de bacias com ocupações muito heterogêneas, o valor de C pode ser determinado através da média ponderada dos valores para cada área considerada (SÃO PAULO, 2012).

Tabela 4 - Coeficientes de escoamento superficial para TR = 10 anos

Ocupação do Solo	C
Edificação muito densa: Partes centrais, densamente construídas de uma cidade com rua e calçadas pavimentadas.	0,70 a 0,95
Edificação não muito densa: Partes adjacentes ao centro, de menor densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas.	0,60 a 0,70
Edificação com poucas superfícies livres: Partes residenciais com construções cerradas, ruas pavimentadas.	0,50 a 0,60
Edificação com muitas superfícies livres: Partes residenciais com ruas macadamizadas ou pavimentadas, mas com muitas áreas verdes.	0,25 a 0,50
Subúrbio com algumas edificações: Partes de arrabaldes e subúrbios com pequena densidade de construções.	0,10 a 0,25
Atas, parques e campos de esportes: Partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas, parques ajardinados e campos de esporte sem pavimentação.	0,05 a 0,20

Fonte: adaptado de São Paulo (2014)

Tendo em vista que a Tabela 4 apresenta o coeficiente de escoamento superficial para um período de recorrência de 10 anos, quando da utilização de períodos de retorno maiores nos projetos se faz necessário realizar a correção do valor de C, podendo ser realizado através da equação (14) (SÃO PAULO, 2012).

$$C_t = 0,8 \cdot TR^{0,1} \cdot C_{10} \quad (14)$$

Sendo: C_t o coeficiente de escoamento superficial para o período de retorno TR, em anos, C_{10} o coeficiente de escoamento superficial para período de retorno de 10 anos.

A intensidade de precipitação, necessária para definição da vazão de projeto, pode ser determinada através da equação de Intensidade-duração-frequência (IDF) disponível para a região em que será aplicada, e adotando a duração da chuva de projeto de forma a garantir que toda a bacia esteja contribuindo ao mesmo tempo com o escoamento que chega ao ponto de análise, sendo este o ponto que será estimada a vazão máxima, devendo esta duração ser no mínimo igual ao tempo de concentração da bacia (COLLISCHONN, DORNELLES, 2015).

O tempo de concentração de uma bacia hidrográfica pode ser estimado através de equações empíricas que relacionam principalmente o comprimento do talvegue ou rede contribuinte e a declividade média. Collischonn e Dornelles (2015) apresentam diversas equações existentes para determinação do tempo de concentração, as quais são indicadas para diferentes tamanhos e tipologia de utilização da bacia, dentre elas citam-se: Equação de Kirpich, Watt e Chow, Carter, Dooge e o método cinemático.

O método cinemático é uma das formas mais aceitas de calcular o tempo de concentração, em que a bacia é dividida em N trechos homogêneos e a velocidade de escoamento é calculada para cada um deles, considerando que para o escoamento em superfícies

ou em canais mal definidos a velocidade pode ser determinada por meio de tabelas em função do tipo de superfície e declividade do terreno e para o escoamento em canais bem definidos e galerias a velocidade pode ser calculada pela equação de Manning. Neste caso o tempo de concentração é dado pela equação (15).

$$t_c = \frac{1}{60} \sum L_i \cdot V_i \quad (15)$$

Em que L_i é o comprimento de cada trecho homogêneo, em m, e V_i é a velocidade do escoamento no trecho “i”, em m/s.

A equação de Kirpich foi desenvolvida com dados de pequenas bacias rurais com declividades variando entre 3% e 10% e áreas de no máximo 0,5 km² (TUCCI, 2014), sendo esta demonstrada pela equação (16).

$$t_c = 3,989 \times \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}} \quad (16)$$

Sendo: t_c o tempo de concentração (minutos), L o comprimento da rede (km) e S a declividade média (m/m).

O tempo de concentração não deve ser calculado pelas formulações acima nos casos em que a área contribuinte for menor do que 1 ha (um hectare) e a declividade média for menor ou igual a 0,2 cm/m, sendo que nestes casos deve ser adotado o tempo de concentração igual à 5 minutos (PORTO ALEGRE, 2005) ou à 10 minutos, o qual pode ser considerado muito elevado no caso de bacias com elevado grau de impermeabilização e com grande declividade (TUCCI, 2014).

4.5.3.1. Dimensionamento de Sarjetas e Bocas de Lobo

As sarjetas e bocas de lobo são os elementos iniciais de um sistema de drenagem urbana, sendo responsáveis por receber os deflúvios provenientes das chuvas que incidem sobre a área a ser drenada. Tucci (2014) apresenta que a disposição das bocas de lobo deve seguir as seguintes recomendações:

- Ser locada em ambos os lados da rua quando a saturação da sarjeta o requerer ou quando a capacidade de engolimento for ultrapassada;
- Locadas nos pontos mais baixos da quadra;
- Melhor local de instalação das bocas de lobo é em pontos pouco a montante das faixas de cruzamento utilizada pelos pedestres nas esquinas;

Para determinação da capacidade de condução da rua ou sarjeta pode ser utilizada a equação de Strickler-Manning, demonstrada pela equação (17). Tucci (2014) apresenta que

geralmente se adota a declividade transversal da via em 3% e fica a cargo do projetista definir se será considerada capacidade de condução por toda a calha da rua, adotando a altura da lâmina d'água igual a altura de meio-fio, que geralmente é adotada em 15 cm, ou se adota o escoamento apenas pelas sarjetas, adotando uma altura menor de lâmina d'água.

$$V = K \cdot P_M^{2/3} \cdot \sqrt{S} \quad (17)$$

Sendo V a velocidade de escoamento na sarjeta (m/s), S a declividade da rua em m/m, K o coeficiente de rugosidade, que é adotado igual a 60 para pavimento comum de vias públicas, e " P_M " o perímetro molhado (TUCCI, 2014).

As bocas de lobo são dimensionadas considerando a capacidade de engolimento das mesmas, sendo consideradas como um vertedor de soleira livre. A equação (18) apresenta a determinação referente à capacidade de engolimento da boca de lobo simples ou com grelha para altura de lâmina d'água sobre o elemento de até 12 cm (TUCCI, 2014).

$$Q = 1,7 \cdot P_a \cdot y^{3/2} \quad (18)$$

Sendo Q a vazão de engolimento (m^3/s); y altura da água sobre a abertura na sarjeta (m) e P_a o perímetro de abertura da grelha, devendo ser calculado sem levar em consideração as barras internas e descontando-se os lados pelos quais a água não entra, como por exemplo, quando um dos lados está junto à face do meio-fio (DNIT, 2006).

Não é aconselhável o dimensionamento das bocas-de-lobo para funcionamento com sua capacidade de captação limite igual à vazão de chegada, sendo recomendável uma vazão superior à vazão de projeto da sarjeta que a abastecerá. É recomendável a aplicação de coeficientes de redução, sendo este de 50% para bocas de lobo com grelha localizadas em pontos baixos da sarjeta e de 60% para bocas de lobos com grelha situadas em pontos intermediários da sarjeta (PORTO ALEGRE, 2005). Tal situação é justificando considerando alguns fatores como as obstruções causadas por detritos carregados pela água; irregularidades nos pavimentos das ruas, na sarjeta e na entrada da própria boca, alinhamento real da boca de lobo executada, ou ainda a utilização de hipóteses de cálculo irrealis (NATAL, 2009; PORTO ALEGRE, 2005).

4.5.3.2. Dimensionamento de galerias pluviais

O dimensionamento das galerias é realizado com base nas equações hidráulicas de movimento uniforme, como a equação de Manning (equação (19)) em que o cálculo depende do coeficiente de rugosidade, apresentado na Tabela 5, do tipo de galeria adotado e da declividade do conduto (PORTO ALEGRE, 2005).

$$Q_C = \frac{A \cdot R_h^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n} \quad (19)$$

Sendo: Q_C a vazão a plena seção (m^3/s), A a área da seção transversal (m^2), R_h o Raio hidráulico (m), S a declividade do fundo (m/m) e n o coeficiente de rugosidade de Manning.

Tabela 5 - Valores de n para revestimentos usuais em canais

Revestimento do Canal	Faixa de Profundidade		
	0 - 0,15	0,15 - 0,60	> 0,60
Concreto liso	0,015	0,013	0,013
Concreto com juntas ou rugoso	0,018	0,017	0,017
Pedra argamassada	0,040	0,030	0,028
Solo cimento	0,025	0,022	0,020
Escavado em solo	0,045	0,035	0,025
Gabião	0,030	0,028	0,026
Gramma baixa	0,033	0,027	0,022
Gramma alta	0,035	0,033	0,030
Cascalho	0,033	0,030	0,027

Fonte: Canholi (2014)

A velocidade de escoamento do conduto a plena seção, pode ser determinada dividindo a vazão pela área da seção da galeria. Considerando que a vazão determinada pela equação (19) se refere a um conduto funcionando a plena seção, é necessário se determinar esta vazão relativa à condutos com diâmetros comerciais e relacioná-la com a vazão de escoamento determinada com o Método Racional. A razão Q_P/Q_C pode ser utilizada para determinar relação de V_P/V_C , a partir de diversas tabelas dispostas na bibliografia, possibilitando obter o tempo de percurso do deflúvio que irá ocorrer no conduto à seção parcial.

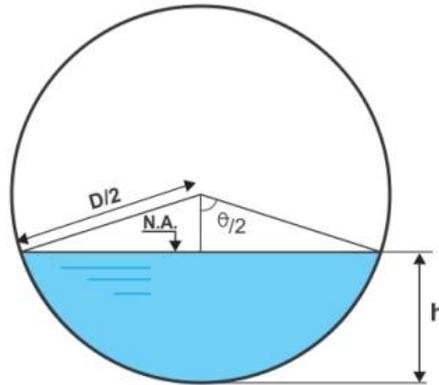
O diâmetro da tubulação inicialmente pode ser determinado a partir da equação (20), isolando-se o valor de “ D ” na equação (19), devendo-se adotar o diâmetro comercial imediatamente superior ao valor encontrado para o posterior cálculo da velocidade à seção parcial.

$$D = 1,55 \left(\frac{Q_P \cdot n}{S^{1/2}} \right)^{3/8} \quad (20)$$

Considerando que a obtenção das relações por tabelas pode consumir muito tempo e limitar as alternativas quanto aos cálculos da velocidade e da profundidade do escoamento (MENEZES FILHO; COSTA, 2012), é possível utilizar uma solução que considera as razões geométricas da seção da galeria circular (Figura 11) e a Equação de Manning, a qual foi desenvolvida por Saatçi (1990). A solução considera que a partir dos dados da vazão de projeto “ Q_P ”, a declividade da tubulação “ S ” e o diâmetro “ D ”, se pode calcular a constante “ k ” pela

Equação (21) e o ângulo central “ θ ” pela Equação (22), permitindo determinar a área molhada “ A_m ” pela Equação (23) e posteriormente a velocidade à seção parcial “ V_p ”, Equação (24), e a profundidade do escoamento pela Equação (25).

Figura 11 - Características geométricas do conduto livre



Fonte: Menezes Filho e Costa (2012)

$$k = \frac{Q_P \cdot n}{D^{8/3} \cdot \sqrt{S}} \quad (21)$$

Sendo “ k ” uma constante, Q_P a vazão de projeto (m^3/s), n o coeficiente de rugosidade de Manning, D o diâmetro comercial do conduto (m) e S a declividade (m/m).

$$\theta = \frac{3\pi}{2} \sqrt{1 - \sqrt{1 - \sqrt{\pi \cdot k}}} \quad (22)$$

Onde θ é o ângulo central do escoamento a seção parcial, que pode variar de 0° até 265° (0 a 4,625 rad), equivalendo a uma relação altura de escoamento / diâmetro (h/D) de 0,84.

$$A_m = \frac{D^2 \cdot (\theta - \text{sen}\theta)}{8} \quad (23)$$

$$V_p = Q_P / A_m \quad (24)$$

$$\frac{h}{D} = \frac{1}{2} \left[1 - \cos \left(\frac{\theta}{2} \right) \right] \quad (25)$$

Sendo A_m a área molhada da seção, V_p a velocidade de percurso à seção parcial, h/D a relação altura da lâmina de água-diâmetro.

A partir do conhecimento da velocidade à seção parcial é possível compará-la com os limites máximos e mínimos de velocidade de escoamento estipulados na literatura afim de evitar danos à tubulação por erosão e proporcionar a autolimpeza da tubulação. Nos casos em que a velocidade mínima não seja atingida, poderão ser adotadas as seguintes soluções: aumento da declividade do tubo, aumento do diâmetro do tubo, utilização de tubo com menor rugosidade, ou então, uma combinação dessas soluções (SÃO PAULO, 2012). A Tabela 6 apresenta os

critérios de velocidade máxima e mínima dispostas em algumas literaturas disponíveis referentes ao escoamento em condutos de concreto.

Tabela 6 - Velocidades máximas e mínimas para escoamento em tubos de concreto

Referência	Porto Alegre (2005)	DNIT (2006)	Natal (2009)	São Paulo (2012)	Tucci (2014)
Velocidade Máxima	5,00 m/s	4,50 m/s	5,00 m/s	5,00 m/s	5,00 m/s
Velocidade Mínima	0,80 m/s	1,00 m/s	0,75 m/s	0,60 m/s	0,60 m/s

Fonte: próprio Autor.

A partir do conhecimento da velocidade de percurso para o trecho da galeria, é possível determinar o tempo de percurso dividindo-se a velocidade pela extensão do trecho. Com o tempo de percurso no trecho em estudo, adicionado ao tempo de concentração inicial é possível determinar a duração da precipitação que será utilizada para obtenção da intensidade de precipitação utilizada no dimensionamento do trecho subsequente.

Seguindo as equações apresentadas, o dimensionamento das galerias pluviais pode ser realizado de forma otimizada e ordenada em uma sequência de cálculos ao se utilizar planilhas eletrônicas, a exemplo do software Microsoft Excel, facilitando a determinação dos diâmetros mais eficientes e econômicos para a rede de microdrenagem a ser executada.

Considerando as características do relevo da região, aliada à dinâmica dos regimes de precipitação, são observados diversos problemas associados ao manejo de águas pluviais que trazem prejuízos à população e ao meio ambiente, necessitando de estudos mais aprofundados que visem minimizar esses impactos.

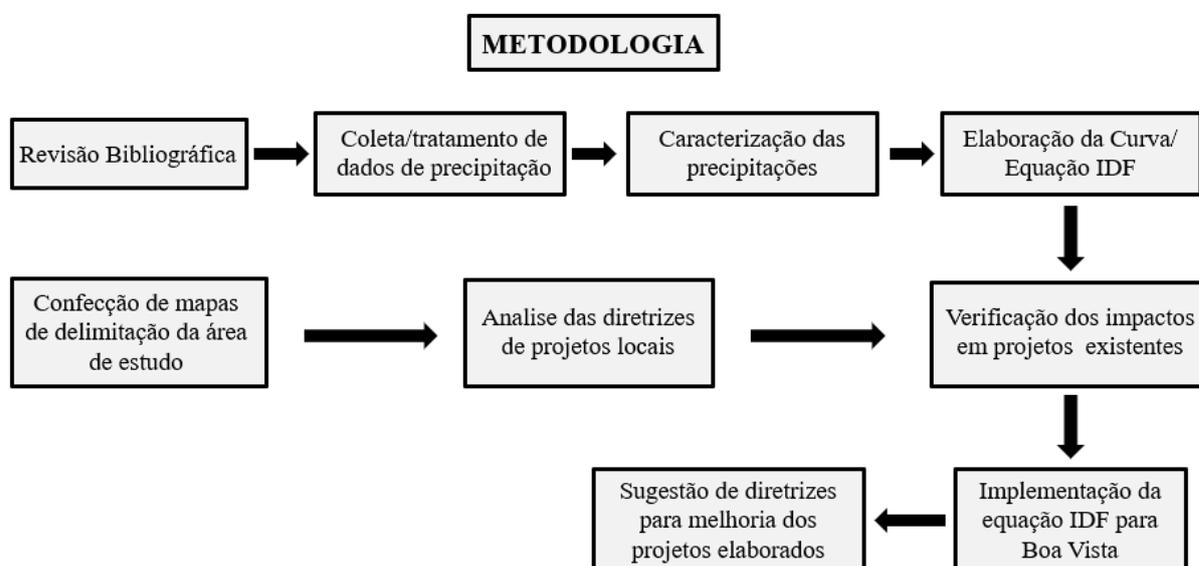
Nesta revisão bibliográfica foi apresentado o estado da arte referente aos eventos extremos de precipitação, cuja previsão de ocorrência é realizada a partir de distribuições de probabilidade, que permitem gerar equações de chuvas com certo grau de confiabilidade para a região, a qual possui carência de estudos aprofundados nesta área. Ainda foram apresentados os critérios e diretrizes de dimensionamento adotados em diversos centros urbanos do país e que permitem sua adoção para a região em estudo.

No contexto do programa de pós graduação em Gestão e Regulação de Recursos Hídricos (Prof.Água), este trabalho busca trazer maiores informações a respeito do regime de precipitação atual no município, assim como em diretrizes gerais de dimensionamento de sistemas de drenagem, visando subsidiar a sociedade civil e agentes públicos no manejo das águas pluviais.

5 MATERIAIS E MÉTODOS

A metodologia compreendeu a coleta de dados secundários baseadas em pesquisas já desenvolvidas como dissertações, teses, artigos científicos e trabalhos técnicos, de forma a obter contribuições sobre os aspectos hidrológicos envolvidos no dimensionamento de sistemas de redes de drenagem, além da coleta e tratamento de dados de precipitação no município e posterior verificação quanto às alterações no dimensionamento de redes existentes. O fluxograma apresentado na Figura 12 sintetiza a metodologia empregada neste trabalho.

Figura 12 - Fluxograma para elaboração da Dissertação



5.1. ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo se trata da área urbana do município de Boa Vista/RR, o qual possui uma população estimada pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística de 436.591 pessoas em 2021, sendo que em 2010 (último censo disponível) a população era de 284.313 pessoas, demonstrando um aumento de 54% da população em 12 anos. Nas últimas décadas o município de Boa Vista vem apresentando constante aumento em sua população residente, sendo que nos anos recentes se observou grande migração de origem Venezuela, conforme demonstra a Tabela 7.

Tabela 7 – Evolução da População de Boa Vista/RR

Ano	1950	1960	1970	1980	1991	2000	2010	2021
População de Boa Vista	17.247	26.168	37.062	69.627	142.902	200.383	284.313	436.591
Crescimento Intercensitário (%)	-	51,7%	41,6%	87,9%	105,2%	40,2%	41,9%	53,6%

Fonte: adaptado de IBGE (2011) e IBGE (2021).

Em um contexto das áreas úmidas da região Amazônica, cuja principal bacia hidrográfica se trata do rio Amazonas, possuindo cerca de 6 milhões de km², sendo 3,8 milhões localizados dentro dos limites do Brasil, o estado de Roraima representa 3% desta área. O principal rio do estado é o Branco, sendo considerado a partir da confluência dos rios Uraricoera e Tacutu, cerca de 30 km a montante da cidade de Boa Vista, fluindo por 570 km até a foz com o rio Negro, em sua margem esquerda (CARVALHO; MAIA; SANDER, 2021).

Segundo Carvalho, Carvalho e Moraes (2016) a drenagem do rio Branco modela três compartimentos de aplainamento, através do intemperismo químico e físico, sendo o primeiro compartimento com cotas acima de 800 metros na região de fronteira com a Venezuela, possuindo morfologias tipicamente denudacionais, com dissecação forte e controle estrutural. O segundo compartimento intermediário, tem as cotas entre 200 a 800 metros, intercalado por morfologias típicas denudacionais e agradacionais, sendo aplainadas principalmente pelo rios Uraricoera, Cotingo, Surumu e Tacutu no extremo nordeste do Estado. O último compartimento possui cotas inferiores a 200 metros, com predominância de feições agradacionais e representando o nível de base regional de Roraima, cujo controle é dado pelo sistema de drenagem do rio Branco, se desenvolvendo no sentido geral NE-SW, cujas características são os sistemas lacustres do lavrado e por algumas áreas abertas ao sul do estado.

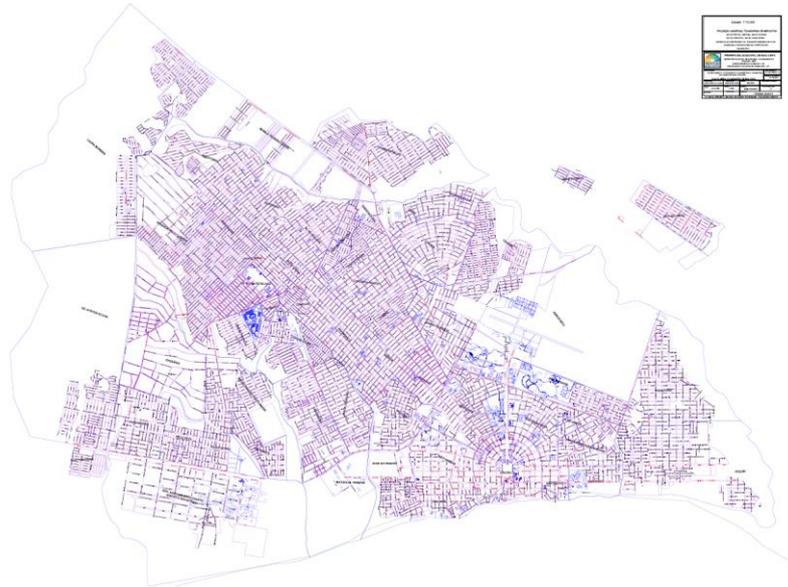
O estado de Roraima possui três unidades fisionômicas básicas de vegetação, sendo estas as áreas florestadas (ombrófila mista); o lavrado, que são áreas abertas com arbustos, gramíneas e ciperáceas, ilhas de mata e buritizais, predominantes no nordeste de Roraima, abrange ainda um relevo rebaixado, com áreas arrasadas por intemperismo químico profundo; e por último as formações abertas com buritizais, palmáceas e herbáceas em sistemas de paleocanais, com predominância de depósitos aluvionares permanentemente alagáveis, compostos por areias brancas no centro sul (CARVALHO; CARVALHO; MORAIS, 2016).

A cidade de Boa Vista está inserida sob o domínio geomorfológico da Depressão Boa Vista, caracterizada na maior parte por vertentes de baixa e média declividades e fundos de vale rasos (amplos e planos), com altitude média variando entre 80 e 110 metros, e com formações arenosas e lençóis freáticos pouco profundos, o que associado ao clima local, favorecem a ocorrência de fenômenos retentivos e estagnantes das águas ocasionadas pelas cheias das planícies de inundação, além de apresentarem naturalmente variação espacial no espelho d'água e afloramento do lençol freático local, sendo inadequada a ocupação de áreas próximas aos canais de igarapés (ARAÚJO JÚNIOR, 2018; SANDER et al., 2012b).

O município possui uma área territorial de 5.687,037 km² (IBGE, 2021) estando apresentada sua localização geográfica conforme a Figura 15. Quanto ao perímetro urbano do

município de Boa Vista, conforme a carta cartográfica de 2020 disponibilizada pela Prefeitura Municipal de Boa Vista (Figura 13), este possui uma área de 127,78 km² e perímetro urbanizado de 70.705,08 metros, distribuídos em 56 bairros.

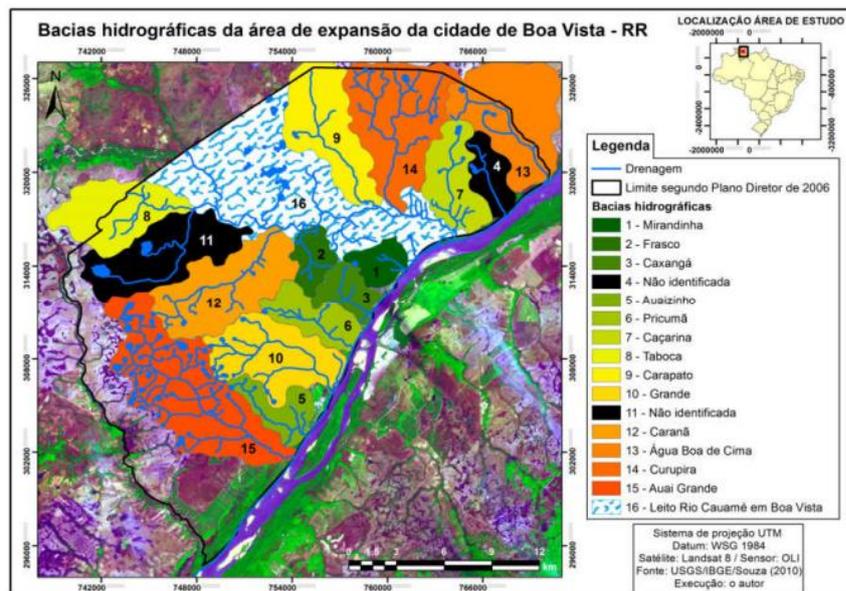
Figura 13 - Base cartográfica municipal de Boa Vista/RR



Fonte: PMBV (2020)

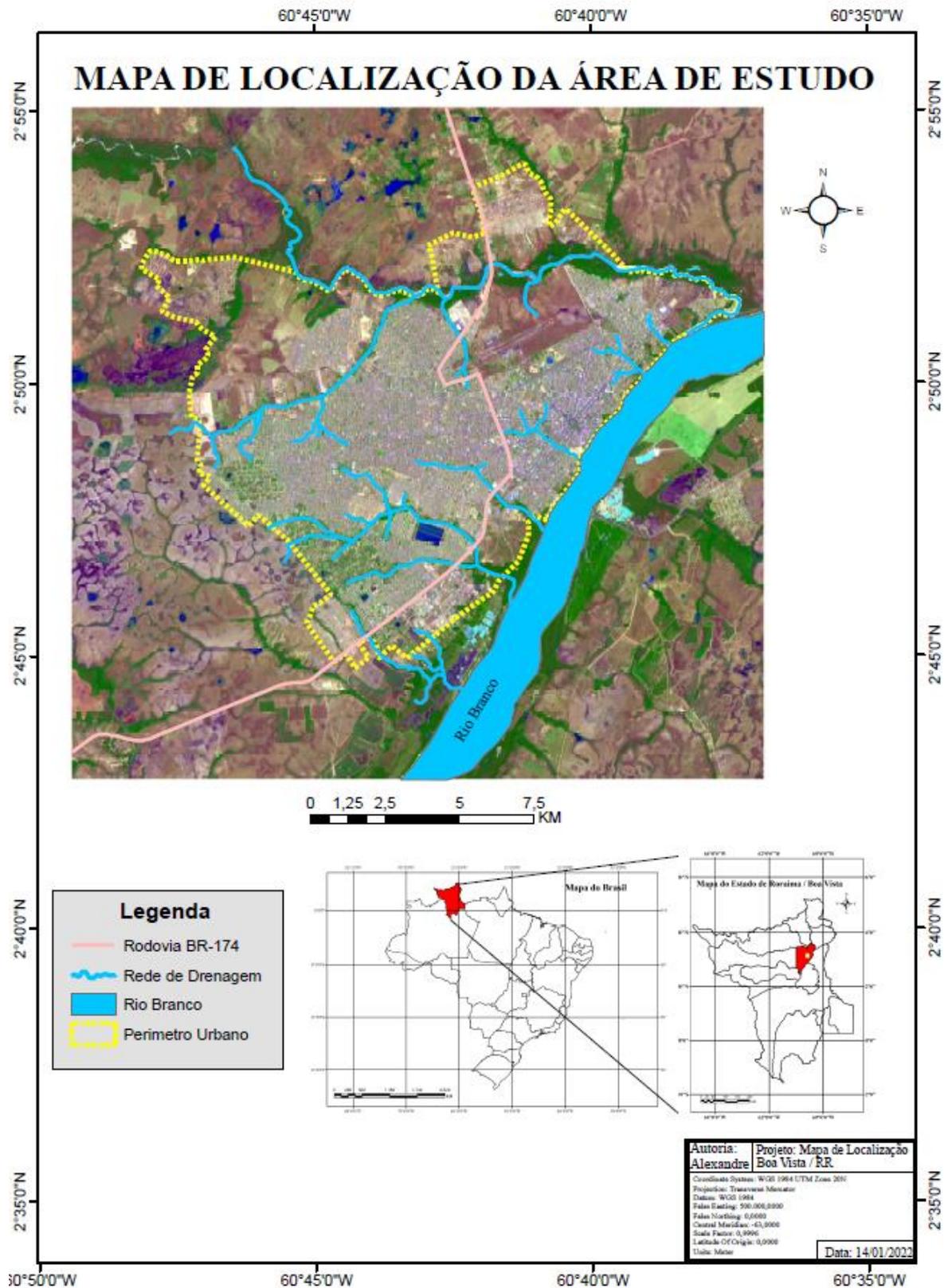
Conforme Araújo Junior (2016) no perímetro urbano do município de Boa Vista, limitado conforme o Plano Diretor da cidade (BOA VISTA, 2006), estão presentes 15 sub-bacias hidrográficas e o leito do rio Cauamé, estando representadas na Figura 14.

Figura 14 – Mapa de localização das bacias hidrográficas da área urbana de Boa Vista/RR



Fonte: Araújo Júnior (2016)

Figura 15 - Mapa de localização da área de estudo – Área Urbana de Boa Vista/RR



Fonte: Próprio Autor.

Em relação ao clima da região em que está localizado o município de Boa Vista, este é do tipo Aw segundo a classificação de Köppen, quente e úmido e tropical típico de savana, com estação chuvosa concentrada nos meses de verão (boreal) e inv

erno seco, com estiagem média entre 5-6 meses (SANDER et al., 2012b).

A precipitação na região de Roraima varia entre 2400 mm/ano na parte oeste do Estado a 1100 mm na fronteira entre Roraima e Guiana (CARVALHO; MAIA; SANDER, 2021). De forma geral o estado, assim como a cidade de Boa Vista, possui duas estações climáticas bem definidas, sendo elas a chuvosa e estiagem, com temperaturas médias máximas de 30° e médias mínimas de 22°, possuindo uma umidade relativa do ar em média de 67%. Em relação ao município, a estação chuvosa se inicia entre os meses de abril-maio e se estende até os meses de agosto-setembro, enquanto a estiagem é característica no período entre outubro e março (MORAIS; CARVALHO, 2014).

Em relação à média pluviométrica verificada na região de Boa Vista, Silva et al. (2015), realizou estudo com a série histórica de precipitação dos anos de 1910 à 2014, verificando a média pluviométrica anual de 1.637,7 mm, com a menor pluviosidade anual de 764,4 mm ocorrida em 1982, e a maior em 1945, com um volume total precipitado de 2.554,6 mm. Ainda, o estudo verificou a forte compatibilidade entre os eventos de El Niño e La Niña e as variações pluviométricas da série histórica, observando um decréscimo de 21,58% em relação à média durante eventos de forte intensidade de El Niño, e um acréscimo de 13,28% na média em anos com forte intensidade de La Niña.

Outra fonte que pode ser citada se refere às normais climatológicas, as quais são valores médios de variáveis meteorológicas calculados para um período de no mínimo três décadas consecutivas, representando as características médias do clima em um determinado local, sendo calculadas pelo Instituto Nacional de Meteorologia – INMET (<https://portal.inmet.gov.br/normais#>). Para Boa Vista/RR, as normais climatológicas do período de 1961-1990 apresentaram total precipitado anual médio de 1420,4 mm, já no período de 1981-2010 o total médio foi de 1711,6 mm, enquanto no último período disponível referente à 1991-2020 o total anual foi de 1754,0 mm, demonstrando que vem ocorrendo um aumento nos totais precipitados ao longo das últimas décadas para a região.

5.2. LEVANTAMENTO DAS INFORMAÇÕES DE PRECIPITAÇÕES EM BOA VISTA

Para realização do levantamento das séries de precipitações em Boa Vista-RR, foram consultados os dados disponibilizados pelo Instituto Nacional de Meteorologia – INMET

(www.inmet.gov.br), assim como da Agência Nacional de Águas, através do portal Hidroweb (www.snirh.gov.br/hidroweb). Conforme Tucci (2014) para fins de análise de eventos extremos com séries anuais é necessária a utilização de uma série com pelo menos 10 anos de dados consistidos.

Em levantamento das estações pluviométricas instaladas nos limites do município de Boa Vista/RR e que possuem registros atuais de precipitação, foram verificadas 4 estações, estando apresentadas na Tabela 8 as informações referentes ao seu código, nome, entidade que a mantém e as coordenadas geográficas de sua localização.

Tabela 8 - Principais estações pluviométricas do município de Boa Vista/RR.

Código	Nome	Entidade	Latitude	Longitude
8360002	Fazenda Passarão	ANA	03°12'28"	-60°34'16"
8360003	Mocidade	ANA	03°27'49"	-60°54'35"
8260005	Boa Vista	ANA	02°49'34"	-60°39'29"
82024	Boa Vista	INMET	02°49'46"	-60°39'43"

A estação Fazenda Passarão, código 8360002, possui registros de precipitação iniciando no ano de 1977 até os dias atuais, perfazendo um total de 44 anos de registros. Entretanto, a estação fica localizada próximo à divisa do município, há uma distância de 73 km do centro do perímetro urbano de Boa Vista, o que pode comprometer a caracterização das precipitações que ocorrem na região urbana do município.

Quanto a estação Mocidade, a série compreende o período de 1975-2022, entretanto sem registros no período de 2000-2015, o que pode afetar a análise de tendência de precipitações máximas diárias, além de não considerar dados recentes de precipitação.

Em relação às estações “Boa Vista”, se verificou que ambas possuem os mesmos registros, sendo que os dados disponíveis no sistema hidroweb da ANA, compreendem o período de 1968-2017 e os dados disponíveis no INMET compreendem o período de 1961-2022, com vários períodos sem registros nos 10 anos iniciais da série. Considerando que a estação do INMET continua em funcionamento, possuindo uma série histórica total com 62 anos de dados de precipitação diária disponível, esta foi escolhida para realização dos estudos estatísticos de eventos extremos de precipitação diária.

5.3. CARACTERIZAÇÃO DAS PRECIPITAÇÕES EM BOA VISTA

A partir dos dados de precipitação coletados foram realizadas análises quanto aos valores totais e médios dos dados diários, mensais e anuais de precipitação, bem como o número de dias com chuvas no ano, visando caracterizar as precipitações que ocorrem no município de Boa Vista. A média dos dados de precipitação foi obtida a partir da equação (26), sendo também determinadas as medidas de dispersão das amostras de precipitação através do desvio padrão, o qual é calculado pela equação (27): (NAGHETTINI; PINTO, 2007)

$$\bar{x} = \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_n}{n} \quad (26)$$

Sendo \bar{x} a média aritmética dos dados e n a quantidade de dados da série histórica.

$$s = \sqrt{\frac{1}{(n-1)} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (27)$$

Sendo s o desvio padrão, \bar{x} a média aritmética dos dados e n a quantidade de dados da série histórica.

Após a definição das chuvas médias e totais anuais, foi realizada a obtenção dos dados referentes às máximas precipitações de um dia em cada ano com dados completos disponível, formando assim, uma série histórica de chuvas máximas anuais, possibilitando a realização de uma análise estatística quanto à frequência e magnitude das referidas precipitações.

Considerando a possibilidade de interferência dos eventos ENOS no nível e frequência de precipitações intensas que ocorrem na região, foram comparados períodos de vigência dos fenômenos El Niño e La Niña a partir da plataforma do Climate Prediction Center (2023), com o quantitativo de dias em que foi observado precipitação acumulada diária de no mínimo 50mm de lâmina d'água.

5.4. METODOLOGIA UTILIZADA PARA A OBTENÇÃO DAS CURVAS E EQUAÇÕES IDF

Para obtenção das curvas e equações IDF, primeiramente se fez necessária a definição da inter-relação entre as precipitações máximas anuais e o período de retorno verificado a partir da série histórica de dados escolhida, sendo uma referente ao período total de dados e a outra considerando apenas os últimos 20 anos da série histórica, e após foi aplicado o modelo de distribuição de probabilidade de Gumbel.

Para verificação quanto a adequação entre as frequências empíricas e teóricas apresentadas na amostra de dados estudada, foi aplicado o teste de Kolmogorov-Smirnov (KS)

com nível de significância de 5%, considerando a relação entre a frequência dada pela distribuição de Gumbel e aquela definida pela fórmula de posição de plotagem determinada por Weibull ($F_n = i/(n + 1)$).

Com a distribuição de probabilidade se mostrando adequada para previsão dos eventos extremos de precipitação, foram determinadas as precipitações máximas diárias referentes aos períodos de 2, 5, 10, 15, 20, 25, 50 e 100 anos e a partir da Tabela 3, com os coeficientes de desagregação, cada altura de chuva diária foi multiplicada por um coeficiente que transforma a duração da precipitação diária nos seguintes intervalos de duração de chuva: 5, 10, 15, 20, 25, 30, 60, 120, 240, 360, 480, 600, 720 e 1.440 minutos. De posse destes dados, foram geradas as curvas de Intensidade-Duração-Frequência plotando em um gráfico a variação da intensidade de precipitação (mm/h) pela duração da chuva para cada tempo de retorno definido, formando assim uma família de curvas dentro de um mesmo gráfico.

Conforme proposto por Villela e Mattos (1975), para a determinação da equação IDF (equação (05) - $i = a \cdot TR^b \cdot (t + c)^{-d}$), os parâmetros envolvidos foram determinados a partir da plotagem das curvas IDF em gráficos com coordenadas logarítmicas, em que pode ser observado que a intensidade de precipitação (i) decresce com o aumento da duração (t) para cada curva referente aos diferentes tempos de retorno, tendo estas a características de serem curvas finitas com concavidade voltada para baixo. Neste caso o parâmetro “c” da equação, pode ser definido a partir da técnica de anamorfose, a qual consistiu em adicionar por tentativas um valor constante “c” à duração “t” de forma a transformar as curvas em uma reta. Utilizando o software Microsoft Office Excel, foi elaborada planilha automática para a determinação das retas que geram o coeficiente de determinação r^2 mais próximo de 1,0, com a intensidade ($\log(i)$) no eixo das ordenadas e a duração ($\log(t)$) no eixo das abscissas, determinado o valor “c” cuja reta apresenta a melhor aderência aos dados.

A partir da linearização das curvas IDF verifica-se a formação de retas paralelas que tem como equação geral a seguinte formulação:

$$\log i = \log C - d \cdot \log(t + c) \quad (28)$$

Em que $C = a \cdot TR^b$, $\log C$ o coeficiente linear e “d” o coeficiente angular das retas, sendo que o parâmetro “d” se mostra igual em todas as retas devido a proporcionalidade advinda da aplicação dos coeficientes de desagregação, permitindo assim a sua determinação. Villela e Matos (1975) apresentam que o coeficiente linear $\log C$ varia em função do período de retorno TR, sendo que estas variáveis podem ser lançadas novamente em um gráfico com coordenadas logarítmicas, cuja reta terá sua função dada pela equação (29), em que por regressão linear se

determinaram o coeficiente linear “a” da reta e o coeficiente angular “b”, sendo assim determinados todos os parâmetros da equação IDF.

$$\log C = \log a + b \cdot \log TR \quad (29)$$

A metodologia foi aplicada de forma a elaborar duas equações IDF, sendo que uma se utilizou toda a série histórica disponível e outra considerou apenas os últimos 20 anos de dados, tendo em vista que nos últimos anos se nota um aumento na quantidade de anos cujas precipitações totais superam a média histórica, além de não haver anos da série com falha nos dados de máxima precipitação anual.

5.5. LEVANTAMENTO DAS DIRETRIZES UTILIZADAS PARA A ELABORAÇÃO DE PROJETOS DE DRENAGEM URBANA EM BOA VISTA

Considerando que as contratações relacionadas com obras de engenharia realizadas pela Prefeitura Municipal de Boa Vista possuem suas informações disponíveis no sítio eletrônico do portal da transparência do referido município, foram obtidos projetos referentes à execução de sistemas de microdrenagem na área urbana do município. Neste sentido, foi possível realizar uma análise dos arquivos referentes ao traçado da rede e o memorial de cálculo relativo ao dimensionamento destes sistemas, possibilitando o levantamento das diretrizes adotadas quando da elaboração do planejamento das referidas obras.

5.6. AVALIAÇÃO DOS IMPACTO QUE O REGIME DE CHUVAS INTENSAS PROPORCIONA SOBRE AS OBRAS DE DRENAGEM URBANA EXISTENTES

Como forma de verificar os impactos relacionados com o regime de precipitações intensas locais sobre os sistemas de rede de drenagem urbana existentes no município, foi realizado o redimensionamento de redes executadas, cujos projetos estão disponíveis no portal da transparência da Prefeitura Municipal de Boa Vista (<https://transparencia.boavista.rr.gov.br/>). Para tal, foi alterado o coeficiente relacionado à intensidade de precipitação, e partir das novas vazões geradas foi verificada a necessidade de alteração nos diâmetros das tubulações necessárias para escoar a referida chuva de projeto, mantendo-se inalterados os coeficientes de deflúvio, período de retorno, comprimento e área de contribuição definidos pelos projetistas.

A verificação em relação ao quantitativo de bocas de lobo previstas nos projetos da Prefeitura Municipal de Boa Vista foi realizada através da aplicação dos conceitos hidráulicos

e hidrológicos a fim de se constatar a adequação do planejamento em relação ao quantitativo necessário para correta destinação do deflúvio proveniente das vias.

Para verificação quanto ao dimensionamento hidráulico das galerias de águas pluviais, foi utilizada planilha eletrônica, seguindo os procedimentos de cálculo conforme metodologia apresentada por Menezes Filho e Costa (2012) e cujas formulações foram apresentadas no referencial teórico deste trabalho:

- A partir do tempo de concentração inicial da bacia e o Tempo de Retorno estipulado no projeto, se calcula a respectiva intensidade de precipitação obtida pela equação IDF gerada.
- Com a área de contribuição ao primeiro Poço de Visita e o Coeficiente de Deflúvio definido no projeto se calcula a vazão “ Q_p ” pelo Método Racional e se determina o diâmetro necessário conforme a declividade e característica da tubulação. É adotado o diâmetro comercial da tubulação que seja superior ao calculado;
- Determina-se o parâmetro “ k ” e o ângulo central do escoamento “ θ ”;
- A partir destes parâmetros se calculou o valor da área molhada e a velocidade de escoamento à seção parcial, partindo-se para a verificação em relação ao atendimento da velocidade mínima e máxima de escoamento;
- No caso de não atendimento aos critérios, se altera a declividade da tubulação e repete-se o procedimento;
- Os trechos subsequentes são calculados considerando o tempo de percurso obtido pela velocidade de escoamento real dividido pelo comprimento do trecho, o qual é somado ao tempo de concentração do trecho anterior, permitindo-se calcular a nova intensidade de precipitação, a qual multiplicada pelo coeficiente de deflúvio e a área de contribuição acumulada dos trechos, apresenta a vazão “ Q_p ” do trecho subsequente.

5.7. SUGESTÃO DE MELHORIAS PARA OS PROJETOS DE DRENAGEM URBANA DA CIDADE DE BOA VISTA

Considerando a falta de procedimentos institucionalizados para elaboração de projetos de drenagem urbana no município de Boa Vista/RR, foram analisadas as metodologias utilizadas no dimensionamento de redes de microdrenagem, verificando sua adequação em

relação as diretrizes comumente utilizadas em demais estados do Brasil, visando identificar a ocorrência de possíveis fragilidades que possam ser sanadas em futuros projetos.

A fim de efetivar a utilização da Equação IDF gerada neste trabalho, foi elaborada uma carta com a apresentação da equação para o município de Boa Vista/RR assim como recomendações relacionadas à elaboração de projetos de microdrenagem, considerando algumas inconsistências verificadas nas análises dos projetos elaborados pela PMBV, assim como recomendações de diretrizes comuns à variados Planos de Diretores de Drenagem Urbana consolidados de diversas capitais do País.

Tal carta está sendo apresentada no APENDICE C, tendo como objetivo estimular a utilização por parte de agentes responsáveis pelo dimensionamento de sistema de drenagem urbana, seja na esfera pública ou privada, de estudos climáticos locais relacionados às chuvas intensas. Outrossim, visa estimular a adoção de critérios e diretrizes de dimensionamento que buscam melhorar a qualidade e confiabilidade dos futuros projetos a serem elaborados no município, contribuindo para a melhoria na gestão de águas pluviais na localidade.

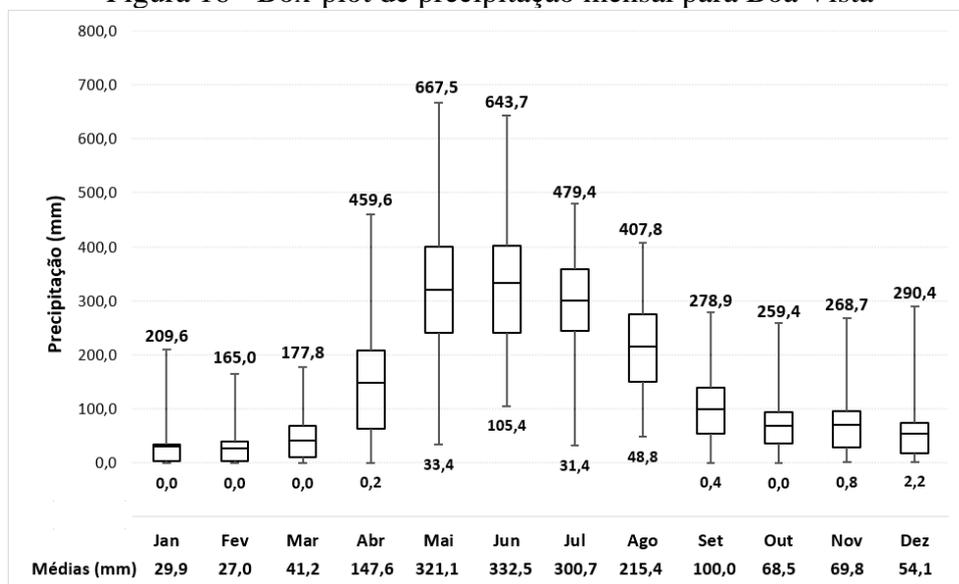
6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

6.1. CARACTERIZAÇÃO DAS PRECIPITAÇÕES

Para caracterização das precipitações no perímetro urbano do município de Boa Vista, foram utilizados os dados provenientes da estação pluviométrica “Boa Vista” de código 82024 mantida pelo INMET e com localização geográfica na latitude $02^{\circ}49'46''$ e longitude $-60^{\circ}39'43''$, cujos registros de chuva disponíveis iniciaram em 01/01/1961 e estando ativa até os dias atuais.

Os dados disponíveis para a estação em estudo foram consolidados de forma a possibilitar a caracterização das precipitações mensais e anuais ao longo do período total, tendo sido desconsiderados nos cálculos da média de precipitação mensal os meses em que constavam mais de 3 dias consecutivos de falhas ou 5 ou mais dias de dados faltantes no mês, conforme metodologia disposta pela Organização Mundial de Meteorologia (OMM) (WMO, 1989). As médias mensais de precipitação no período compreendido entre 1961 e 2022 está sendo demonstrada em gráfico do tipo box-plot na Figura 16, de forma a melhor representar a variação dos dados observados a partir dos quartis calculados.

Figura 16 - Box-plot de precipitação mensal para Boa Vista



Fonte: Próprio autor.

De acordo com a caracterização das precipitações, se percebe que o município possui seu período chuvoso ocorrendo entre os meses de abril e setembro, com maior média mensal de precipitação no mês de junho, sendo esta de 332,5 mm. A média pluviométrica total anual calculada foi de 1.719,90 mm/ano, pouco superior ao trabalho desenvolvido por Silva et al.

(2015), o qual verificou a média de 1.637,7 mm/ano. Para o período chuvoso, compreendido entre os meses de Abril e Setembro, a média calculada foi de 236,20 mm/mês, enquanto que para o período de estiagem (Outubro-Março) a média foi de 48,4 mm/mês. Os dados de precipitações diárias acumulados para cada mês da série histórica foram consolidados e estão sendo apresentados no APENDICE A deste trabalho, sendo demonstrado ainda a quantidade de dias com falhas nos dados apresentados pelo pluviômetro.

O Quadro 1 apresenta os dados de precipitação máxima diária obtidos a partir do tratamento de dados brutos disponibilizados pelo INMET para a estação pluviométrica em estudo. Considerando a grande variabilidade da chuva quando se trabalha com escalas diárias (DETZEL et al., 2011), não foi aplicado método para preenchimento de falhas, sendo desconsideradas as amostras de anos com quantidades consideráveis de falhas nos períodos chuvosos, os quais são mais propícios a apresentarem eventos extremos de precipitação.

Quadro 1 - Dados de precipitação máxima diária (Estação Boa Vista 82024 - INMET)

Continua

Ano	Data máx.	Pmáx (mm)	Obs.	Ano	Data máx.	Pmáx (mm)	Obs.
1961	20 de jun.	101,90	Amostra utilizada	1992	07 de nov.	51,40	Desconsiderada
1962	19 de fev.	49,00	Desconsiderada	1993	15 de nov.	102,50	Desconsiderada
1963	-	-	Sem dados	1994	11 de out.	96,80	Amostra utilizada
1964	-	-	Sem dados	1995	14 de jul.	97,10	Desconsiderada
1965	-	-	Sem dados	1996	20 de jun.	122,50	Amostra utilizada
1966	-	-	Sem dados	1997	08 de jan.	65,10	Amostra utilizada
1967	-	-	Sem dados	1998	21 de dez.	149,40	Amostra utilizada
1968	-	-	Sem dados	1999	26 de set.	128,10	Amostra utilizada
1969	-	-	Sem dados	2000	11 de abr.	80,90	Amostra utilizada
1970	20 de jul.	61,00	Desconsiderada	2001	15 de dez.	69,00	Amostra utilizada
1971	-	-	Sem dados	2002	27 de mai.	92,50	Amostra utilizada
1972	06 de fev.	11,00	Desconsiderada	2003	24 de abr.	85,20	Amostra utilizada
1973	29 de out.	93,40	Desconsiderada	2004	09 de mai.	83,30	Amostra utilizada
1974	22 de jul.	85,80	Amostra utilizada	2005	29 de abr.	149,30	Amostra utilizada
1975	19 de mai.	85,80	Amostra utilizada	2006	15 de abr.	105,60	Amostra utilizada
1976	24 de abr.	92,00	Amostra utilizada	2007	03 de jun.	117,20	Amostra utilizada
1977	29 de abr.	81,60	Amostra utilizada	2008	17 de mai.	99,00	Amostra utilizada
1978	25 de ago.	87,20	Amostra utilizada	2009	20 de jun.	84,60	Amostra utilizada
1979	22 de mar.	115,20	Desconsiderada	2010	13 de mai.	127,20	Amostra utilizada
1980	03 de mai.	83,80	Amostra utilizada	2011	31 de mai.	107,80	Amostra utilizada
1981	17 de jun.	115,00	Amostra utilizada	2012	04 de mai.	81,00	Amostra utilizada
1982	04 de mai.	69,00	Amostra utilizada	2013	28 de nov.	146,00	Amostra utilizada
1983	09 de mai.	90,60	Amostra utilizada	2014	05 de ago.	53,90	Amostra utilizada
1984	31 de ago.	100,40	Amostra utilizada	2015	09 de jun.	87,40	Amostra utilizada
1985	02 de nov.	71,00	Amostra utilizada	2016	31 de mai.	68,50	Amostra utilizada

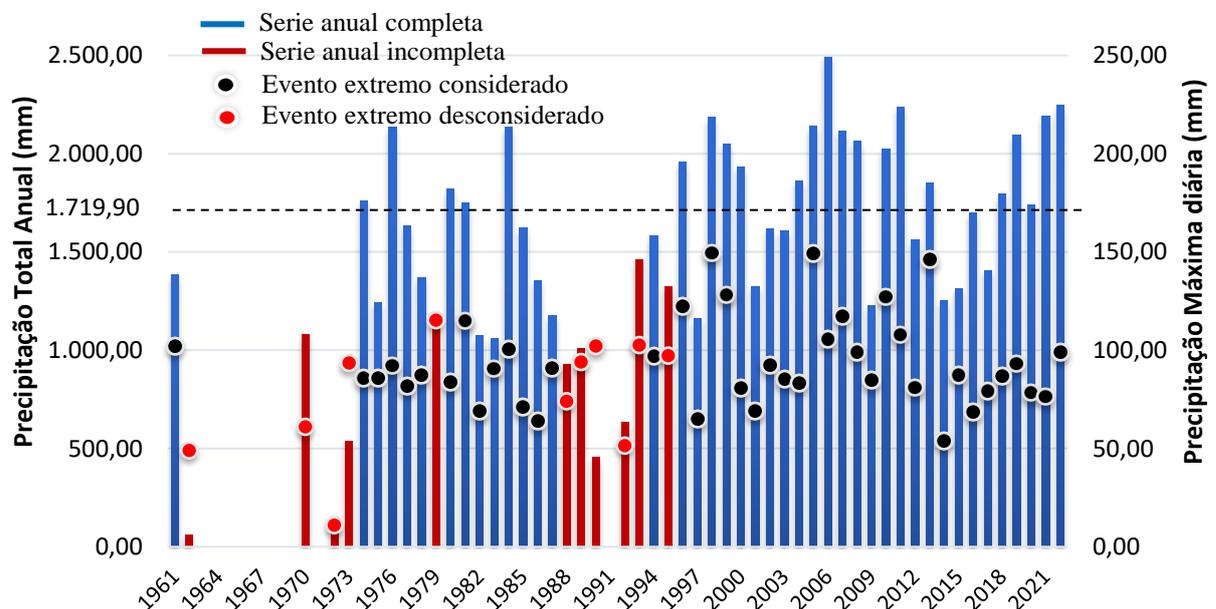
Quadro 1 - Dados de precipitação máxima diária (Estação Boa Vista 82024 - INMET)

				conclusão			
Ano	Data máx.	Pmáx (mm)	Obs.	Ano	Data máx.	Pmáx (mm)	Obs.
1986	15 de jun.	64,00	Amostra utilizada	2017	08 de mai.	79,00	Amostra utilizada
1987	05 de jul.	90,80	Amostra utilizada	2018	10 de set.	86,70	Amostra utilizada
1988	13 de jul.	74,00	Desconsiderada	2019	11 de mai.	93,20	Amostra utilizada
1989	11 de jun.	94,00	Desconsiderada	2020	08 de jun.	78,40	Amostra utilizada
1990	28 de abr.	102,00	Desconsiderada	2021	06 de abr.	76,40	Amostra utilizada
1991	-	-	Sem dados	2022	18 de mai.	98,60	Amostra utilizada

Fonte: elaborado pelo Autor.

As precipitações totais anuais, assim como os eventos extremos de precipitações diárias foram consolidados em forma de gráfico (Figura 17) a fim de apresentar a distribuição dos eventos ao longo do período de dados disponíveis. Cabe destacar que após a avaliação quanto às falhas nos dados seguindo a metodologia apresentada pela OMM (WMO, 1989), dos 65 anos de dados apresentados na amostra, foram utilizados 42 series anuais completas de chuva para análise estatística quanto à média dos totais precipitados e à frequência e magnitude dos eventos extremos diários de precipitação.

Figura 17 – Série de precipitações totais anuais e precipitações diárias máximas (Estação 82024/INMET)

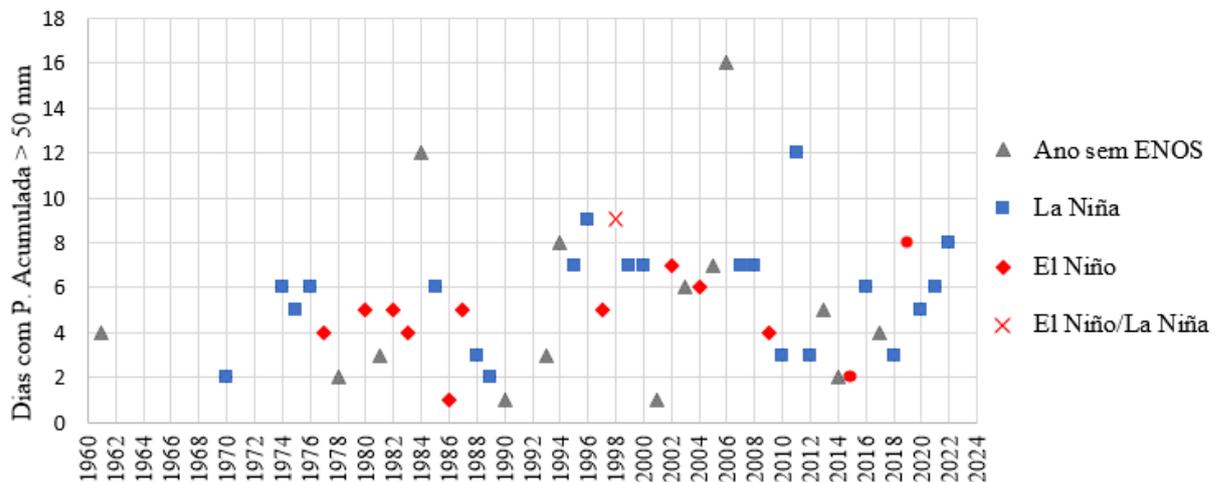


Fonte: Elaborado pelo Autor.

Considerando que existem diversos estudos demonstrando a influência dos eventos ENOS no total precipitado anual, para fins de verificar se há influência dos referidos eventos na frequência de ocorrência de precipitações intensas, foi realizado levantamento quanto a quantidade de dias cuja precipitação acumulada foi superior à 50 mm/dia, seguindo a

metodologia de alertas de perigo emitidos pelo INMET. A Figura 17 apresenta o quantitativo de dias em cada ano que apresentaram precipitação acumulada superior a 50 mm, associado à ocorrência de eventos ENOS em cada período chuvoso (Abril-Setembro) dos anos especificados.

Figura 18 - Dias com precipitação acumulada superior à 50 mm em cada ano da série histórica



O levantamento apontou que nos 14 anos sem ocorrência de eventos ENOS durante o período chuvoso dentro da série histórica disponível, houve a ocorrência de pelo menos 74 eventos com precipitação superior à 50 mm, gerando uma média de 5,3 eventos por ano. Em relação a ocorrência de El Niño, se tem 12 anos com 56 eventos de precipitação intensa, gerando uma média de 4,7 eventos/ano. Os anos com La Niña foram os mais frequentes, com 22 períodos chuvosos com algum grau de La Niña, tendo um total de 129 precipitações intensas, gerando uma média de 5,9 eventos por ano. O referido levantamento demonstra que durante a vigência de La Niña, as chuvas intensas ocorrem com maior frequência quando comparados aos períodos sem ocorrência de eventos ENOS, e mais ainda em relação aos períodos com vigência de El Niño.

6.2. ELABORAÇÃO DAS CURVAS IDF

Para definição das curvas e equação IDF para a região, inicialmente as máximas precipitações de um dia em cada ano com dados completos disponíveis da estação pluviométrica estudada foram tabeladas em ordem decrescente de dados, conforme o Quadro 2. Tais dados permitem a efetuação dos cálculos segundo a equação de Gumbel de extremos.

Quadro 2 - Precipitações máximas diárias de cada ano da série histórica disponível (Estação 82024/INMET – Período 1961-2022)

n	Ano	Pmáx (mm)	n	Ano	Pmáx (mm)	n	Ano	Pmáx (mm)
1	1998	149,40	15	1994	96,80	29	2004	83,30
2	2005	149,30	16	2019	93,20	30	1977	81,60
3	2013	146,00	17	2002	92,50	31	2012	81,00
4	1999	128,10	18	1976	92,00	32	2000	80,90
5	2010	127,20	19	1987	90,80	33	2017	79,00
6	1996	122,50	20	1983	90,60	34	2020	78,40
7	2007	117,20	21	2015	87,40	35	2021	76,40
8	1981	115,00	22	1978	87,20	36	1985	71,00
9	2011	107,80	23	2018	86,70	37	1982	69,00
10	2006	105,60	24	1974	85,80	38	2001	69,00
11	1961	101,90	25	1975	85,80	39	2016	68,50
12	1984	100,40	26	2003	85,20	40	1997	65,10
13	2008	99,00	27	2009	84,60	41	1986	64,00
14	2022	98,60	28	1980	83,80	42	2014	53,90

Fonte: Elaborado pelo Autor.

Foram realizados os cálculos considerando a série histórica total e posteriormente considerando apenas os últimos 20 anos de dados, a qual não possui dados faltantes de precipitação máxima diária anual, de forma a se verificar se a consideração deste período acarreta um regime de chuvas intensas mais rigoroso.

6.2.1. Elaboração das Curvas IDF considerando toda a série histórica

Foi aplicada a distribuição de Gumbel aos dados referentes às precipitações máximas diárias de forma a possibilitar a definição das probabilidades de ocorrência de eventos extremos, conforme Tabela 9. A referida tabela apresenta em sua coluna 4 o cálculo da frequência empírica relacionada a probabilidade de não superação do evento conforme a distribuição de Weibull. O cálculo da variável reduzida de Gumbel Y , foi determinado colocando em evidência esta variável na equação (01), apresentada anteriormente, o que possibilitou o cálculo da frequência teórica das precipitações máximas ocorridas no período em estudo, considerando esta ser o inverso do período de retorno apresentado na equação (2).

A última coluna da Tabela 9 se trata da comparação entre frequência empírica e teórica a fim de verificar a aderência entre os dados utilizando o teste de Kolmogorov-Smirnov (KS), no qual foi verificado que o DN máximo encontrado ficou abaixo do DN crítico referente a um nível de significância de 5%, demonstrando a adequação da utilização da distribuição de Gumbel representar o comportamento dos valores de precipitação máxima analisados.

Tabela 9 - Aplicação da Distribuição de Probabilidade de Gumbel

Ano hidrológico	Posição i	Pdma (mm)	Freq. Empir. Weibull	Var. Reduz. Gumbel Y	Freq. Teórica Gumbel	TR Teórico (anos)	Teste KS
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
1998	1	149,40	2,33%	3,362	3,41%	29,36	0,011
2005	2	149,30	4,65%	3,357	3,42%	29,21	0,012
2013	3	146,00	6,98%	3,191	4,03%	24,81	0,029
1999	4	128,10	9,30%	2,287	9,66%	10,35	0,004
2010	5	127,20	11,63%	2,241	10,09%	9,91	0,015
1996	6	122,50	13,95%	2,004	12,61%	7,93	0,013
2007	7	117,20	16,28%	1,736	16,16%	6,19	0,001
1981	8	115,00	18,60%	1,625	17,88%	5,59	0,007
2011	9	107,80	20,93%	1,261	24,67%	4,05	0,037
2006	10	105,60	23,26%	1,150	27,14%	3,68	0,039
1961	11	101,90	25,58%	0,963	31,73%	3,15	0,061
1984	12	100,40	27,91%	0,888	33,75%	2,96	0,058
2008	13	99,00	30,23%	0,817	35,71%	2,80	0,055
2022	14	98,90	32,56%	0,812	35,86%	2,79	0,033
1994	15	96,80	34,88%	0,706	38,97%	2,57	0,041
2019	16	93,20	37,21%	0,524	44,69%	2,24	0,075
2002	17	92,50	39,53%	0,489	45,86%	2,18	0,063
1976	18	92,00	41,86%	0,463	46,70%	2,14	0,048
1987	19	90,80	44,19%	0,403	48,75%	2,05	0,046
1983	20	90,60	46,51%	0,393	49,10%	2,04	0,026
2015	21	87,40	48,84%	0,231	54,79%	1,83	0,059
1978	22	87,20	51,16%	0,221	55,15%	1,81	0,040
2018	23	86,70	53,49%	0,196	56,06%	1,78	0,026
1975	24	85,80	55,81%	0,150	57,71%	1,73	0,019
1974	24	85,80	55,81%	0,150	57,71%	1,73	0,019
2003	26	85,20	60,47%	0,120	58,81%	1,70	0,017
2009	27	84,60	62,79%	0,090	59,92%	1,67	0,029
1980	28	83,80	65,12%	0,049	61,41%	1,63	0,037
2004	29	83,30	67,44%	0,024	62,33%	1,60	0,051
1977	30	81,60	69,77%	-0,062	65,49%	1,53	0,043
2012	31	81,00	72,09%	-0,092	66,60%	1,50	0,055
2000	32	80,90	74,42%	-0,097	66,79%	1,50	0,076
2017	33	79,00	76,74%	-0,193	70,28%	1,42	0,065
2020	34	78,40	79,07%	-0,224	71,37%	1,40	0,077
2021	35	76,40	81,40%	-0,325	74,93%	1,33	0,065
1985	36	71,00	83,72%	-0,597	83,75%	1,19	0,000
2001	37	69,00	86,05%	-0,698	86,61%	1,15	0,006
1982	37	69,00	86,05%	-0,698	86,61%	1,15	0,006
2016	39	68,50	90,70%	-0,724	87,28%	1,15	0,034
1997	40	65,10	93,02%	-0,895	91,35%	1,09	0,017
1986	41	64,00	95,35%	-0,951	92,48%	1,08	0,029
2014	42	53,90	97,67%	-1,461	98,66%	1,01	0,010
Média \bar{X} =	93,61		$\mu_Y =$	0,5448		DN =	0,077
Desv. Pad. S =	22,69		$\sigma_Y =$	1,1458		Limite DN = $1,3581x\sqrt{N}$ =	0,210

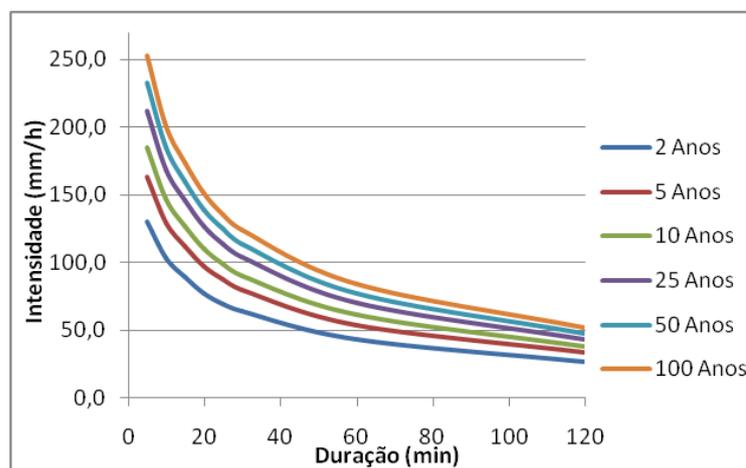
Utilizando a função inversa de Gumbel (equação 01) foi possível se obter os valores de precipitações máximas diárias relacionadas aos períodos de retorno (TR) de 2, 5, 10, 15, 20, 25, 50 e 100 anos, aos quais se aplicando os coeficientes de desagregação da chuva diária se pode obter os valores de intensidade de precipitação (mm/h) relacionada à cada período de retorno e duração das chuvas disponíveis na estação pluviométrica em estudo. A Tabela 10 apresenta na segunda linha a precipitação máxima diária para cada período de retorno, medida em milímetros, e as demais linhas apresentam a intensidade de precipitação (mm/h) para cada duração e período de retorno após aplicação dos coeficientes.

Tabela 10 - Intensidades de precipitações (mm/h) para diferentes durações e períodos de retorno - Estação Boa Vista/INMET

TR =	2 Anos	5 Anos	10 Anos	15 Anos	20 Anos	25 Anos	50 Anos	100 Anos
t (min)	90,08	112,53	127,38	135,77	141,64	146,16	160,09	173,91
1440	4,28	5,34	6,05	6,45	6,73	6,94	7,60	8,26
720	7,27	9,09	10,29	10,96	11,44	11,80	12,93	14,04
600	8,42	10,52	11,91	12,69	13,24	13,66	14,96	16,26
480	10,01	12,51	14,16	15,09	15,74	16,25	17,79	19,33
360	12,32	15,39	17,43	18,57	19,38	19,99	21,90	23,79
240	16,17	20,20	22,87	24,38	25,43	26,24	28,74	31,23
120	26,70	33,35	37,76	40,24	41,98	43,32	47,45	51,55
60	43,13	53,88	60,99	65,01	67,82	69,98	76,65	83,27
30	63,84	79,74	90,27	96,21	100,37	103,57	113,44	123,24
25	69,71	87,07	98,57	105,06	109,60	113,10	123,88	134,57
20	77,56	96,88	109,68	116,89	121,95	125,84	137,83	149,73
15	89,37	111,63	126,37	134,69	140,51	145,00	158,82	172,53
10	103,41	129,18	146,23	155,86	162,60	167,79	183,77	199,64
5	130,23	162,67	184,15	196,26	204,75	211,29	231,42	251,40

Para melhor visualização, os dados da tabela foram plotados de forma gráfica a fim de gerar as curvas IDF, conforme a Figura 19. Verifica-se que a curva IDF demonstra que para cada tempo de retorno determinado, a intensidade de precipitação decresce quando a duração da chuva aumenta.

Figura 19 - Curvas Intensidade-Duração-Frequência para Boa Vista/RR



6.2.2. Elaboração das Curvas IDF considerando os últimos 20 anos de dados

A Tabela 11 apresenta a aplicação da distribuição de Gumbel de máximos aos dados referentes às precipitações máximas diárias dos últimos 20 anos, sendo os anos hidrológicos considerados apresentados na coluna (1). A aderência entre as frequências empíricas e teóricas ficou demonstrada pelo teste de Kolmogorov-Smirnov (KS), em que o DN máximo calculado de 0,115 ficou abaixo do DN crítico referente à série com 20 dados e nível de significância de 5%.

Tabela 11 - Aplicação da Distribuição de Probabilidade de Gumbel para a série histórica dos últimos 20 anos de dados (2003 – 2022)

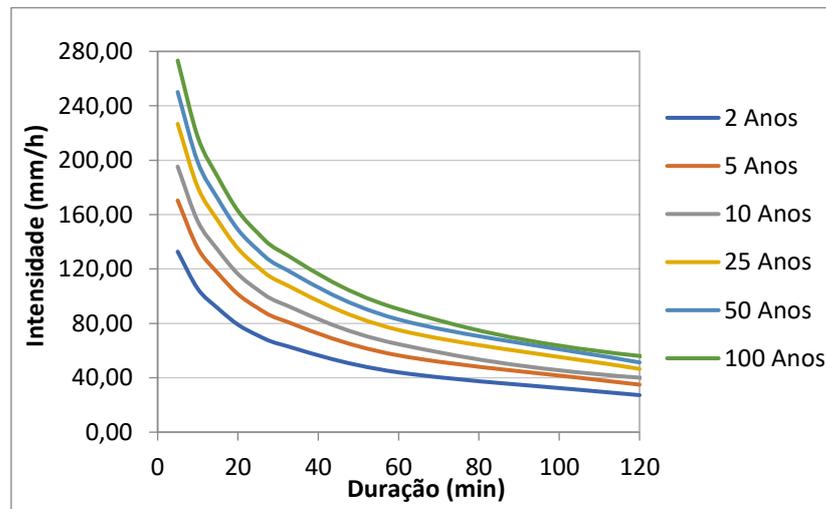
Ano hidrológico	Posição i	Pdma (mm)	Freq. Empir. Weibull	Var. Reduz. Gumbel Y	Freq. Teórica Gumbel	TR Teórico (anos)	Teste KS
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
2005	1	149,30	4,76%	2,869	5,52%	18,13	0,008
2013	2	146,00	9,52%	2,726	6,34%	15,77	0,032
2010	3	127,20	14,29%	1,907	13,80%	7,25	0,005
2007	4	117,20	19,05%	1,472	20,51%	4,87	0,015
2011	5	107,80	23,81%	1,062	29,23%	3,42	0,054
2006	6	105,60	28,57%	0,966	31,64%	3,16	0,031
2008	7	99,00	33,33%	0,679	39,78%	2,51	0,064
2022	8	98,90	38,10%	0,675	39,91%	2,51	0,018
2019	9	93,20	42,86%	0,426	47,94%	2,09	0,051
2015	10	87,40	47,62%	0,174	56,85%	1,76	0,092
2018	11	86,70	52,38%	0,143	57,95%	1,73	0,056
2003	12	85,20	57,14%	0,078	60,34%	1,66	0,032
2009	13	84,60	61,90%	0,052	61,30%	1,63	0,006
2004	14	83,30	66,67%	-0,005	63,38%	1,58	0,033
2012	15	81,00	71,43%	-0,105	67,06%	1,49	0,044
2017	16	79,00	76,19%	-0,192	70,23%	1,42	0,060
2020	17	78,40	80,95%	-0,218	71,17%	1,41	0,098
2021	18	76,40	85,71%	-0,305	74,25%	1,35	0,115
2016	19	68,50	90,48%	-0,649	85,25%	1,17	0,052
2014	20	53,90	95,24%	-1,285	97,31%	1,03	0,021
Média \bar{x} =	95,43	μ_Y =	0,5236			D_N^{Calc} =	0,115
Desvio Padrão S =	24,41	σ_Y =	1,0628			Limite $D_{20,0,05}$ =	0,294

Com a aplicação da função inversa de Gumbel se obtiveram os valores de precipitações máximas diárias relacionadas aos períodos de retorno (TR) de 2, 5, 10, 15, 20, 25, 50 e 100 anos, sendo estes apresentados na segunda linha da Tabela 12, aos quais foram aplicados os coeficientes de desagregação da chuva diária, e assim, se obtendo os valores de intensidade de precipitação (mm/h) relacionada a cada duração das chuvas. Os dados da tabela foram plotados de forma gráfica afim de gerar as curvas IDF, conforme a Figura 20.

Tabela 12 - Intensidades de precipitações (mm/h) para diferentes durações e períodos de retorno - Estação Boa Vista/INMET

TR =	2 Anos	5 Anos	10 Anos	15 Anos	20 Anos	25 Anos	50 Anos	100 Anos
t (min)	91,82	117,85	135,09	144,81	151,62	156,86	173,01	189,05
1440	4,36	5,60	6,42	6,88	7,20	7,45	8,22	8,98
720	7,41	9,52	10,91	11,69	12,24	12,67	13,97	15,27
600	8,58	11,02	12,63	13,54	14,17	14,66	16,17	17,67
480	10,21	13,10	15,01	16,10	16,85	17,44	19,23	21,01
360	12,56	16,12	18,48	19,81	20,74	21,46	23,67	25,86
240	16,49	21,16	24,25	26,00	27,22	28,16	31,06	33,94
120	27,22	34,93	40,04	42,92	44,94	46,49	51,28	56,03
60	43,97	56,43	64,68	69,33	72,59	75,10	82,84	90,52
30	65,07	83,51	95,73	102,62	107,44	111,16	122,60	133,96
25	71,05	91,20	104,53	112,06	117,32	121,38	133,88	146,29
20	79,06	101,47	116,31	124,68	130,54	135,05	148,96	162,77
15	91,10	116,92	134,02	143,66	150,42	155,62	171,64	187,55
10	105,41	135,29	155,07	166,24	174,05	180,07	198,62	217,02
5	132,74	170,37	195,28	209,33	219,18	226,76	250,11	273,29

Figura 20 - Curvas Intensidade-Duração-Frequência para Boa Vista/RR, considerando os últimos 20 anos de dados da série histórica



Fonte: autoria própria.

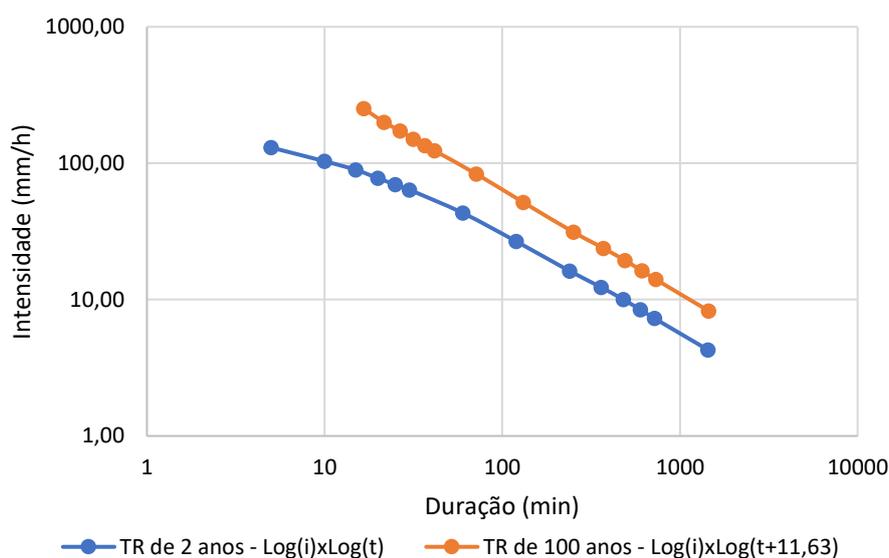
6.3. DETERMINAÇÃO DAS EQUAÇÕES IDF

Com os dados de precipitação máxima diária relacionada a cada período de retorno, assim como as intensidades associadas a cada duração de precipitação, é possível realizar determinar as equações IDF para o período total de dados e para os últimos 20 anos de dados.

6.3.1. Determinação da equação IDF considerando toda a série histórica

A determinação da equação IDF passa primeiramente pela definição do parâmetro “c”, que é realizado por anamorfose, tendo sido definido como 11,63 minutos e gerando o maior coeficiente r^2 de 0,999886. A Figura 21 apresenta o gráfico referente a anamorfose da curva de intensidade x duração para o período de retorno de 100 anos, em que se observa que ao se adicionar o valor de 11,63 às durações previamente determinados, a curva se transforma em uma reta. A curva de intensidade x duração para o período de retorno de 2 anos foi inserida a fim de comparação, demonstrando a curvatura com concavidade para baixo nas durações de 5 a 120 minutos que a relação $\log(i) \times \log(t)$ apresenta.

Figura 21 – Determinação do parâmetro “c” – Reta referente a intensidade x duração para um TR de 100 anos resultante da anamorfose e curva intensidade x duração para um TR de 2 anos sem anamorfose.



Após definição do parâmetro “c”, com as retas paralelas para cada período de retorno estudado, se determinou os coeficientes “C” e “d” seguindo a forma da equação (14). A Tabela 13 apresenta o cálculo realizado para determinação dos parâmetros “C” e “d” referente à curva relacionada com o TR de 2 anos, em que foi aplicado o método dos mínimos quadrados para se chegar a reta com melhor aderência aos dados. Na tabela em questão se verifica que o valor de “C”, que se trata do coeficiente linear da equação da reta, para o período de retorno de 2 anos é de 1072,577, enquanto o parâmetro “d” (coeficiente angular) foi de 0,757. As tabelas referentes à determinação do parâmetro “C” para os demais períodos de retorno estão sendo apresentados no Apêndice B.

Tabela 13 - Regressão linear pelo método dos mínimos quadrados referente ao período de retorno de 2 anos.

t (min)	i mm/h	y_i log i	$(y_i - \bar{y})^2$	$t+11,63$ (min)	x_i log(t+c)	$x_i \cdot y_i$	x_i^2	\hat{y}_i	$(\hat{y}_i - \bar{y})^2$
1440	4,28	0,631	0,682	1451,63	3,162	1,996	9,997	0,638	0,670
720	7,27	0,862	0,354	731,63	2,864	2,468	8,204	0,863	0,352
600	8,42	0,925	0,283	611,63	2,786	2,579	7,765	0,922	0,286
480	10,01	1,001	0,208	491,63	2,692	2,693	7,245	0,994	0,214
360	12,32	1,091	0,134	371,63	2,570	2,803	6,605	1,086	0,138
240	16,17	1,209	0,062	251,63	2,401	2,902	5,764	1,214	0,059
120	26,70	1,427	0,001	131,63	2,119	3,023	4,492	1,427	0,001
60	43,13	1,635	0,032	71,63	1,855	3,033	3,441	1,627	0,029
30	63,84	1,805	0,121	41,63	1,619	2,923	2,622	1,805	0,121
25	69,71	1,843	0,149	36,63	1,564	2,883	2,446	1,847	0,152
20	77,56	1,890	0,187	31,63	1,500	2,835	2,250	1,895	0,192
15	89,37	1,951	0,244	26,63	1,425	2,781	2,032	1,952	0,245
10	103,41	2,015	0,311	21,63	1,335	2,690	1,782	2,020	0,317
5	130,23	2,115	0,433	16,63	1,221	2,582	1,491	2,107	0,422
		$\Sigma = 20,398$	$3,2005$		$29,114$	$38,191$	$66,136$		$3,2001$
		$\bar{y} = 1,457$	$n = 14$			$a = \log(C) = 3,030429$	$C_{T=2} = 1072,577$		
		$r^2 = 0,999886458$				$b = -d = -0,75659$	$d_{T=2} = 0,757$		

Para determinação dos parâmetros “K” e “b”, foi aplicado novamente o método dos mínimos quadrados, tendo como referência a reta $\text{Log}(C) \times \text{Log}(TR)$, cuja forma foi apresentada pela equação 15 ($\log C = \log a + b \cdot \log TR$). A Tabela 14 apresenta os cálculos realizados se chegando à um valor de $K=1008,964$ e um valor de $b=0,165$.

Tabela 14 - Determinação dos coeficientes “K” e “b” da equação IDF

TR	C	y_i log C	$(y_i - \bar{y})^2$	x_i log(TR)	$x_i \cdot y_i$	x_i^2	\hat{y}_i	$(\hat{y}_i - \bar{y})^2$
2	1072,577	3,030	0,029	0,301	0,912	0,091	3,054	0,022
5	1339,778	3,127	0,006	0,699	2,186	0,489	3,119	0,007
10	1516,689	3,181	0,000	1,000	3,181	1,000	3,169	0,001
15	1616,500	3,209	0,000	1,176	3,774	1,383	3,198	0,000
20	1686,385	3,227	0,001	1,301	4,198	1,693	3,219	0,000
25	1740,215	3,241	0,002	1,398	4,530	1,954	3,235	0,001
50	1906,040	3,280	0,006	1,699	5,573	2,886	3,284	0,007
100	2070,640	3,316	0,013	2,000	6,632	4,000	3,334	0,018
		$\Sigma = 25,611$	$0,057$	$9,574$	$30,986$	$13,496$		$0,055$
		$\bar{y} = 3,2013$	$n = 8$		$a = \log(K) = 3,003875$		$K = 1008,964$	
		$r^2 = 0,97722$			$b = 0,165001$		$b = 0,165$	

Com base nos cálculos realizados, os coeficientes determinados foram: $K=1008,964$, $b=0,165$, $c=11,63$ e $b=0,757$. A equação IDF para o município de Boa Vista/RR, considerando toda a série histórica de precipitação na estação em estudo, pode ser expressa conforme a equação (30).

$$i = \frac{1008,96 \cdot TR^{0,165}}{(t+11,63)^{0,757}} \quad (30)$$

Para avaliação das intensidades obtidas através da equação chuvas intensas proposta, foi realizado o teste de Willmot, relacionado ao índice de concordância (d), e verificados os erros relativos entre a intensidade calculada e a observada segundo a distribuição de probabilidade, assim como foi verificado o Erro Percentual Absoluto Médio (EPAM) entre as intensidades. Os referidos testes foram realizados utilizando as intensidades de precipitação observadas para cada período de retorno, demonstradas na Tabela 10, e as intensidades calculadas a partir da equação IDF produzida, conforme equação (30), sendo os resultados da avaliação demonstrados na Tabela 15.

Tabela 15 - Cálculo do coeficiente de concordância de Willmot (d), Erro Relativo máximo e Erro Percentual Absoluto Médio entre as intensidades observadas e calculadas pela equação IDF

TR (anos)	Coefficiente de concordância (d)	Erro relativo máximo	EPAM
2	0,99834	6,83%	5,27%
5	0,99964	-3,73%	-1,97%
10	0,99935	-4,66%	-2,91%
15	0,99946	-4,35%	-2,61%
20	0,99961	-3,86%	-2,10%
25	0,99976	3,07%	1,57%
50	0,99986	2,24%	0,75%
100	0,99900	5,52%	3,98%

Verifica-se que o menor coeficiente de Willmot (d) encontrado foi de 0,99834, sendo muito próximo da unidade e demonstrando a concordância entre as intensidades observadas e calculadas. O maior erro relativo entre o resultado observado e calculado foi de 6,83%, enquanto o maior erro percentual médio foi de 5,27%, ambos calculados para o período de retorno de 2 anos, sendo estes relativamente baixos e demonstram a confiabilidade dos parâmetros estimados para a equação de chuvas intensas apresentada.

6.3.2. Determinação da equação IDF considerando os últimos 20 anos de dados

Novamente, para determinação da equação IDF considerando os últimos 20 anos de dados, foi utilizada a técnica de anamorfose para determinar o parâmetro “c” da equação, o qual se manteve com um valor de 11,63 minutos, cuja reta gerada apresentou coeficiente r^2 de 0,999886.

A Tabela 16 apresenta o cálculo realizado para determinação dos parâmetros “C” e “d” referente à curva relacionada com o TR de 2 anos, em que novamente foi aplicado o método

dos mínimos quadrados para se chegar a reta com melhor aderência aos dados. Na tabela em questão se verifica que o valor de “C” para o período de retorno de 2 anos é de 1072,577, enquanto o parâmetro “d” foi de 0,757. A Tabela 17 apresenta os cálculos resumidos para determinação dos parâmetros “C” e “d” referente aos períodos de retorno em estudo.

Tabela 16 - Regressão linear pelo método dos mínimos quadrados referente ao período de retorno de 2 anos.

t (min)	i mm/h	y _i log i	(y _i - \bar{y}) ²	t+11,63 (min)	x _i log(t+c)	x _i · y _i	x _i ²	\hat{y}_i	(\hat{y}_i - \bar{y}) ²
1440	4,36	0,640	0,682	1451,63	3,162	2,022	9,997	0,647	0,670
720	7,41	0,870	0,354	731,63	2,864	2,492	8,204	0,872	0,352
600	8,58	0,934	0,283	611,63	2,786	2,602	7,765	0,931	0,286
480	10,21	1,009	0,208	491,63	2,692	2,715	7,245	1,002	0,214
360	12,56	1,099	0,134	371,63	2,570	2,825	6,605	1,094	0,138
240	16,49	1,217	0,062	251,63	2,401	2,922	5,764	1,222	0,059
120	27,22	1,435	0,001	131,63	2,119	3,041	4,492	1,435	0,001
60	43,97	1,643	0,032	71,63	1,855	3,048	3,441	1,635	0,029
30	65,07	1,813	0,121	41,63	1,619	2,937	2,622	1,814	0,121
25	71,05	1,852	0,149	36,63	1,564	2,896	2,446	1,856	0,152
20	79,06	1,898	0,187	31,63	1,500	2,847	2,250	1,904	0,192
15	91,10	1,959	0,244	26,63	1,425	2,793	2,032	1,960	0,245
10	105,41	2,023	0,311	21,63	1,335	2,701	1,782	2,029	0,317
5	132,74	2,123	0,433	16,63	1,221	2,592	1,491	2,115	0,422
		Σ = 20,515	3,2005		29,114	38,433	66,136		3,2001
		\bar{y} = 1,465	n = 14			a = log(C) = 3,038734		C _{T=2} = 1093,288	
		R ² = 0,999886458				b = -d = -0,75659		d _{T=2} = 0,757	

Tabela 17 -Mínimos quadrados para determinação dos parâmetros C e d referente a cada Período de Retorno (TR)

TR	\bar{y}	Σy _i	Σ(y _i - \bar{y}) ²	Σx _i	Σx _i y _i	Σx _i ²	Σ(\hat{y}_i - \bar{y}) ²	n	Ang.: b -d	Linear: a log (C)	Parâm. d	Parâm. C
2	1,465	20,51	3,200	29,11	38,433	66,136	3,200	14	-0,757	3,03873	0,757	1093,288
5	1,574	22,03	3,200	29,11	41,588	66,136	3,200	14	-0,757	3,14712	0,757	1403,199
10	1,633	22,86	3,200	29,11	43,314	66,136	3,200	14	-0,757	3,20639	0,757	1608,387
15	1,663	23,28	3,200	29,11	44,193	66,136	3,200	14	-0,757	3,23658	0,757	1724,152
20	1,683	23,56	3,200	29,11	44,773	66,136	3,200	14	-0,757	3,25653	0,757	1805,208
25	1,698	23,77	3,200	29,11	45,203	66,136	3,200	14	-0,757	3,27129	0,757	1867,643
50	1,740	24,37	3,200	29,11	46,443	66,136	3,200	14	-0,757	3,31386	0,757	2059,973
100	1,779	24,91	3,200	29,11	47,563	66,136	3,200	14	-0,757	3,35235	0,757	2250,884

Para determinação dos parâmetros “K” e “b”, foi aplicado o método dos mínimos quadrados com referência a reta Log(C)xLog(TR), cuja forma foi apresentada pela equação 15 (log C = log a + b · log TR). A Tabela 18 apresenta os cálculos realizados se chegando à um valor de K igual a 1026,680 e um valor de b de 0,181.

Tabela 18 - Determinação dos coeficientes “K” e “b” da equação IDF para os últimos 20 anos de dados

TR	C	y_i log(C)	$(y_i - \bar{y})^2$	x_i log(TR)	$x_i \cdot y_i$	x_i^2	\hat{y}_i	$(\hat{y}_i - \bar{y})^2$
2	1093,288	3,039	0,036	0,301	0,915	0,091	3,066	0,026
5	1403,199	3,147	0,007	0,699	2,200	0,489	3,138	0,008
10	1608,387	3,206	0,000	1,000	3,206	1,000	3,192	0,001
15	1724,152	3,237	0,000	1,176	3,807	1,383	3,224	0,000
20	1805,208	3,257	0,001	1,301	4,237	1,693	3,247	0,000
25	1867,643	3,271	0,002	1,398	4,573	1,954	3,264	0,001
50	2059,973	3,314	0,007	1,699	5,630	2,886	3,319	0,008
100	2250,884	3,352	0,015	2,000	6,705	4,000	3,373	0,021
$\Sigma =$		25,823	0,068	9,574	31,272	13,496		0,067
$y_m =$		3,2279	$n = 8$		$a = \log(K) =$	3,011435	$K =$	1026,680
$r^2 =$		0,974024778			$b =$	0,180841	$b =$	0,181

Com base nos cálculos realizados, os coeficientes determinados foram: $K=1026,680$, $b=0,181$, $c=11,63$ e $b=0,757$. A equação IDF para o município de Boa Vista/RR, considerando os últimos 20 anos de dados de precipitação máxima diária anual na estação em estudo pode ser expressa conforme a equação (31).

$$\dot{i} = \frac{1026,68 \cdot TR^{0,181}}{(t+11,63)^{0,757}} \quad (31)$$

Para esta equação o teste de Willmot, relacionado ao índice de concordância (d), apresentou valor mínimo de 0,9977, o maior erro relativo foi de 7,83% em relação à intensidade calculada para um período de retorno de 2 anos, enquanto o maior Erro Percentual Absoluto Médio apresentado foi de 6,26%, também relacionado ao período de retorno de 2 anos. Tais testes foram realizados comparando as intensidades de precipitação observadas para cada período de retorno, demonstradas na Tabela 12, e as intensidades calculadas a partir da nova equação IDF (equação (31)), sendo os resultados da avaliação apresentados na Tabela 19.

Tabela 19 – Avaliação da concordância e erros da equação IDF relativa aos últimos 20 anos de dados

TR (anos)	Coeficiente de concordância (d)	Erro relativo máximo	EPAM
2	0,9977	7,83%	6,26%
5	0,9996	-4,03%	-2,27%
10	0,9992	-5,08%	-3,35%
15	0,9993	-4,71%	-2,97%
20	0,9995	-4,12%	-2,37%
25	0,9997	-3,51%	-1,75%
50	0,9998	2,48%	0,99%
100	0,9986	6,33%	4,78%

6.3.3. Comparativo entre as equações IDF geradas

Para comparar os resultados de intensidades provenientes da equação IDF gerada para toda a série histórica e a gerada para os últimos 20 anos, foi aplicada a equação para diferentes durações e períodos de retorno, conforme demonstrado no Quadro 3. Verifica-se um acréscimo entre 2,89% para intensidades referentes ao período de retorno de 2 anos, até 9,54% em relação a um TR de 100 anos.

Quadro 3 - Comparativo de intensidades de precipitação (mm/h) - Equação IDF para série completa e dos últimos 20 anos

IDF	Compl.	20 anos										
TR (anos) Duraç. (min)	2		5		10		25		50		100	
1440	4,57	4,70	5,32	5,55	5,96	6,29	6,93	7,43	7,77	8,42	8,72	9,55
120	28,13	28,94	32,72	34,17	36,69	38,73	42,68	45,72	47,85	51,83	53,64	58,76
60	44,59	45,88	51,87	54,16	58,15	61,39	67,64	72,47	75,84	82,16	85,03	93,14
30	67,24	69,19	78,22	81,67	87,70	92,59	102,01	109,29	114,37	123,90	128,23	140,46
25	74,08	76,22	86,17	89,98	96,62	102,00	112,39	120,40	126,00	136,50	141,27	154,74
20	82,79	85,18	96,30	100,55	107,97	113,99	125,59	134,55	140,81	152,54	157,87	172,93
15	94,31	97,03	109,70	114,54	122,99	129,85	143,06	153,27	160,40	173,76	179,83	196,98
10	110,38	113,58	128,40	134,06	143,96	151,98	167,45	179,40	187,74	203,38	210,49	230,57
5	134,69	138,58	156,67	163,58	175,65	185,45	204,32	218,90	229,08	248,16	256,84	281,33
Variação	2,89%		4,41%		5,58%		7,13%		8,33%		9,54%	

Estudos anteriores de Carvalho (2007) e Tischer (2015), já haviam determinado a equação IDF para Boa Vista/RR, entretanto, conforme Zuffo (2004), as equações de chuvas devem ser revisadas pelo menos a cada 10 anos, considerando que a urbanização pode causar uma alteração no microclima local, influenciando diretamente nos eventos extremos de precipitação.

Em análise comparativa com os resultados da equação de Carvalho (2007), o qual utilizou dados até o ano de 2007 da mesma estação pluviométrica do presente estudo, verificou-se a ocorrência de um incremento médio de 10% nas intensidades de precipitação máxima em relação a equação que considera todo o período da série histórica, e um incremento de 16% quando se considera a equação IDF para os últimos 20 anos de dados.

Em relação à equação de Tischer (2015), o qual utilizou dados até o ano de 2003 da estação Mocidade, mantida pela ANA e distante cerca de 73 km do perímetro urbano de Boa Vista, verificou-se uma redução nas intensidades de precipitação máximas na ordem de 10%, em relação a equação IDF de toda a série e de 5% caso se considera a equação dos últimos 20 anos de dados.

Tal variabilidade entre os resultados demonstra a importância de se atualizar as equações IDF de uma região com relativa frequência, visto a amplitude dos eventos extremos anuais ao longo da série histórica, assim como a influência da variação espacial das chuvas.

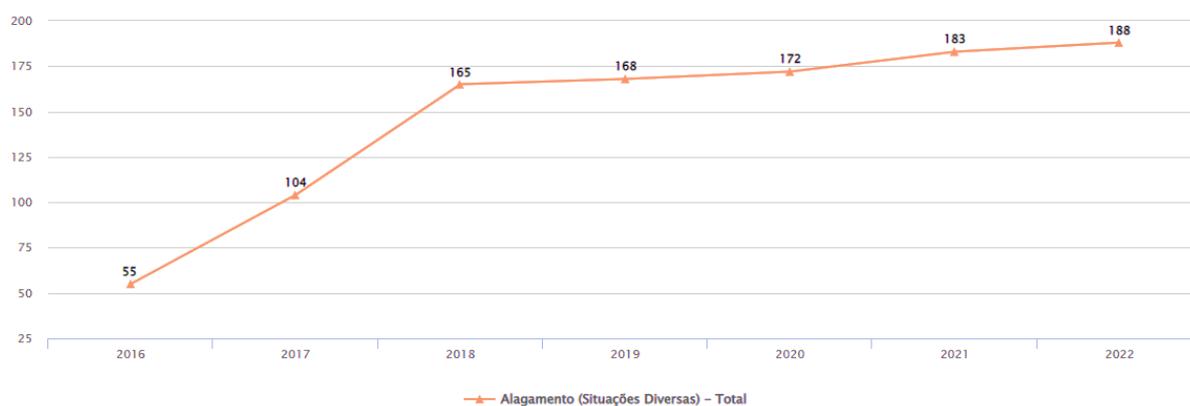
Considerando que as intensidades de precipitação geradas pela equação IDF dos últimos 20 anos se mostraram superiores à equação IDF que considera toda a série histórica, está foi utilizada para realizar a análise de impactos do regime de precipitação atual sobre o sistema de drenagem urbana do município de Boa Vista.

6.4. ANÁLISE DOS PROJETOS DE DRENAGEM URBANA DE BOA VISTA

Considerando que uma das principais aplicações práticas da equação da chuva se trata do dimensionamento de redes de drenagem urbana, foi realizada análise quanto as diretrizes implementadas nos projetos de microdrenagem realizados pela Prefeitura Municipal de Boa Vista. Ao longo dos últimos anos, a PMBV vem realizando grandes investimentos nestes sistemas, considerando os vários pontos críticos que a cidade possui em decorrência principalmente do seu tipo de relevo e a presença de muitos lagos e lagoas, perenes e intermitentes em vários locais do perímetro urbano.

O site do Observatório da Prefeitura de Boa Vista apresenta o quantitativo de atendimentos realizados pela Defesa Civil Municipal relacionados com situações de alagamentos ocorridos na área do município. A Figura 22 apresenta a evolução na quantidade de atendimentos, demonstrando uma tendência de equilíbrio nos atendimentos ao longo dos últimos 5 anos, apesar dos investimentos realizados em sistemas de drenagem urbana.

Figura 22 - Atendimentos relacionados com alagamentos realizados pela Defesa Civil Municipal



Fonte: Prefeitura Municipal de Boa Vista, 2022.

Em relação às diretrizes de dimensionamento adotadas nos projetos de drenagem urbana realizados no município, foi consultado o painel da transparência da PMBV, sendo selecionadas

duas licitações, a Tomada de Preços 16/2021 e a Concorrência 09/2020 (PMBV, 2022), as quais são referentes à 6 projetos de microdrenagem urbana planejados pela prefeitura, atendendo principalmente áreas residenciais. Conforme o memorial de cálculo do dimensionamento das galerias foram verificadas as seguintes diretrizes consideradas pelos projetistas:

- Adoção de período de retorno de 10 anos, o qual pode ser considerado mais elevado do que o disposto na literatura para regiões residenciais, conforme proposto por Tucci e Silveira (2014);
- Tempo de concentração inicial em todos os trechos iniciais das galerias foi fixado em 5 minutos, sem deixar claro o motivo que levou a definição desse valor;
- Considerando que o memorial de cálculo é apresentado em formato PDF, não foi possível verificar qual a equação IDF utilizada pelo projetista, mas pode ser constatada a intensidade de precipitação adotada para cada tempo de concentração ou tempo de percurso nos diversos trechos projetados;
- O coeficiente de escoamento superficial adotado foi único e igual a 0,50 em todos os projetos consultados, não sendo considerado que algumas áreas da cidade são altamente impermeabilizadas enquanto outras possuem grandes áreas verdes.

A Tabela 20 apresenta a consolidação das informações gerais a respeito dos sistemas de microdrenagem projetados, apresentando os bairros ou ruas em que foram executados, a extensão total da rede, a área total de contribuição, o coeficiente de deflúvio “C” adotado, assim como o quantitativo de bocas de lobo e poços de visita planejados. Deve-se destacar que não foi realizado levantamento para conferência da área de contribuição dos pontos da rede tendo em vista a indisponibilidade do levantamento topográfico das áreas em que foram projetados os sistemas.

Tabela 20 - Projetos de Microdrenagem elaborados pela Prefeitura Municipal de Boa Vista consultados

Licitação	Local / Bairro	Extensão da rede (m)	Área (ha)	Coef. De Deflúvio	Bocas de Lobo	Poços de Visita
C - 09/2020	Profª Araceli Souto Maior e São Bento	4.291,82	52,93	0,5	213	74
C - 09/2020	Cidade Satélite	4.713,75	47,65	0,5	163	67
C - 09/2020	Laura Moreira	495,63	2,49*	0,5	17	10
C - 09/2020	Jardim Tropical	1.892,31	12,01	0,5	38	32
C - 09/2020	Rua Rui Baraúna	432,57	4,88	0,5	18	7
TP-16/2021	João de Barro	660,93	3,93	0,5	18	10

Para análise dos impactos do regime de precipitação atual, foi utilizada a equação de chuvas intensas elaborada neste trabalho referente aos últimos 20 anos de dados, a qual remete a intensidades de precipitação superiores à equação que considera o período total de dados. Ainda, foi realizado o dimensionamento de apenas um dos projetos consultados, sendo aquele referente aos bairros Profª Araceli Souto Maior e São Bento, o qual possui uma área de contribuição relativamente elevada e poucas condicionantes relacionadas à lançamentos ou recebimentos de contribuições de sistemas existentes.

6.5. AVALIAÇÃO DOS IMPACTOS DO REGIME DE CHUVAS INTENSAS ATUAL SOBRE OBRAS DE DRENAGEM URBANA PROJETADAS

Ao se analisar as intensidades de precipitação consideradas nos projetos elaborados pela PMBV, verifica-se que elas são inferiores às intensidades determinadas para a região. Em comparação às intensidades calculadas pela fórmula obtida neste estudo, referente aos últimos 20 anos de dados, foi verificado um acréscimo médio de 10,26% em relação as intensidades adotadas pelo projetista para durações de 5 a 60 minutos.

Para verificar se as intensidades provenientes da equação da chuva calculada influenciam no dimensionamento dos sistemas já projetados pela PMBV, foi realizado o redimensionamento de uma rede de microdrenagem considerando a nova equação. Cabe destacar que inicialmente seria realizada apenas a alteração da intensidade de precipitação no dimensionamento, entretanto foram verificadas algumas diretrizes adotadas que não encontraram embasamento na bibliografia técnica consultada, principalmente em relação as áreas de contribuição e a duração de percurso em cada trecho.

A rede projetada para os bairros Profª Araceli Souto Maior e São Bento, têm um total de 73 trechos de rede dimensionados e com um ponto de deságue às margens do Igarapé Grande e dois pontos de deságue em redes de drenagem existentes. A tabela de dimensionamento da rede realizado pela PMBV está sendo apresentada no ANEXO A.

Ao realizar o dimensionamento e comparar com os resultados apresentados pela PMBV, se verificou que em média as intensidades de precipitação ficaram 10,5% superior às adotadas pelo projetista, entretanto as vazões ficaram em média 1081% superiores. Um dos fatores que geram tal situação se deve ao fato de ter sido aplicado duas vezes o coeficiente de deflúvio nos cálculos realizados pelos projetistas, além de não ter sido considerada a somatória de áreas de contribuição em alguns trechos, os quais influenciam nas vazões projetadas.

Ao se analisar as áreas de contribuição para cada PV do sistema, foram verificadas inconsistências no somatório das áreas em relação à alguns trechos, havendo 12 pontos iniciais de rede apresentando somatório de áreas de contribuições referentes à outros trechos não subsequentes e ainda 28 pontos que não consideraram a somatória da área de contribuição dos trechos anteriores. Além disso, o tempo de percurso calculado para os trechos do sistema não estão em consonância com as velocidades de escoamento apresentada, além de em vários trechos não terem sido considerados como se estivessem em sequência, acarretando tempos de percurso muito elevados e conseqüentemente menores intensidades de precipitação, gerando menores vazões de projeto.

O Quadro 4 apresenta o redimensionamento da rede de microdrenagem, sendo considerada a utilização da intensidade de precipitação conforme a Equação IDF elaborada neste trabalho para os últimos 20 anos de dados da série histórica. Foram mantidos os coeficientes de escoamento superficial (C) de 0,50, as áreas de contribuição nos PVs e o Tempo de Retorno de 10 anos, os quais foram utilizados pela PMBV.

Um comparativo que merece destaque se refere a vazão de projeto dimensionada pela PMBV no ponto de deságue no igarapé Grande, sendo apresentado no Quadro 4 como o trecho compreendido entre o PV028ASM à montante e DESÁGUE o ponto a jusante, que foi de 208,57 l/s e a área de contribuição acumulada de 1,88 hectares, com o comprimento retilíneo total da galeria principal que chega a este ponto sendo de 1.335,34 metros. Em relação a planilha de redimensionamento a mesma rede principal chegou ao ponto de deságue com uma vazão de 8.536,96 l/s e uma área de contribuição que somou 46,24 hectares, com tempo total de percurso sendo de 14,21 minutos.

No caso da rede com ligação à um PV existente em rede construída anteriormente, se verificou que no ponto de chegada a vazão de projeto apresentou valor de 95,4 L/s e uma área de contribuição total de 0,92 hectares, sendo o comprimento da rede coletora principal de 539,40 metros, com diâmetro fixo de 600 mm. No redimensionamento realizado, o ponto de chegada apresentou vazão de 2.279,08 L/s e área de contribuição total de 10,70 hectares, com um diâmetro da tubulação de lançamento no PV existente de 1200 mm.

Quadro 4 - Dimensionamento de sistema de microdrenagem - Bairros Profª Araceli Souto Maior e São Bento

Continua

PV	PV	COMP. L	COTAS (m)				PROFUND. (m)		Cobrimento	DIÂM. D (m)	DECLIV. S (m/m)	Tempo concent.		Área Cont. (ha) A		COEF. DEFL. C	Intensid. i (mm/h)	Vazão Q _p (l/s)	VEL. PROJ. (m/s)	Qtde. Tubos	TIRANTE h (m)
			Terr. Mont	Terr. Jus	Col. Mon	Col. Jus	Prof_Mont	Prof_Jus				Trecho	Mont.	No Trecho	Total						
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)	(19)	(20)	(21)	(22)
PV001ASM	PV002ASM	62,80	80,686	80,506	79,186	79,006	1,500	1,500	0,90	0,60	0,00287	5,00	5,00	0,25	0,25	0,50	185,45	64,44	0,822	1x	0,19
PV002ASM	PV003ASM	62,19	80,506	79,519	79,006	78,019	1,500	1,500	0,90	0,60	0,01587	1,27	6,27	0,63	0,88	0,50	175,38	214,52	2,142	1x	0,23
PV048SB	PV049SB	65,16	82,335	81,851	81,135	80,651	1,200	1,200	0,60	0,60	0,00743	5,00	5,00	0,63	0,63	0,50	185,45	162,40	1,510	1x	0,24
PV0489SB	PV003SB	66,08	81,851	81,093	80,651	79,893	1,200	1,200	0,60	0,60	0,01147	0,72	5,72	0,63	1,26	0,50	179,60	314,55	2,143	1x	0,31
PV003ASM	PV004ASM	19,10	79,519	78,963	78,019	77,463	1,500	1,500	0,90	0,60	0,02911	0,48	6,76	0,96	1,84	0,50	171,87	439,57	3,282	1x	0,29
PV004ASM	PV005ASM	79,68	78,963	76,906	77,463	75,406	1,500	1,500	0,90	0,60	0,02582	0,72	7,48	1,09	2,93	0,50	166,95	679,93	3,575	1x	0,38
PV012ASM	PV013ASM	73,27	81,548	80,953	80,048	79,453	1,500	1,500	0,90	0,60	0,00812	5,00	5,00	1,36	1,36	0,50	185,45	350,57	1,958	1x	0,36
PV013ASM	PV014ASM	88,19	80,953	79,416	79,453	77,916	1,500	1,500	0,90	0,60	0,01743	0,62	5,62	0,63	1,99	0,50	180,35	498,87	2,845	1x	0,36
PV014ASM	PV011ASM	54,32	79,416	78,995	77,716	77,295	1,700	1,700	0,90	0,80	0,00775	0,52	6,14	0,64	2,63	0,50	176,37	644,75	2,229	1x	0,45
PV011ASM	PV015ASM	73,61	78,995	77,737	77,295	76,037	1,700	1,700	0,90	0,80	0,01709	0,41	6,55	0,73	3,36	0,50	173,38	809,74	3,149	1x	0,41
PV015ASM	PV016ASM	71,48	77,737	77,148	76,037	75,448	1,700	1,700	0,90	0,80	0,00824	0,39	6,94	0,00	3,36	0,50	170,61	796,84	2,421	1x	0,50
PV016ASM	PV005ASM	76,02	77,148	76,906	75,248	75,006	1,900	1,900	0,90	1,00	0,00318	0,49	7,43	0,81	4,17	0,50	167,27	969,54	1,783	1x	0,65
PV005ASM	PV024ASM	81,42	76,906	75,547	75,006	73,047	1,900	2,000	0,90	1,00	0,01792	0,71	8,14	1,15	8,25	0,50	162,70	1865,74	3,989	1x	0,58
PV001SB	PV002SB	52,80	81,574	81,194	80,374	79,994	1,200	1,200	0,60	0,60	0,00720	5,00	5,00	0,38	0,38	0,50	185,45	97,95	1,287	1x	0,19
PV002SB	PV003SB	55,03	81,194	81,093	79,794	79,643	1,400	1,450	0,60	0,80	0,00274	0,68	5,68	1,79	2,17	0,50	179,88	542,56	1,458	1x	0,55
PV003SB	PV004SB	75,95	81,093	79,972	79,443	78,372	1,650	1,600	0,65	1,00	0,01410	0,63	6,31	3,31	6,74	0,50	175,08	1640,27	3,529	1x	0,57
PV005SB	PV006SB	71,03	80,712	79,950	79,512	78,750	1,200	1,200	0,60	0,60	0,01073	5,00	5,00	1,70	1,70	0,50	185,45	438,21	2,304	1x	0,38
PV006SB	PV004SB	65,66	79,950	79,972	78,350	78,172	1,600	1,800	0,60	1,00	0,00271	0,51	5,51	1,37	3,07	0,50	181,22	773,34	1,580	1x	0,60
PV004SB	PV004ASB	39,86	79,972	80,240	77,672	77,540	2,300	2,700	0,80	1,50	0,00331	0,36	6,67	0,85	10,66	0,50	172,48	2555,68	2,298	1x	0,90
PV004A SB	PV009SB	53,86	80,240	81,116	77,540	77,416	2,700	3,700	1,20	1,50	0,00230	0,29	6,96	0,65	11,31	0,50	170,44	2679,54	2,035	1x	1,05
PV007SB	PV008SB	76,05	81,191	80,778	79,991	79,578	1,200	1,200	0,60	0,60	0,00543	5,00	5,00	0,47	0,47	0,50	185,45	121,15	1,240	1x	0,23
PV008SB	PV009SB	58,58	80,778	81,119	79,578	79,319	1,200	1,800	0,60	0,60	0,00442	1,02	6,02	0,32	0,79	0,50	177,26	194,65	1,329	1x	0,31
PV009SB	PV012SB	66,01	81,116	81,758	77,416	77,258	3,700	4,500	2,20	1,50	0,00239	0,44	7,40	0,12	12,22	0,50	167,44	2844,18	2,092	1x	1,08
PV010SB	PV011SB	77,34	81,841	81,671	80,641	80,471	1,200	1,200	0,60	0,60	0,00220	5,00	5,00	0,24	0,24	0,50	185,45	61,87	0,739	1x	0,20
PV011SB	PV012SB	61,28	81,671	81,755	80,471	80,305	1,200	1,450	0,60	0,60	0,00271	1,74	6,74	0,23	0,47	0,50	171,97	112,35	0,949	1x	0,26
PV012SB	PV015SB	42,29	81,758	82,003	77,258	77,153	4,500	4,850	3,00	1,50	0,00248	0,53	7,93	0,73	13,42	0,50	164,02	3059,68	2,148	1x	1,13
PV013SB	PV014SB	77,93	82,102	82,096	80,902	80,596	1,200	1,500	0,60	0,60	0,00393	5,00	5,00	0,16	0,16	0,50	185,45	41,24	0,810	1x	0,14

Quadro 4 - Dimensionamento de sistema de microdrenagem - Bairros Profª Araceli Souto Maior e São Bento

Continuação

PV	PV	COMP. L	COTAS (m)				PROFUND. (m)		Cobrimto	DIÂM. D	DECLIV. S	Tempo concent.		Área Cont. (ha) A		COEF. DEFL. C	Intensid. i	Vazão Q _p	VEL. PROJ.	TIRANTE h	
			Terr. Mont	Terr. Jus	Col. Mon	Col. Jus	Prof_Mont	Prof_Jus				Trecho	Mont.	No Trecho	Total						(mm/h)
MONT.	JUSAN.	(m)								(m)	(m/m)									(m)	
PV014SB	PV015SB	67,43	82,096	82,010	80,596	80,410	1,500	1,600	0,90	0,60	0,00276	1,60	6,60	0,73	0,89	0,50	172,97	213,98	1,156	1x	0,37
PV015SB	PV018SB	70,99	82,003	81,923	77,153	76,923	4,850	5,000	3,35	1,50	0,00324	0,33	8,26	0,74	15,05	0,50	161,97	3388,36	2,443	1x	1,10
PV016SB	PV017SB	68,02	82,376	82,223	81,176	81,023	1,200	1,200	0,60	0,60	0,00225	5,00	5,00	0,65	0,65	0,50	185,45	167,55	1,002	1x	0,34
PV017SB	PV018SB	68,69	82,223	81,923	81,023	80,723	1,200	1,200	0,60	0,60	0,00437	1,13	6,13	0,73	1,38	0,50	176,44	338,44	1,538	1x	0,44
PV018SB	PV021SB	65,48	81,923	81,836	76,923	76,786	5,000	5,050	3,50	1,50	0,00209	0,48	8,74	0,58	17,01	0,50	159,05	2x1880,26	1,786	2x	0,86
PV019SB	PV020SB	74,65	82,440	82,355	81,240	81,055	1,200	1,300	0,60	0,60	0,00248	5,00	5,00	0,65	0,65	0,50	185,45	167,55	1,037	1x	0,33
PV020SB	PV021SB	65,48	82,355	81,836	81,055	80,636	1,300	1,200	0,70	0,60	0,00640	1,20	6,20	0,62	1,27	0,50	175,92	310,56	1,737	1x	0,36
PV021SB	PV022SB	80,90	81,836	81,721	76,786	76,621	5,050	5,100	3,55	1,50	0,00204	0,61	9,35	0,70	18,98	0,50	155,53	2x2051,60	1,815	2x	0,92
PV022SB	PV023SB	22,75	81,721	81,836	76,621	76,536	5,100	5,300	3,60	1,50	0,00374	0,74	10,09	0,68	19,66	0,50	151,49	2x2069,87	2,254	2x	0,77
PV023SB	PV017ASM	14,62	81,836	81,614	76,536	76,464	5,300	5,150	3,80	1,50	0,00492	0,17	10,26	0,79	20,45	0,50	150,60	2x2140,50	2,507	2x	0,73
PV0017ASM	PV018ASM	62,64	81,614	80,946	76,464	76,296	5,150	4,650	3,65	1,50	0,00268	0,10	10,36	0,47	20,92	0,50	150,10	2x2182,37	2,037	2x	0,88
PV018ASM	PV019ASM	55,99	80,946	80,632	76,296	76,182	4,650	4,450	3,15	1,50	0,00204	0,51	10,87	0,46	21,38	0,50	147,51	2x2191,80	1,848	2x	0,95
PV019ASM	PV020ASM	46,28	80,632	80,417	76,182	75,967	4,450	4,450	2,95	1,50	0,00465	0,51	11,38	0,56	21,94	0,50	145,05	2x2211,73	2,481	2x	0,76
PV020ASM	PV021ASM	49,33	80,417	80,184	75,967	75,834	4,450	4,350	2,95	1,50	0,00270	0,31	11,69	0,70	22,64	0,50	143,58	2x2259,22	2,061	2x	0,89
PV021ASM	PV022ASM	74,25	80,184	79,180	75,834	75,680	4,350	3,500	2,85	1,50	0,00207	0,40	12,09	0,70	23,34	0,50	141,75	2x2299,36	1,884	2x	0,98
PV022ASM	PV023ASM	89,30	79,180	77,186	75,680	75,086	3,500	2,100	2,00	1,50	0,00665	0,66	12,74	0,70	24,04	0,50	138,85	2x2319,85	2,854	2x	0,70
PV023ASM	PV024ASM	56,76	77,186	75,547	75,086	73,447	2,100	2,100	0,60	1,50	0,02888	0,52	13,26	0,55	24,59	0,50	136,64	2x2335,20	4,795	2x	0,48
PV024ASM	PV025ASM	72,49	75,547	74,492	73,447	72,392	2,100	2,100	0,60	1,50	0,01455	0,20	13,46	0,00	32,84	0,50	135,83	2x3100,09	4,095	2x	0,67
PV025ASM	PV026ASM	65,53	74,492	72,808	72,392	70,708	2,100	2,100	0,60	1,50	0,02570	0,30	13,76	0,70	33,92	0,50	134,63	2x3173,82	5,034	2x	0,58
PV026ASM	PV027ASM	48,49	72,808	72,180	70,708	70,180	2,100	2,000	0,60	1,50	0,01089	0,22	13,97	0,55	36,64	0,50	133,77	2x3406,32	3,805	2x	0,76
PV027ASM	PV028ASM	55,40	72,180	71,761	70,180	69,961	2,000	1,800	0,50	1,50	0,00395	0,21	14,19	0,68	44,06	0,50	132,93	2x4070,60	2,710	2x	1,19
PV028ASM	DESÁGUE	60,94	71,761	69,709	69,961	69,709	1,800	0,000	0,30	1,50	0,00414	0,34	14,53	0,48	46,24	0,50	131,62	2x4229,81	2,759	2x	1,21
PV024SB	PV025SB	39,81	81,594	81,541	80,394	80,341	1,200	1,200	0,60	0,60	0,00133	5,00	5,00	0,48	0,48	0,50	185,45	123,73	0,762	1x	0,34
PV025SB	PV026SB	44,45	81,541	81,237	80,341	80,037	1,200	1,200	0,60	0,60	0,00684	0,87	5,87	0,52	1,00	0,50	178,42	248,00	1,665	1x	0,31
PV026SB	PV027SB	69,65	81,237	80,184	80,037	78,984	1,200	1,200	0,60	0,60	0,01512	0,44	6,32	0,47	1,47	0,50	175,06	357,70	2,453	1x	0,31
PV028SB	PV029SB	64,86	80,689	80,434	79,489	79,234	1,200	1,200	0,60	0,60	0,00393	5,00	5,00	0,48	0,48	0,50	185,45	123,73	1,114	1x	0,25
PV029SB	PV027SB	24,16	80,434	80,184	79,234	78,984	1,200	1,200	0,60	0,60	0,01035	0,97	5,97	0,48	0,96	0,50	177,65	237,06	1,899	1x	0,27
PV027SB	PV030SB	81,46	80,184	79,917	78,784	78,517	1,400	1,400	0,60	0,80	0,00328	0,47	6,79	0,49	2,92	0,50	171,64	696,67	1,621	1x	0,64
PV030SB	PV031SB	34,18	79,917	79,912	78,517	78,312	1,400	1,600	0,60	0,80	0,00600	0,84	7,63	0,55	3,47	0,50	165,96	800,49	2,155	1x	0,55

Quadro 4 - Dimensionamento de sistema de microdrenagem - Bairros Profª Araceli Souto Maior e São Bento

Conclusão

PV	PV	COMP. L	COTAS (m)				PROFUND. (m)		Cobrimto	DIÂM. D	DECLIV. S	Tempo concent.		Área Cont. (ha) A		COEF. DEFL. C	Intensid. i	Vazão Q _p	VEL. PROJ.	TIRANTE h	
			Terr. Mont	Terr. Jus	Col. Mon	Col. Jus	Prof_Mont	Prof_Jus				Trecho	Mont.	No Trecho	Total						(mm/h)
MONT.	JUSAN.	(m)																			
PV036SB	PV039SB	50,00	80,093	80,880	78,893	78,780	1,200	2,100	0,60	0,60	0,00226	5,00	5,00	0,53	0,53	0,50	185,45	136,62	0,945	1x	0,31
PV043SB	PV042SB	77,24	82,400	82,390	81,200	81,040	1,200	1,350	0,60	0,60	0,00207	5,00	5,00	0,53	0,53	0,50	185,45	136,62	0,917	1x	0,31
PV042SB	PV041SB	75,01	82,390	82,153	81,040	80,853	1,350	1,300	0,75	0,60	0,00249	1,40	6,40	0,53	1,06	0,50	174,41	256,97	1,163	1x	0,44
PV041SB	PV038SB	70,01	82,153	81,467	80,853	80,267	1,300	1,200	0,70	0,60	0,00837	1,08	7,48	0,53	1,59	0,50	166,93	368,92	2,009	1x	0,37
PV040SB	PV039SB	38,10	81,409	80,880	80,209	79,680	1,200	1,200	0,60	0,60	0,01388	5,00	5,00	0,68	0,68	0,50	185,45	175,28	1,925	1x	0,22
PV039SB	PV031SB	33,58	80,880	79,912	78,780	78,312	2,100	1,600	1,50	0,60	0,01394	0,88	5,88	0,57	1,78	0,50	178,33	441,23	2,536	1x	0,35
PV038SB	PV037SB	16,49	81,467	81,278	80,267	80,078	1,200	1,200	0,60	0,60	0,01146	0,58	8,06	0,57	2,16	0,50	163,18	489,95	2,431	1x	0,40
PV037SB	PV035SB	33,89	81,278	80,703	80,078	79,503	1,200	1,200	0,60	0,60	0,01697	0,11	8,17	0,00	2,16	0,50	162,48	487,83	2,800	1x	0,36
PV035SB	PV031SB	34,83	80,703	79,912	79,503	78,712	1,200	1,200	0,60	0,60	0,02271	0,20	8,38	0,47	2,63	0,50	161,24	589,43	3,280	1x	0,36
PV031SB	PV034SB	19,22	79,912	79,615	78,312	77,815	1,600	1,800	0,80	0,80	0,02586	0,18	8,55	0,47	8,35	0,50	160,17	1858,96	4,561	1x	0,60
PV034SB	PV033SB	69,26	79,615	79,207	77,615	77,007	2,000	2,200	1,00	1,00	0,00878	0,07	8,62	0,47	8,82	0,50	159,74	1958,44	3,083	1x	0,75
PV032SB	PV033SB	43,51	79,463	79,207	78,263	78,007	1,200	1,200	0,60	0,60	0,00588	5,00	5,00	0,47	0,47	0,50	185,45	121,15	1,275	1x	0,22
PV033SB	PV046SB	61,48	79,207	79,177	76,807	76,577	2,400	2,600	1,20	1,20	0,00374	0,37	9,00	0,47	9,76	0,50	157,54	2137,32	2,275	1x	0,93
PV046SB	PV047SB	65,43	79,177	79,071	76,577	76,321	2,600	2,750	1,40	1,20	0,00391	0,45	9,45	0,47	10,23	0,50	154,99	2203,91	2,326	1x	0,94
PV047SB	PVEXIST	16,63	79,071	78,983	76,321	76,233	2,750	2,750	1,55	1,20	0,00529	0,47	9,92	0,47	10,70	0,50	152,43	2267,11	2,665	1x	0,84
PV044SB	PV045SB	66,66	82,007	81,800	80,807	80,600	1,200	1,200	0,60	0,60	0,00311	5,00	5,00	0,47	0,47	0,50	185,45	121,15	1,019	1x	0,26
PV045SB	PVEXIST	61,61	81,800	80,970	80,600	79,770	1,200	1,200	0,60	0,60	0,01347	1,09	6,09	0,47	0,94	0,50	176,74	230,93	2,066	1x	0,25

Lâmina Máxima (Y/D) = 0,85

Tempo de Retorno: 10 Anos

n Manning = 0,014

Foram verificados alguns trechos da rede dimensionada pela PMBV em que a galeria de águas pluviais possui cobertura menor do que o mínimo recomendado pela bibliografia, o qual é de 60 centímetros. Foram constatados seis trechos com cobertura de 40 centímetros e três com 30 centímetros, entretanto não foi verificado junto às especificações técnicas a previsão de reforço estrutural na galeria ou sob o pavimento para proteção da tubulação. Tendo em vista as restrições impostas pela topografia local, tais cobrimentos podem ter sido adotados tendo em vista a impossibilidade de aprofundar a rede e inviabilizar o lançamento no ponto de deságue.

Considerando que em alguns trechos houve o aumento no diâmetro dos condutos, assim como foi verificado que em PVs com mudança no diâmetro da tubulação não houve o alinhamento pela geratriz superior dos tubos, foi necessário alterar a declividade da rede projetada, de forma a atender as diretrizes adequadas de projeto. Sendo assim, buscando manter o recobrimento mínimo em 60 centímetros, o poço de visita com a maior profundidade passou de 4,42 metros na rede projetada pela PMBV para 5,30 metros. O único trecho que se manteve o cobertura abaixo de 60 cm se trata do ponto anterior ao deságue, o que é fator impeditivo para o aprofundamento da rede por se tratar da cota mínima.

Considerando que as vazões de projeto ficaram significativamente maiores do que o estipulado pela PMBV, o novo dimensionamento acarretou um aumento nos diâmetros adotados, sendo apresentada na Tabela 21 o quantitativo resumo de tubulações por diâmetro.

Tabela 21 - Quantitativo de tubulações - Dimensionamento PMBV e Autor

Diâmetro (mm)	PMBV	Autor
600	1.339,15	2.179,61
800	972,72	389,30
1000	596,73	368,31
1200	527,55	143,54
1500	855,67	2.115,31
Total =	4.291,82	5.196,07

A principal razão constatada pelo aumento expressivo na quantidade da tubulação de maior diâmetro se refere à divergência relativa à metodologia empregada, em que muitos trechos não foram considerados a área total de contribuição relacionadas aos trechos subsequentes anteriores. Em relação ao aumento no quantitativo de tubulações de menor diâmetro, pode se dever à diretrizes adotadas pelo projetista em relação ao diâmetro mínimo, tendo em vista que mesmo em trechos com vazões requeridas menores do que 100 L/s foram adotados diâmetros superiores à 600 mm.

Tendo em vista o aumento na quantidade de tubulações a serem empregadas, assim como o aprofundamento da rede em alguns trechos, acarretando maior quantidade de escavação, e conseqüentemente maior investimento, cabe destacar a viabilidade de serem efetuados estudos no sentido de aplicação de medidas não estruturais ou de controle na fonte, afim de reduzir ou retardar o deflúvio escoado para a rede.

Para verificação quanto à adequação do quantitativo de bocas de lobo com grelha adotadas no projeto, procedeu-se primeiramente ao cálculo da capacidade de engolimento da BL padrão utilizada PMBV na execução dos sistemas. Foi verificado *in loco* a dimensão das bocas de lobo que estão sendo executadas de acordo com os projetos consultados, sendo apresento na Figura 23 uma BL executada no Bairro João de Barro, referente ao projeto da Tomada de Preços 16/2021.

A medida da largura de abertura da BL é de 0,27 metros e o comprimento total da abertura é de 0,70 metros. Considerando uma altura máxima de lamina d'água de 12 cm e o fator de redução adotado em 50%, como citado em Porto Alegre (2005), a capacidade de engolimento de cada BL é dada por:

$$Q = 1,7 \cdot P_a \cdot y^{\frac{3}{2}} = 1,7 \cdot (0,27 \cdot 2 + 0,70) \cdot 0,10^{3/2} \cdot 0,50 \cdot 1000 = 43,81 \text{ L/s}$$

Figura 23 - Boca de Lobo com grelha executada no Bairro João de Barro



Autor: Próprio Autor.

Para verificação em relação ao quantitativo utilizado, foi considerada a vazão determinada pelo método racional, considerando a área de contribuição de cada trecho e intensidade de precipitação referente ao tempo de concentração de 5 minutos. A título de exemplo, no trecho entre o PV002ASM e PV003ASM a área de contribuição no trecho é de

0,63 hectares, considerando uma boca de lobo em cada lado da via, a vazão a que cada uma estará submetida é:

$$Q = \frac{2,78 \cdot C \cdot i \cdot A}{2} = \frac{2,78 \cdot 0,5 \cdot 185,45 \cdot 0,63}{2} = 81,20 \text{ L/s}$$

Tendo em vista que a vazão à que as bocas de lobo estão submetidas é superior a capacidade delas, seria necessário a utilização de 2 bocas de lobo em cada lado da via, ou ainda a utilização de bocas de lobo combinadas, aumentando ainda o comprimento destas. Dos 73 pontos com PVs com recebimento de contribuição de bocas de lobo, 53 apresentaram necessidade de complementação no quantitativo implantado ou na alteração do tipo de BL adotada.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A análise realizada quanto a probabilidade de ocorrência de chuvas intensas no município de Boa Vista/RR, através da definição de uma equação IDF que considera toda a série histórica de registros disponível para o pluviômetro 82024 (mantido pelo INMET), bem como uma referente apenas aos últimos 20 anos de dados deste pluviômetro, demonstram comparativamente que os últimos anos de registro vem apresentando a ocorrência de precipitações de maior intensidade com mais frequência.

Em relação aos impactos que os fenômenos ENOS proporcionam nos registros de chuvas intensas ao longo da série histórica, foi possível verificar que há um incremento na frequência média de dias com precipitações superiores a 50 mm quando da vigência de La Niña nos períodos, assim como um decréscimo nessa média quando da observação de El Niño, demonstrando que o efeito não é apenas observado na média total de precipitação anual, conforme estudos anteriores já pontuaram.

A observação de um incremento no quantitativo de precipitação total anual assim como a ocorrência de eventos extremos com mais frequência, pode ter como hipótese a relação com a questão das mudanças climáticas, a qual pode estar afetando o clima na localidade, tendo em vista que o aumento na temperatura global pode incrementar a evaporação e conseqüentemente a precipitação em determinadas localidades. Entretanto, há estudos que apontam para a redução nas médias anuais de precipitação para a região considerando as previsões futuras de longa duração. A manutenção e disposição de mais registros de precipitação, com a implantação de mais registradores na região, tem fundamental importância nos estudos presentes e futuros para a contínua verificação quanto aos aspectos das mudanças climáticas vem sendo observados.

Quanto à verificação do impacto relativo ao regime de precipitação atual sobre o sistema de drenagem urbana do município de Boa Vista/RR, a partir da aplicação da equação IDF em um projeto de microdrenagem elaborado pela PMBV, se verificou que em média as intensidades de precipitação adotadas estão subestimadas em 10,26%. Entretanto, tal fator isoladamente não foi determinante no sentido de alterar significativamente as vazões de projeto, mas sim uma série de diretrizes adotadas que não possuem respaldo na bibliografia, as quais acarretaram vazões subestimadas em até 1081%.

Outra problemática identificada nos projetos é a inviabilidade de readequar a rede de microdrenagem existente para se enquadrar tanto a nova equação da chuva, quanto as diretrizes de projeto condizentes com a bibliografia. Isso decorre das características do terreno aplainado, com pouco espaço para alteração das declividades e recobrimentos já executados, de modo que

existiria pouca margem para aproveitamento da rede existente. Dessa forma, sugere-se um investimento em estudo e implementação de medidas de controle na fonte em locais com alagamentos em regiões que possuem sistema de microdrenagem para minimizar os impactos.

Tendo em vista as características geomorfológicas do município, com a presença de lagos e lagos, aterrados ou não, com vastas áreas de planicidade, se verifica a importância de estudos quanto à ocupação de áreas impróprias para loteamento, que implicam na impossibilidade de execução de sistemas de drenagem nesta região. Neste sentido, o poder público tem o dever de mapear estas áreas e manter constante monitoramento afim de impedir a sua ocupação.

As situações apresentadas podem ser vistas como um dos fatores que acarretam em alagamentos em regiões já dotadas de sistemas de drenagem urbana, as quais associadas a falta de manutenção e limpeza dos componentes, assim como o crescimento populacional e consequente urbanização indicam a necessidade de um estudo amplo, com a participação da sociedade civil, devendo ser consolidado em um documento público como o Plano Diretor de Drenagem Urbana, o qual já é instituído em diversas cidades do Brasil. Tal documento poderá apresentar uma padronização nos critérios utilizados pelos projetistas locais, assim como prever a adoção de medidas de controle na fonte para atenuar os problemas citados.

Com o alto investimento em sistemas de drenagem que vem sendo realizados no município, mesmo que os projetos elaborados sigam todas as diretrizes adequadas de dimensionamento, os problemas de alagamento ainda serão recorrentes se não houver investimento em mesma proporção na manutenção dos componentes empregados no manejo de águas pluviais, devendo ser associados à programas de educação ambiental junto à população, afim de esclarecer e conscientizar sobre o entupimento de galerias e bocas de lobo, assim como sobre o próprio escoamento das águas de chuva.

Por fim, a apresentação da carta disposta no APENDICE C, a qual visa estimular a utilização da equação IDF definida para a localidade pela sociedade, possui fundamental importância no âmbito dos objetivos do programa de pós-graduação em Gestão e Regulação de Recursos Hídricos, considerando sua variada aplicabilidade no contexto da gestão integrada dos recursos hídricos, além de possibilitar uma redução nas incertezas inerentes aos processos de planejamento de drenagens pluviais. Ainda, as recomendações apresentadas poderão atenuar a problemática referente a alagamentos urbanos no município quando da elaboração de projetos de microdrenagem, melhorando o manejo das águas pluviais e diminuindo os impactos para a população.

Como sugestão de trabalhos futuros se tem a realização de estudos quanto à equações de chuvas intensas para a região considerando as previsões futuras de impactos das mudanças climáticas. Outro ponto seria o estudo quanto aos coeficientes de desagregação de chuva diária específicos para a região, quando da disponibilidade de dados de precipitação para menores durações provenientes de pluviógrafos, com um número adequado de registros sem falhas.

REFERÊNCIAS

- ABREU, M. C. et. al. Critérios para escolha de distribuições de probabilidades em estudos de eventos extremos de precipitação. **Revista Brasileira de Meteorologia**, v. 33, p. 601-613, 2018.
- ARAÚJO JÚNIOR, A. C. R.; TAVARES JÚNIOR, S. S. Expansão Urbana E Fatores De Risco à Inundação em Boa Vista-RR. **Raega-O Espaço Geográfico em Análise**, v. 44, p. 139-153, 2018.
- ARAÚJO JÚNIOR, A. C. R. Uso do solo e risco à inundação na cidade de Boa Vista-RR. 140 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós- Graduação em Recursos Naturais, Universidade Federal de Roraima, Boa Vista, RR, 2016.
- ARAÚJO JÚNIOR, A. C. R. **Risco à inundação em Boa Vista (RR)–Amazônia Setentrional–Brasil**. 209 f. Tese (Doutorado em Geografia) – Programa de Pós-graduação em Geografia, Universidade Federal Fluminense, Niterói, RJ, 2020.
- AZEVEDO, N. J. M.; FERNANDEZ, M. F. **Manual de Hidráulica**. 9. ed. São Paulo: Edgard Blücher, 2015. 632 p.
- BACK, Á. J.; BONFANTE, F. M.. Evaluation of generalized extreme value and Gumbel distributions for estimating maximum daily rainfall. **Revista Brasileira de Ciências Ambientais (Online)**, v. 56, n. 4, p. 654-664, 2021.
- BACK, Á. J.; CADORIN, S. B. Heavy rain equations for Brazil. **International Journal of Development Research**, v. 11, n. 1, p. 43332-43337, jan. 2021.
- BACK, Á. J.; CADORIN, S. B. Chuvas extremas e equações intensidade-duração-frequência para o estado do Acre. **Revista Brasileira de Ciências Ambientais**, v. 55, n. 2, p. 159-170, 2020a.
- BACK, Álvaro José; CADORIN, Sabrina Baesso. Chuvas Máximas Diárias e Equações Intensidade-Duração-Frequência para o Estado do Amapá, Brasil. **Revista Brasileira de Climatologia**, v. 26, 2020b.
- BOA VISTA. Lei ordinária nº 244, de 06 de setembro de 1991. Dispõe sobre a promoção do desenvolvimento urbano, zoneamento uso e ocupação do solo e dá outras providências. Boa Vista, RR, 06 set. 1991.
- BOA VISTA. Lei complementar nº 924, de 28 de novembro de 2006. Dispõe sobre o plano diretor estratégico e participativo de boa vista e dá outras providências. Diário Oficial do Município de Boa Vista, Boa Vista, RR, 30 nov. 2006a.
- BOA VISTAb. Lei complementar nº 926, de 29 de novembro de 2006. Dispõe sobre o uso e ocupação do solo urbano do município de Boa Vista e dá outras providências. Diário Oficial do Município de Boa Vista, Boa Vista, RR, 30 nov. 2006b.

BRASIL. Lei nº. 10.257, de 10 de julho de 2001. Regulamenta os arts. 182 e 183 da Constituição Federal, estabelece diretrizes gerais da política urbana e dá outras providências. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil/leis/LEIS_2001/L10257.htm>

BRASIL. Lei nº. 11.445, de 05 de janeiro de 2007. Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico; altera as Leis nos 6.766, de 19 de dezembro de 1979, 8.036, de 11 de maio de 1990, 8.666, de 21 de junho de 1993, 8.987, de 13 de fevereiro de 1995; revoga a Lei no 6.528, de 11 de maio de 1978; e dá outras providências. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_Ato2007-2010/2007/Lei/L11445.htm>

BRÊDA, J. P. L. F. et al. Climate change impacts on South American water balance from a continental-scale hydrological model driven by CMIP5 projections. **Climatic Change**, v. 159, n. 4, p. 503-522, 2020.

CARDOSO, C. O. et al. Generation of intensity duration frequency curves and intensity temporal variability pattern of intense rainfall for Lages/SC. **Brazilian Archives of Biology and Technology**, v. 57, p. 274-283, 2014.

CARVALHO, T. M., MAIA, R. P., SANDER, C. Inserção do Rio Branco nas Áreas Úmidas da Amazônia, Estado de Roraima, Amazônia Setentrional. **Ciência Geográfica**, v. 25, n. 2, p. 657-681, 2021.

CARVALHO, R. G. Obtenção da curva intensidade-Duração-Frequência (IDF) de chuvas intensas para a bacia hidrográfica do igarapé Murupu, Boa Vista-RR. 131 f. Dissertação (Mestrado em Recursos Naturais) - Programa de Pós-Graduação em Recursos Naturais, Universidade Federal de Roraima, Boa Vista, 2007.

CARVALHO, T.; CARVALHO, C.; MORAIS, R. Fisiografia da paisagem e aspectos biogeomorfológicos do lavrado, Roraima, Brasil. **Revista Brasileira de Geomorfologia**, v.17, p.94 – 107. 2016.

CEA, L.; FRAGA, I. Incorporating antecedent moisture conditions and intraevent variability of rainfall on flood frequency analysis in poorly gauged basins. **Water Resources Research**, v. 54, n. 11, p. 8774-8791, 2018.

Centro pelo Direito à Moradia contra Despejos (COHRE). Conflitos Urbano-Ambientais em Capitais Amazônicas: Boa Vista, Belém, Macapá e Manaus. Impressão: Gráfica Calábria. Apoio: Embaixada da Holanda no Brasil. 2006. 93 p.

CEPED-UFSC. Atlas brasileiro de desastres naturais:1991 a 2012. Volume Roraima. Centro Universitário de Estudos e Pesquisas sobre Desastres. 2. ed. Revisada e ampliada. Florianópolis: CEPED UFSC. 2013. 88 p.

CHANG, M. M.; PINHEIRO, H. D.; LOPES, D. D. Simulação do escoamento superficial de uma área pré e pós urbanização. **Revista Ciência e Natura**, v. 37, n. 4, p. 198-209, 2015.

CLIMATE PREDICTION CENTER. Disponível em <https://origin.cpc.ncep.noaa.gov/products/analysis_monitoring/ensostuff/ONI_v5.php>. Acesso Fev. 2023.

COELHO, C. A. S. et al. Climate diagnostics of three major drought events in the Amazon and illustrations of their seasonal precipitation predictions. **Meteorological Applications**, v. 19, n. 2, p. 237-255, 2012.

COLLISCHONN, W.; DORNELLES, F. **Hidrologia para engenharia e ciências ambientais**. 2 Ed. Porto Alegre: ABRH, 2015. 336p.

CRUZ, J. da S. et al. Equações de Chuvas Intensas com dados CPC Morphing Technique (CMORPH) para o Município de Altamira - PA. **IRRIGA**, [S. l.], v. 24, n. 1, p. 192–207, 2019

CURITIBA. Plano Diretor de Drenagem para a Bacia do Rio Iguaçu na Região Metropolitana de Curitiba: Manual de Drenagem Urbana. Governo do Estado do Paraná. 2002. 150 p.

DAMÉ, R. D. C.; TEIXEIRA, C. F.; TERRA, V. S. Comparação de diferentes metodologias para estimativa de curvas intensidade-duração-frequência para Pelotas-RS. **Engenharia Agrícola**, v. 28, n. 2, p. 245-255. 2008.

DETZEL, D.H.M.; MINE, M.R.M. Modelagem de quantidades precipitadas em escala diária: uma análise comparativa. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v.16, n.2, p.101-110, 2011.

DIAS, E. C.; PENNER, G. C. Contabilização de equações de Intensidade-Duração-Frequência disponíveis no Brasil. **Anuário do Instituto de Geociências**, v. 42, n. 1, p. 209-216, 2019.

DNIT - Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Manual de drenagem de Rodovias. 2. Ed. Rio de Janeiro: **Instituto de Pesquisas Rodoviárias**. 2006. 333p.

FERREIRA, T. R.; BEIJO, L. A.; AVELAR, F.G. Avaliação de distribuições de probabilidades no estudo de precipitação pluvial máxima de cidades de Minas Gerais. **Revista Brasileira de Climatologia**, Dourados, v. 29, 2022.

G1. Roraima registra piores enchentes dos últimos 35 anos. **g1.globo**, 6 jun. 2011. Disponível em: <<https://g1.globo.com/brasil/noticia/2011/06/roraima-registra-piores-enchentes-dos-ultimos-35-anos.html>>. Acesso em: 20 abr. 2022.

GUMBEL, E. J. **Statistics of Extremes**. New York: Columbia University Press, 1958. 357p

IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística). Panorama Brasil/Estado de Roraima/Boa Vista. 2021. Disponível em: <https://cidades.ibge.gov.br/brasil/rr/boa-vista/panorama>. Acesso em: 24 jan. 2022.

IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística). Sinopse do Censo demográfico 2010. Rio de Janeiro, RJ, 2011. 265 p.

IPCC. Summary for Policymakers In: Climate Change 2022: Impacts, Adaptation and Vulnerability. Contribution of Working Group II to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change, pp. 3–33, 2022.

MENEZES, M. E. N. S.; COSTA, J. A. V. Urbanização do setor sudoeste de Boa Vista-RR e

implicações ambientais na microbacia igarapé Grande-Paca. **Revista Acta Geográfica**, v. 1, n. 1, p. 67-81, 2009.

MENEZES FILHO, F. C. M.; COSTA, A. R. Sistemática de cálculo para o dimensionamento de galerias de águas pluviais: uma abordagem alternativa. **Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, v. 1, n. 4, p. 12-22, 2012.

MINISTÉRIO DAS CIDADES / IPT. Mapeamento de riscos em encostas e margens de rios. Brasília: Ministério das Cidades; Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, 2007. 176 p.

MORAIS, R. P.; CARVALHO, T. M. Aspectos dinâmicos da paisagem do lavrado, nordeste de Roraima. **Geosciences= Geociências**, v. 34, n.1, p. 55-68, 2014.

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

NATAL (Rio Grande do Norte). Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais. Manual de Drenagem. Prefeitura Municipal de Natal. 2009. 256 p.

NOBRE, C. A.; SAMPAIO, G.; SALAZAR, L. Mudanças climáticas e Amazônia. **Ciência e Cultura**, v. 59, n. 3, p. 22-27, 2007.

PORTO ALEGRE (Rio Grande do Sul). Plano Diretor de Drenagem Urbana. Manual de Drenagem Urbana. Volume VI. Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 159p, 2005.

PMBV - PREFEITURA MUNICIPAL DE BOA VISTA. Concorrência Pública 09/2020 - Contratação de Empresa(s) Especializada(s) em Obras e Serviços de Engenharia, para Execução dos Serviços de Terraplenagem, Pavimentação, Drenagem e Urbanização na Cidade de Boa Vista-RR. <https://transparencia.boavista.rr.gov.br/licitacoes/575> . Acesso em: 12 maio 2022.

PREFEITURA MUNICIPAL DE BOA VISTA. Observatório de Boa Vista: Total de atendimentos realizados pela Defesa Civil Municipal de Boa Vista. 2022. Disponível em: https://observatorio.prefeitura.boavista.br/indicadores/total-de-atendimentos-realizados-pela-defesa-civil-municipal-de-boa-vista?from_theme=ordenamento-urbano&filters=685,2,1293;684,1,1292;684,2,1292;684,3,1292;684,4,1292;684,5,1292;684,6,1292;683,1,1291. Acesso em: 02 janeiro 2023.

PREFEITURA MUNICIPAL DE BOA VISTA. 90% dos investimentos em drenagem atenderam bairros da zona Oeste, 2020. Disponível em: <https://boavista.rr.gov.br/noticias/2020/08/90-dos-investimentos-em-drenagem-atenderam-bairros-da-zona-oeste>. Acesso em: 02 janeiro 2023.

PMBV - PREFEITURA MUNICIPAL DE BOA VISTA. Patrulha da Chuva: Cronograma de limpeza da cidade segue intenso em todo o mês de abril, 2021. Disponível em: <https://boavista.rr.gov.br/noticias/2021/4/patrulha-da-chuva-cronograma-de-limpeza-da-cidade-segue-intenso-em-todo-o-mes-de-abril>. Acesso em: 02 janeiro 2023.

SAATÇI, A. Velocity and depth of flow calculations in partially filled pipes. **ASCE Journal of Environmental Engineering**, vol. 116, n. 6, p.1202-1208, nov/dec. 1990.

SANDER, C. et al. Cheias do Rio Branco e eventos de inundação na cidade de Boa Vista, Roraima). **Acta Geografica**, v. 6, n. 12, p. 41-57, 2012a.

SANDER, C., et al. Intervenções Antrópicas em Canais Fluviais em Áreas Urbanizadas: Rede de Drenagem do Igarapé Caraná, Boa Vista-RR. **Acta Geográfica**, v. 6, n.12, p. 59-84, mai./ago. 2012b.

SÃO PAULO. Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: aspectos tecnológicos; diretrizes para projetos. São Paulo: SMDU, 2012.

SÃO PAULO. Drenagem Urbana: Manual de projeto. 2 Ed. São Paulo: **DAEE/CETESB**, 1980.

SILVA, B. M. et al. Chuvas intensas em localidades do Estado de Pernambuco. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 17, n. 3, p. 135-147, 2012.

SILVA, F. O. E.; PALÁCIO JÚNIOR, F. F. R.; CAMPOS, J.N. B. Equação de chuvas para Fortaleza-CE com dados do pluviógrafo da UFC. **Revista DAE**, São Paulo, v. 192, p. 48-59, mai./ago. 2013.

SILVA, D. A., SANDER, C., JÚNIOR, A. C. R. A., & WANKLER, F. L. Análise dos ciclos de precipitação na região de Boa Vista-RR nos anos de 1910 a 2014. **Revista Geográfica Acadêmica**, v. 9, n. 2, p. 34-49, 2015.

SOUZA, V. A. S., et al. Determining IDF Equations for the State of Rondônia (Determinação de Equações IDF para o Estado de Rondônia). **Revista Brasileira de Climatologia**, v. 18, jan./jun. 2016.

SOUZA, V. A. S. et al. Extreme rainfall events in Amazonia: The Madeira river basin. **Remote Sensing Applications: Society and Environment**, v. 18, p. 100316, 2020.

SOUZA, C., REBOITA, M. S. Ferramenta para o Monitoramento dos Padrões de Teleconexão na América do Sul. *Terræ Didática*, 17 (Publ. Contínua), 1-13, e021009, 2021.

TASCA, F. A., POMPÊO, C. A., & FINOTTI, A. R. Evolução da Gestão da Drenagem Urbana na Bacia Hidrográfica do Rio Itajaí-Açu. **Revista de Gestão Ambiental e Sustentabilidade**, v. 7, n. 2, p. 264-283, 2018.

TISCHER, L. P. **Equações de Chuvas Intensas no Estado de Roraima**. 2015. 76 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil), Universidade Federal de Roraima, Boa Vista, 2015.

TOMINAGA, L. K., SANTORO, J., AMARAL, R. Desastres naturais: Conhecer para prevenir. São Paulo: **Ed. Instituto Geológico**. 2009. 196 p.

TUCCI, C. E. M. Plano diretor de drenagem urbana: princípios e concepção. **RBRH: Revista Brasileira de Recursos Hídricos**. Porto Alegre, RS. vol. 2, n. 2 (jul./dez. 1997), p. 5-12, 1997.

TUCCI, C. E. M; BERTONI, J. C. Inundações urbanas na América do Sul. Ed. dos Autores. Associação Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, 2003. 471 p.

TUCCI, C. E. M., SILVEIRA, A. L. L. **Hidrologia: ciência e aplicação**. 4. ed. Porto Alegre: UFRGS/ABRH, 2014. 943 p.

VERAS, A. T. R. A produção do espaço urbano de Boa Vista-Roraima. 235 f. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Geografia Humana, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 2009.

VILLELA, S. M., MATTOS, A. **Hidrologia Aplicada**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1975. 245p.

WILLMOTT, C. J. On the validation of models. **Physical Geography**, v.2, p.184-194, 1981.

World Meteorological Organization. Calculation of Monthly and Annual 30-year Standard Normals. **WMO Technical Documents** No. 341. Geneva, 13p, 1989.

ZUFFO, A. C. Equações de chuvas são eternas? In: Congresso Latino-americano de Hidráulica, XXI, São Pedro, 2004. **Anais...** São Pedro: [s.n.], 2004.

APENDICE A Precipitações totais mensais (mm) e quantidade de dias faltantes de dados-
Estação Boa Vista 82024 (INMET)

continua

	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Total
1961	21,1 (1)	0,3 (0)	1,9 (0)	0,2 (0)	43,3 (0)	493,7 (0)	361,4 (0)	205,6 (0)	145,3 (0)	34,7 (0)	59,2 (0)	16,2 (0)	1382,9 (1)
1962	0,0 (0)	0,0 (0)	- (31)	- (30)	- (31)	- (30)	- (31)	- (31)	- (30)	- (31)	- (30)	- (31)	0,0 (306)
1963	- (31)	- (28)	- (31)	- (30)	- (31)	- (30)	- (31)	- (31)	- (30)	- (31)	- (30)	- (31)	0,0 (365)
1964	- (31)	- (29)	- (31)	- (30)	- (31)	- (30)	- (31)	- (31)	- (30)	- (31)	- (30)	- (31)	0,0 (366)
1965	- (31)	- (28)	- (31)	- (30)	- (31)	- (30)	- (31)	- (31)	- (30)	- (31)	- (30)	- (31)	0,0 (365)
1966	- (31)	- (28)	- (31)	- (30)	- (31)	- (30)	- (31)	- (31)	- (30)	- (31)	- (30)	- (31)	0,0 (365)
1967	- (31)	- (28)	- (31)	- (30)	- (31)	- (30)	- (31)	- (31)	- (30)	- (31)	- (30)	- (31)	0,0 (365)
1968	- (31)	- (29)	- (31)	- (30)	- (31)	- (30)	- (31)	- (31)	- (30)	- (31)	- (30)	- (31)	0,0 (366)
1969	- (31)	- (28)	- (31)	- (30)	- (31)	- (30)	- (31)	- (31)	- (30)	- (31)	- (30)	- (31)	0,0 (365)
1970	0,0 (21)	21,1 (0)	56,0 (0)	79,2 (0)	354,1 (0)	231,8 (0)	338,0 (0)	- (31)	- (30)	- (31)	- (30)	- (31)	1080,2 (174)
1971	- (31)	- (28)	- (31)	- (30)	- (31)	- (30)	- (31)	- (31)	0,0 (4)	- (31)	- (30)	- (31)	0,0 (339)
1972	1,2 (1)	14,0 (0)	23,9 (0)	17,2 (0)	20,0 (0)	24,0 (0)	16,8 (0)	9,1 (0)	12,3 (0)	14,0 (0)	- (30)	- (31)	152,5 (62)
1973	0,0 (0)	0,0 (1)	0,0 (8)	9,8 (0)	61,9 (0)	24,2 (0)	- (31)	- (31)	108,8 (0)	212,2 (0)	3,0 (0)	117,4 (0)	537,3 (71)
1974	52,9 (0)	6,1 (0)	76,8 (0)	112,8 (0)	33,4 (0)	143,8 (1)	479,4 (0)	407,8 (0)	245,0 (0)	47,3 (0)	143,8 (0)	11,6 (0)	1760,7 (1)
1975	15,1 (0)	0,1 (0)	8,7 (0)	2,6 (0)	220,2 (0)	248,7 (0)	169,3 (0)	316,6 (0)	100,6 (0)	17,3 (0)	33,6 (0)	107,6 (0)	1240,4 (0)
1976	32,2 (0)	30,2 (0)	69,6 (0)	459,6 (0)	305,4 (0)	495,7 (0)	431,1 (0)	111,5 (0)	39,6 (0)	115,9 (2)	16,4 (0)	27,0 (0)	2134,2 (2)
1977	0,0 (0)	39,2 (0)	12,5 (0)	136,5 (0)	416,8 (0)	376,9 (0)	268,3 (0)	154,6 (0)	63,2 (0)	82,9 (0)	0,9 (0)	78,6 (0)	1630,4 (0)
1978	2,7 (0)	16,1 (0)	10,2 (0)	239,2 (0)	189,9 (0)	269,8 (0)	177,8 (0)	337,6 (0)	34,6 (0)	44,6 (0)	35,0 (0)	12,0 (0)	1369,5 (0)
1979	0,0 (0)	0,0 (5)	0,0 (1)	0,0 (7)	0,0 (10)	0,0 (10)	0,0 (7)	0,0 (20)	0,0 (14)	0,0 (20)	0,0 (16)	0,0 (19)	0,0 (129)
1980	3,0 (0)	1,2 (0)	24,7 (0)	0,0 (30)	408,5 (0)	460,5 (0)	392,4 (0)	209,6 (0)	70,9 (0)	124,5 (0)	59,0 (0)	65,6 (0)	1819,9 (30)
1981	0,0 (31)	32,4 (0)	10,3 (0)	136,7 (0)	240,1 (0)	409,3 (0)	325,6 (0)	258,9 (0)	182,0 (0)	80,9 (0)	39,8 (0)	36,0 (0)	1752,0 (31)
1982	13,7 (0)	38,6 (0)	16,6 (0)	129,8 (1)	321,4 (1)	187,9 (0)	179,3 (0)	86,6 (0)	0,6 (0)	63,8 (0)	0,8 (0)	34,8 (0)	1073,9 (2)
1983	6,8 (0)	34,8 (0)	11,1 (0)	287,6 (1)	163,4 (0)	230,8 (0)	31,4 (0)	123,8 (0)	35,8 (0)	59,0 (0)	45,6 (0)	31,8 (0)	1061,9 (1)
1984	94,2 (0)	4,8 (0)	11,1 (0)	60,0 (0)	425,8 (0)	430,0 (0)	379,4 (0)	266,3 (0)	208,1 (0)	134,7 (0)	94,9 (0)	23,9 (0)	2133,2 (0)
1985	17,3 (0)	0,0 (3)	14,2 (0)	95,6 (0)	221,2 (0)	338,4 (0)	277,7 (0)	251,7 (2)	162,5 (1)	40,7 (1)	160,2 (0)	45,3 (0)	1624,8 (7)
1986	21,0 (0)	47,3 (1)	71,6 (1)	11,8 (0)	191,4 (0)	471,9 (0)	269,6 (0)	86,0 (0)	65,2 (1)	35,0 (0)	70,4 (0)	12,4 (0)	1353,6 (3)
1987	33,2 (0)	0,3 (0)	109,0 (0)	- (30)	243,2 (0)	342,7 (0)	198,3 (2)	48,8 (0)	109,2 (0)	17,0 (0)	74,4 (0)	- (31)	1176,1 (63)
1988	55,2 (0)	17,0 (0)	0,0 (0)	7,9 (0)	219,5 (1)	219,0 (0)	304,2 (0)	- (31)	- (30)	0,0 (6)	53,2 (0)	- (31)	876,0 (99)

APENDICE A - Precipitações totais mensais (mm) e quantidade de dias faltantes de dados-
Estação Boa Vista 82024 (INMET)

continuação

	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Total
1989	13,4 (0)	11,2 (0)	27,0 (0)	6,4 (0)	305,6 (0)	325,0 (0)	245,2 (0)	- (31)	- (30)	0,0 (31)	74,4 (0)	- (31)	1008,2 (123)
1990	- (31)	- (28)	51,2 (4)	301,4 (0)	- (31)	- (20)	- (31)	- (31)	- (30)	- (31)	- (30)	- (31)	352,6 (298)
1991	- (31)	- (28)	- (31)	- (30)	- (31)	- (30)	- (31)	- (31)	- (30)	- (31)	- (30)	- (31)	0,0 (365)
1992	0,0 (31)	0,0 (29)	0,0 (31)	0,0 (30)	0,0 (31)	175,4 (2)	202,3 (1)	153,2 (0)	5,6 (2)	8,3 (0)	83,2 (0)	6,9 (0)	634,9 (157)
1993	30,3 (0)	22,3 (0)	68,9 (0)	157,9 (0)	366,0 (0)	339,5 (0)	139,4 (0)	0,0 (30)	0,0 (30)	105,7 (6)	210,4 (16)	21,8 (0)	1462,2 (82)
1994	0,0 (0)	6,4 (0)	73,1 (0)	94,0 (0)	221,4 (0)	191,0 (0)	297,1 (0)	211,6 (0)	164,2 (0)	259,4 (0)	51,5 (0)	13,2 (0)	1582,9 (0)
1995	7,4 (0)	3,0 (0)	79,0 (0)	102,9 (0)	279,6 (0)	322,0 (0)	390,9 (0)	139,7 (0)	0,0 (29)	0,0 (31)	0,0 (30)	0,0 (31)	1324,5 (121)
1996	57,5 (0)	38,7 (0)	3,2 (0)	57,6 (0)	442,6 (0)	638,2 (0)	324,5 (0)	227,7 (0)	94,9 (0)	23,0 (0)	30,7 (0)	19,3 (0)	1957,9 (0)
1997	86,7 (0)	83,7 (0)	5,2 (0)	89,8 (0)	223,8 (0)	206,1 (0)	231,5 (1)	211,5 (0)	0,4 (0)	0,0 (1)	9,4 (0)	10,7 (0)	1158,8 (2)
1998	0,1 (0)	10,0 (0)	0,0 (0)	215,1 (0)	377,4 (0)	569,8 (0)	377,6 (0)	233,1 (0)	94,7 (0)	22,6 (0)	55,4 (0)	231,7 (0)	2187,5 (0)
1999	20,3 (0)	165,0 (0)	23,8 (0)	230,9 (0)	245,4 (0)	300,3 (0)	243,8 (0)	326,6 (0)	225,3 (0)	130,9 (0)	46,8 (0)	92,0 (0)	2051,1 (0)
2000	45,4 (0)	76,4 (0)	71,0 (0)	302,4 (0)	415,3 (0)	311,8 (0)	220,1 (0)	187,5 (0)	76,8 (0)	70,1 (0)	107,5 (0)	49,2 (0)	1933,5 (0)
2001	0,0 (0)	0,7 (0)	3,7 (0)	54,6 (0)	248,6 (0)	214,7 (0)	167,0 (0)	329,1 (0)	116,1 (0)	63,7 (0)	43,5 (0)	83,6 (0)	1325,3 (0)
2002	3,5 (0)	2,5 (0)	27,5 (0)	186,4 (0)	311,5 (0)	522,2 (0)	261,5 (0)	183,1 (0)	45,7 (0)	0,4 (1)	29,7 (0)	41,5 (0)	1615,5 (1)
2003	0,8 (1)	6,0 (0)	9,2 (0)	128,7 (0)	357,3 (0)	240,4 (0)	370,4 (0)	211,7 (0)	170,1 (0)	60,5 (0)	29,4 (0)	21,5 (0)	1606,0 (1)
2004	8,3 (0)	9,9 (1)	48,3 (0)	182,6 (0)	565,4 (0)	264,7 (0)	293,9 (0)	181,2 (2)	194,2 (0)	107,4 (0)	2,6 (0)	2,2 (0)	1860,7 (3)
2005	47,2 (0)	60,9 (0)	24,8 (0)	378,3 (0)	295,8 (0)	379,9 (0)	339,1 (0)	363,5 (0)	94,0 (0)	72,5 (4)	40,1 (0)	44,7 (0)	2140,8 (4)
2006	209,6 (0)	15,1 (0)	15,8 (0)	237,8 (0)	640,2 (0)	643,7 (0)	391,6 (0)	178,8 (0)	72,6 (0)	18,4 (1)	56,0 (0)	13,1 (0)	2492,7 (1)
2007	2,6 (0)	1,8 (0)	96,7 (0)	123,0 (0)	447,9 (0)	433,8 (0)	344,1 (0)	331,4 (0)	89,0 (0)	135,8 (0)	11,2 (3)	95,4 (1)	2112,7 (4)
2008	44,5 (0)	31,0 (0)	66,8 (0)	57,8 (0)	378,2 (0)	240,5 (0)	451,8 (0)	103,8 (0)	136,2 (0)	100,3 (0)	162,4 (0)	290,4 (0)	2063,7 (0)
2009	99,8 (0)	32,0 (0)	48,7 (0)	85,2 (0)	5,5 (4)	394,3 (0)	318,2 (0)	85,4 (0)	10,2 (0)	55,0 (0)	22,2 (0)	69,6 (2)	1226,1 (6)
2010	18,8 (0)	69,4 (0)	39,2 (0)	258,7 (0)	433,4 (0)	259,5 (0)	292,0 (0)	231,8 (0)	120,0 (0)	48,2 (0)	125,7 (0)	127,1 (0)	2023,8 (0)
2011	25,4 (0)	55,4 (0)	143,9 (0)	15,7 (0)	667,5 (0)	398,9 (1)	348,4 (0)	303,2 (0)	62,7 (0)	86,4 (0)	97,6 (0)	33,7 (0)	2238,8 (1)
2012	33,6 (0)	16,8 (0)	46,6 (0)	246,9 (0)	303,7 (0)	105,4 (0)	342,8 (0)	308,6 (0)	59,9 (0)	35,6 (0)	13,8 (0)	46,2 (0)	1559,9 (0)
2013	0,0 (0)	78,4 (0)	13,8 (0)	168,6 (0)	314,0 (0)	216,4 (0)	253,7 (0)	312,7 (0)	74,2 (0)	90,1 (0)	251,0 (0)	77,8 (0)	1850,7 (0)
2014	3,8 (0)	19,2 (0)	22,0 (0)	72,3 (0)	79,0 (0)	357,3 (0)	215,6 (1)	195,1 (0)	22,5 (0)	121,8 (0)	114,7 (0)	30,3 (1)	1253,6 (2)
2015	6,9 (1)	1,0 (0)	7,7 (0)	56,1 (0)	335,2 (0)	248,0 (4)	301,5 (0)	263,7 (0)	15,7 (1)	44,4 (1)	19,0 (0)	13,5 (1)	1312,7 (8)
2016	0,0 (1)	28,5 (0)	0,4 (1)	155,5 (20)	350,4 (1)	352,8 (0)	322,8 (1)	106,7 (0)	143,0 (0)	78,9 (1)	47,9 (0)	110,3 (0)	1697,2 (25)

APENDICE A - Precipitações totais mensais (mm) e quantidade de dias faltantes de dados-
Estação Boa Vista 82024 (INMET)

	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Total
2017	20,2 (0)	1,4 (19)	119,4 (4)	129,0 (0)	361,2 (0)	243,5 (1)	330,6 (0)	78,0 (0)	104,7 (0)	5,6 (0)	1,1 (2)	12,0 (9)	1406,7 (35)
2018	0,0 (31)	0,0 (19)	31,6 (0)	161,6 (0)	343,3 (0)	375,6 (0)	413,4 (0)	108,4 (0)	278,9 (0)	35,4 (0)	41,6 (0)	6,0 (0)	1795,8 (50)
2019	8,6 (0)	0,2 (0)	4,2 (0)	6,6 (0)	416,5 (0)	437,0 (0)	392,4 (0)	392,3 (0)	128,3 (0)	57,9 (0)	211,4 (0)	37,2 (0)	2092,6 (0)
2020	5,2 (0)	3,4 (0)	2,4 (0)	154,2 (0)	298,7 (0)	351,4 (0)	356,5 (0)	220,8 (0)	48,7 (0)	78,8 (0)	175,0 (1)	42,4 (0)	1737,5 (1)
2021	172,4 (0)	24,8 (0)	132,0 (0)	451,2 (0)	299,1 (0)	292,3 (0)	356,7 (0)	199,6 (0)	68,6 (0)	99,0 (0)	28,7 (0)	64,7 (0)	2189,1 (0)
2022	3,2 (0)	52,4 (2)	177,8 (0)	159,1 (0)	448,6 (6)	259,2 (0)	313,8 (3)	233,2 (0)	119,1 (0)	138,8 (0)	268,7 (0)	74,2 (1)	2248,1 (12)

conclusão

APENDICE B Regressão linear pelo método dos mínimos quadrados para determinação dos parâmetros C e d da equação IDF (série histórica completa)

Tabela 22 - Regressão linear pelo método dos mínimos quadrados referente ao período de retorno de 5 anos – Definição dos parâmetros “C” e “d” da equação IDF

t (min)	i mm/h	y_i log i	$(y_i - \bar{y})^2$	$t+11,63$ (min)	x_i log(t+c)	$x_i \cdot y_i$	x_i^2	\hat{y}_i	$(\hat{y}_i - \bar{y})^2$
1440	5,34	0,728	0,682	1451,63	3,162	2,302	9,997	0,735	0,670
720	9,09	0,958	0,354	731,63	2,864	2,745	8,204	0,960	0,352
600	10,52	1,022	0,283	611,63	2,786	2,848	7,765	1,019	0,286
480	12,51	1,097	0,208	491,63	2,692	2,953	7,245	1,091	0,214
360	15,39	1,187	0,134	371,63	2,570	3,052	6,605	1,183	0,138
240	20,20	1,305	0,062	251,63	2,401	3,134	5,764	1,311	0,059
120	33,35	1,523	0,001	131,63	2,119	3,228	4,492	1,524	0,001
60	53,88	1,731	0,032	71,63	1,855	3,212	3,441	1,723	0,029
30	79,74	1,902	0,121	41,63	1,619	3,080	2,622	1,902	0,121
25	87,07	1,940	0,149	36,63	1,564	3,034	2,446	1,944	0,152
20	96,88	1,986	0,187	31,63	1,500	2,980	2,250	1,992	0,192
15	111,63	2,048	0,244	26,63	1,425	2,919	2,032	2,049	0,245
10	129,18	2,111	0,311	21,63	1,335	2,819	1,782	2,117	0,317
5	162,67	2,211	0,433	16,63	1,221	2,700	1,491	2,203	0,422
		$\Sigma =$	21,751	3,2005		29,114	41,003	66,136	3,2001
		$\bar{y} =$	1,553634	n = 14		a = log(C) =	3,127033	$C_{T=5} =$	1339,778
		$R^2 =$	0,999886458			b = -d =	-0,75659	$d_{T=5} =$	0,757

Tabela 23 - Regressão linear pelo método dos mínimos quadrados referente ao período de retorno de 10 anos – Definição dos parâmetros “C” e “d” da equação IDF

t (min)	i mm/h	y_i log i	$(y_i - \bar{y})^2$	$t+11,63$ (min)	x_i log(t+c)	$x_i \cdot y_i$	x_i^2	\hat{y}_i	$(\hat{y}_i - \bar{y})^2$
1440	6,05	0,782	0,682	1451,63	3,162	2,472	9,997	0,789	0,670
720	10,29	1,012	0,354	731,63	2,864	2,899	8,204	1,014	0,352
600	11,91	1,076	0,283	611,63	2,786	2,998	7,765	1,073	0,286
480	14,16	1,151	0,208	491,63	2,692	3,098	7,245	1,144	0,214
360	17,43	1,241	0,134	371,63	2,570	3,190	6,605	1,236	0,138
240	22,87	1,359	0,062	251,63	2,401	3,263	5,764	1,365	0,059
120	37,76	1,577	0,001	131,63	2,119	3,342	4,492	1,577	0,001
60	60,99	1,785	0,032	71,63	1,855	3,312	3,441	1,777	0,029
30	90,27	1,956	0,121	41,63	1,619	3,167	2,622	1,956	0,121
25	98,57	1,994	0,149	36,63	1,564	3,118	2,446	1,998	0,152
20	109,68	2,040	0,187	31,63	1,500	3,060	2,250	2,046	0,192
15	126,37	2,102	0,244	26,63	1,425	2,996	2,032	2,102	0,245
10	146,23	2,165	0,311	21,63	1,335	2,890	1,782	2,171	0,317
5	184,15	2,265	0,433	16,63	1,221	2,766	1,491	2,257	0,422
		$\Sigma =$	22,505	3,2005		29,114	42,571	66,136	3,2001
		$\bar{y} =$	1,607498	n = 14		a = log(C) =	3,180896	$C_{TR=10} =$	1516,689
		$R^2 =$	0,999886458			b = -d =	-0,75659	$d_{TR=10} =$	0,757

Tabela 24 - Regressão linear pelo método dos mínimos quadrados referente ao período de retorno de 15 anos – Definição dos parâmetros “C” e “d” da equação IDF

t (min)	i mm/h	y_i log i	$(y_i - \bar{y})^2$	$t+11,63$ (min)	x_i log(t+c)	$x_i \cdot y_i$	x_i^2	\hat{y}_i	$(\hat{y}_i - \bar{y})^2$
1440	6,45	0,809	0,682	1451,63	3,162	2,559	9,997	0,816	0,670
720	10,96	1,040	0,354	731,63	2,864	2,979	8,204	1,041	0,352
600	12,69	1,104	0,283	611,63	2,786	3,075	7,765	1,100	0,286
480	15,09	1,179	0,208	491,63	2,692	3,173	7,245	1,172	0,214
360	18,57	1,269	0,134	371,63	2,570	3,261	6,605	1,264	0,138
240	24,38	1,387	0,062	251,63	2,401	3,330	5,764	1,392	0,059
120	40,24	1,605	0,001	131,63	2,119	3,401	4,492	1,605	0,001
60	65,01	1,813	0,032	71,63	1,855	3,363	3,441	1,805	0,029
30	96,21	1,983	0,121	41,63	1,619	3,212	2,622	1,983	0,121
25	105,06	2,021	0,149	36,63	1,564	3,161	2,446	2,025	0,152
20	116,89	2,068	0,187	31,63	1,500	3,102	2,250	2,074	0,192
15	134,69	2,129	0,244	26,63	1,425	3,035	2,032	2,130	0,245
10	155,86	2,193	0,311	21,63	1,335	2,927	1,782	2,198	0,317
5	196,26	2,293	0,433	16,63	1,221	2,799	1,491	2,285	0,422
		$\Sigma =$	22,892	3,2005		29,114	43,377	66,136	3,2001
		$\bar{y} =$	1,635177	n = 14		a = log(C) =	3,208576	$C_{TR=15} =$	1616,5
		$R^2 =$	0,999886458			b = -d =	-0,75659	$d_{TR=15} =$	0,757

Tabela 25 - Regressão linear pelo método dos mínimos quadrados referente ao período de retorno de 20 anos – Definição dos parâmetros “C” e “d” da equação IDF

t (min)	i mm/h	y_i log i	$(y_i - \bar{y})^2$	$t+11,63$ (min)	x_i log(t+c)	$x_i \cdot y_i$	x_i^2	\hat{y}_i	$(\hat{y}_i - \bar{y})^2$
1440	6,73	0,828	0,682	1451,63	3,162	2,618	9,997	0,835	0,670
720	11,44	1,058	0,354	731,63	2,864	3,031	8,204	1,060	0,352
600	13,24	1,122	0,283	611,63	2,786	3,126	7,765	1,119	0,286
480	15,74	1,197	0,208	491,63	2,692	3,222	7,245	1,190	0,214
360	19,38	1,287	0,134	371,63	2,570	3,308	6,605	1,282	0,138
240	25,43	1,405	0,062	251,63	2,401	3,374	5,764	1,411	0,059
120	41,98	1,623	0,001	131,63	2,119	3,440	4,492	1,623	0,001
60	67,82	1,831	0,032	71,63	1,855	3,397	3,441	1,823	0,029
30	100,37	2,002	0,121	41,63	1,619	3,241	2,622	2,002	0,121
25	109,60	2,040	0,149	36,63	1,564	3,190	2,446	2,044	0,152
20	121,95	2,086	0,187	31,63	1,500	3,129	2,250	2,092	0,192
15	140,51	2,148	0,244	26,63	1,425	3,061	2,032	2,149	0,245
10	162,60	2,211	0,311	21,63	1,335	2,952	1,782	2,217	0,317
5	204,75	2,311	0,433	16,63	1,221	2,822	1,491	2,303	0,422
		$\Sigma =$	23,150	3,2005		29,114	43,912	66,136	3,2001
		$\bar{y} =$	1,653558	n = 14		a = log(C) =	3,226957	$C_{TR=20} =$	1686,385
		$R^2 =$	0,999886458			b = -d =	-0,75659	$d_{TR=20} =$	0,757

Tabela 26 - Regressão linear pelo método dos mínimos quadrados referente ao período de retorno de 25 anos – Definição dos parâmetros “C” e “d” da equação IDF

t (min)	i mm/h	y_i log i	$(y_i - \bar{y})^2$	t+11,63 (min)	x_i log(t+c)	$x_i \cdot y_i$	x_i^2	\hat{y}_i	$(\hat{y}_i - \bar{y})^2$
1440	6,94	0,842	0,682	1451,63	3,162	2,661	9,997	0,848	0,670
720	11,80	1,072	0,354	731,63	2,864	3,070	8,204	1,074	0,352
600	13,66	1,136	0,283	611,63	2,786	3,164	7,765	1,132	0,286
480	16,25	1,211	0,208	491,63	2,692	3,259	7,245	1,204	0,214
360	19,99	1,301	0,134	371,63	2,570	3,343	6,605	1,296	0,138
240	26,24	1,419	0,062	251,63	2,401	3,407	5,764	1,424	0,059
120	43,32	1,637	0,001	131,63	2,119	3,469	4,492	1,637	0,001
60	69,98	1,845	0,032	71,63	1,855	3,423	3,441	1,837	0,029
30	103,57	2,015	0,121	41,63	1,619	3,263	2,622	2,015	0,121
25	113,10	2,053	0,149	36,63	1,564	3,211	2,446	2,057	0,152
20	125,84	2,100	0,187	31,63	1,500	3,150	2,250	2,106	0,192
15	145,00	2,161	0,244	26,63	1,425	3,081	2,032	2,162	0,245
10	167,79	2,225	0,311	21,63	1,335	2,970	1,782	2,231	0,317
5	211,29	2,325	0,433	16,63	1,221	2,838	1,491	2,317	0,422
$\Sigma =$	23,341	3,2005			29,114	44,310	66,136		3,2001
$\bar{y} =$	1,667204		n = 14			a = log(C) = 3,240603		$C_{TR=25} = 1740,215$	
$R^2 =$	0,999886458					b = -d = -0,75659		$d_{TR=25} = 0,757$	

Tabela 27 - Regressão linear pelo método dos mínimos quadrados referente ao período de retorno de 50 anos – Definição dos parâmetros “C” e “d” da equação IDF

t (min)	i mm/h	y_i log i	$(y_i - \bar{y})^2$	t+11,63 (min)	x_i log(t+c)	$x_i \cdot y_i$	x_i^2	\hat{y}_i	$(\hat{y}_i - \bar{y})^2$
1440	7,60	0,881	0,682	1451,63	3,162	2,786	9,997	0,888	0,670
720	12,93	1,111	0,354	731,63	2,864	3,184	8,204	1,113	0,352
600	14,96	1,175	0,283	611,63	2,786	3,274	7,765	1,172	0,286
480	17,79	1,250	0,208	491,63	2,692	3,365	7,245	1,244	0,214
360	21,90	1,340	0,134	371,63	2,570	3,445	6,605	1,336	0,138
240	28,74	1,459	0,062	251,63	2,401	3,502	5,764	1,464	0,059
120	47,45	1,676	0,001	131,63	2,119	3,553	4,492	1,677	0,001
60	76,65	1,885	0,032	71,63	1,855	3,496	3,441	1,877	0,029
30	113,44	2,055	0,121	41,63	1,619	3,328	2,622	2,055	0,121
25	123,88	2,093	0,149	36,63	1,564	3,273	2,446	2,097	0,152
20	137,83	2,139	0,187	31,63	1,500	3,209	2,250	2,145	0,192
15	158,82	2,201	0,244	26,63	1,425	3,137	2,032	2,202	0,245
10	183,77	2,264	0,311	21,63	1,335	3,023	1,782	2,270	0,317
5	231,42	2,364	0,433	16,63	1,221	2,887	1,491	2,356	0,422
$\Sigma =$	23,894	3,2005			29,114	45,461	66,136		3,2001
$\bar{y} =$	1,706733		n = 14			a = log(C) = 3,280132		$C_{TR=50} = 1906,04$	
$R^2 =$	0,999886458					b = -d = -0,75659		$d_{TR=50} = 0,757$	

Tabela 28 - Regressão linear pelo método dos mínimos quadrados referente ao período de retorno de 100 anos – Definição dos parâmetros “C” e “d” da equação IDF

t (min)	i mm/h	y_i log i	$(y_i - \bar{y})^2$	$t+11,63$ (min)	x_i log(t+c)	$x_i \cdot y_i$	x_i^2	\hat{y}_i	$(\hat{y}_i - \bar{y})^2$
1440	8,26	0,917	0,682	1451,63	3,162	2,899	9,997	0,924	0,670
720	14,04	1,147	0,354	731,63	2,864	3,287	8,204	1,149	0,352
600	16,26	1,211	0,283	611,63	2,786	3,375	7,765	1,208	0,286
480	19,33	1,286	0,208	491,63	2,692	3,462	7,245	1,280	0,214
360	23,79	1,376	0,134	371,63	2,570	3,538	6,605	1,372	0,138
240	31,23	1,495	0,062	251,63	2,401	3,588	5,764	1,500	0,059
120	51,55	1,712	0,001	131,63	2,119	3,629	4,492	1,713	0,001
60	83,27	1,920	0,032	71,63	1,855	3,563	3,441	1,913	0,029
30	123,24	2,091	0,121	41,63	1,619	3,386	2,622	2,091	0,121
25	134,57	2,129	0,149	36,63	1,564	3,329	2,446	2,133	0,152
20	149,73	2,175	0,187	31,63	1,500	3,263	2,250	2,181	0,192
15	172,53	2,237	0,244	26,63	1,425	3,188	2,032	2,238	0,245
10	199,64	2,300	0,311	21,63	1,335	3,071	1,782	2,306	0,317
5	251,40	2,400	0,433	16,63	1,221	2,931	1,491	2,392	0,422
	$\Sigma =$	24,398	3,2005		29,114	46,508	66,136		3,2001
	$\bar{y} =$	1,742706	$n = 14$			$a = \log(C) =$	3,316105	$C_{TR=100} =$	2070,64
	$R^2 =$	0,999886458				$b = -d =$	-0,75659	$d_{TR=100} =$	0,757

APENDICE C Modelo de apresentação da equação IDF para o município de Boa Vista/RR e recomendações para projetos futuros de microdrenagem

Assunto: Apresentação da equação IDF para o município de Boa Vista/RR e recomendações para projetos futuros de microdrenagem

Senhor XXXX,

Tendo em vista os constantes problemas enfrentados pelo Município de Boa Vista relacionados com alagamentos em áreas urbanas em decorrência de precipitações intensas, vimos por meio deste apresentar uma equação de Intensidade-Duração-Frequência desenvolvida para a região para que possam ser utilizados nos futuros projetos.

$$i = \frac{1026,68 \cdot TR^{0,181}}{(t+11,63)^{0,757}} \quad (\text{BRANDS; MATOS, 2023})$$

Sendo i a intensidade de precipitação (mm/h), t a duração da chuva (minutos) e TR o tempo de retorno considerado (anos)

A referida equação foi desenvolvida na Universidade Federal de Roraima junto ao programa de mestrado profissional em rede nacional em gestão e regulação de recursos hídricos (ProfÁgua/UFRR), tendo como base os últimos 20 anos de dados da estação pluviométrica “Boa Vista”, código 82024, mantida pelo Instituto Nacional de Meteorologia, estando situada na Av. Benjamin Constant, número 195, bairro São Pedro.

A equação IDF apresentada dá subsídio para o conhecimento das características das precipitações intensas regionais, possuindo diversas aplicações em projetos hidráulicos, como em cálculo de galerias de águas pluviais e bueiros, vertedores de barragens, dimensionamento de canais, obras de desvio de cursos d’água, tendo aplicação ainda em projetos de irrigação e abastecimento de água.

Com relação a elaboração específica de projetos de redes de microdrenagem que visam dirimir a problemática referente a alagamentos urbanos, a seguir são apresentadas algumas recomendações comuns à uma série de Planos Diretores de Drenagem Urbana implementados em grandes cidades brasileiras, que podem ser seguidas de forma a trazer melhorias na elaboração de futuros projetos a serem realizados no município:

- Avaliar a aplicação de um Tempo de Retorno (TR) para definição das intensidades de precipitação de acordo com o risco associado à área urbana em que será executada a obra;

- Realizar estudos referentes ao real tempo de concentração a ser aplicado no início dos trechos projetados, tendo em vista a prática comum de utilização de um valor fixo de 5 minutos em todos os inícios de rede, o qual pode não estar de acordo com as características da bacia de contribuição e prejudicando o dimensionamento;
- Buscar realizar uma média ponderada para adoção do coeficiente de deflúvio (C) a ser aplicado, considerando os diferentes tipos de superfície presentes na cidade;
- Verificação quanto à aplicação do coeficiente de deflúvio (C) no cálculo das vazões de projeto seguindo o Método Racional;
- Observar o somatório das áreas de contribuição em trechos subsequentes, buscando verificar se a área de contribuição do último trecho de deságue está de acordo com a área total da bacia de contribuição ao ponto;
- Em trechos subsequentes, utilizar a velocidade do escoamento à seção parcial para o cálculo do tempo de percurso, e a partir do somatório dos tempos se calcular a intensidade de precipitação, a qual será utilizada para definição da vazão;
- Verificar o atendimento das velocidades mínimas e máximas do escoamento, a fim de manter a autolimpeza das tubulações assim como evitar danos por velocidades excessivas;
- Observar a aplicação de diâmetro mínimo das tubulações em pontos de início de rede em casos de não previsão de futuras contribuições, caso contrário, pode elevar o valor da execução da obra sem necessidade;
- Observar o cobrimento mínimo necessário para as tubulações de forma a evitar futuros problemas de obstrução ou acidentes, ou ainda especificar um reforço nas tubulações utilizadas quando da impossibilidade de adotar tal recobrimento;
- Em trechos com mudanças de diâmetro, alinhar os condutos pela geratriz superior das tubulações.

Prof. Dr. Alex Bortolon de Matos
Professor UFRR / ProfÁgua

Eng. Civil Alexandre Gustavo Brands
Mestrando ProfÁgua/UFRR

ANEXO A Dimensionamento de Rede de Microdrenagem - Bairros Profª Araceli Souto Maior e São Bento– Elaborado pela PMBV

Continua

TRECHO	PV	PV	COMP. L (m)	PROFUND. (m)		COBRI. (m)	DIÂM. D (m)	DECLIV. S (m/m)	Tempo concent.		Área Cont. (ha) A		COEF. DEFL. C	Intensid. i (mm/h)	Vazão Req (l/s)	Y/D	VEL. PROJ. (m/s)	VAZ PROJ. (l/s)	Quant Tubos	TIRANTE (m)
	MONT.	JUSAN.		Prof. Mont	Prof. Jus				Trecho	Mont.	No Trecho	Total								
01-001ASM	PV001ASM	PV002ASM	62,80	1,500	1,500	0,70	0,80	0,00287	5,00	6,17	0,25	0,25	0,50	159,16	27,63	0,14	0,648	27,71	1x	0,11
01-002ASM	PV002ASM	PV003ASM	62,19	1,500	1,600	0,70	0,80	0,01748	5,00	7,25	0,63	0,63	0,50	152,32	66,64	0,14	1,600	68,42	1x	0,11
01-003ASM	PV048SB	PV049SB	65,16	1,200	1,200	0,40	0,80	0,00743	5,24	7,25	0,63	0,64	0,50	152,32	67,70	0,18	1,216	74,80	1x	0,14
01-004ASM	PV0489SB	PV003SB	66,08	1,200	1,500	0,40	0,80	0,03481	5,68	7,25	0,63	0,72	0,50	152,32	76,16	0,13	2,156	82,78	1x	0,10
01-005ASM	PV003ASM	PV004ASM	19,1	1,600	1,650	0,60	1,00	0,03173	5,00	5,97	0,96	0,96	0,50	160,50	107,00	0,12	2,272	121,29	1x	0,12
01-006ASM	PV004ASM	PV005ASM	79,68	1,650	1,650	0,65	1,00	0,02582	5,97	6,95	1,09	2,05	0,50	154,15	219,45	0,17	2,541	224,94	1x	0,17
01-007ASM	PV012ASM	PV013ASM	73,27	1,500	1,600	0,70	0,80	0,00949	6,95	8,01	1,36	3,41	0,50	147,90	350,25	0,38	2,092	366,69	1x	0,30
01-008ASM	PV013ASM	PV014ASM	88,19	1,600	1,700	0,80	0,80	0,01856	8,01	8,92	0,63	4,04	0,50	142,99	401,16	0,34	2,763	416,42	1x	0,27
01-009ASM	PV014ASM	PV011ASM	54,32	1,700	1,800	0,70	1,00	0,00959	8,92	10,02	0,64	4,68	0,50	137,53	446,96	0,31	2,194	454,89	1x	0,31
01-010ASM	PV011 ASM	PV015ASM	73,61	1,800	2,000	0,80	1,00	0,01981	5,00	6,92	0,73	0,73	0,50	154,34	78,24	0,11	1,700	79,89	1x	0,11
01-011ASM	PV015ASM	PV016ASM	71,48	2,000	2,100	0,80	1,20	0,00964	6,92	8,07	0,00	0,73	0,50	147,57	74,81	0,11	1,339	90,63	1x	0,13
01-012ASM	PV016ASM	PV005ASM	76,02	2,100	2,100	0,90	1,20	0,00318	8,07	8,88	0,81	1,54	0,50	143,20	153,14	0,19	1,077	161,19	1x	0,23
01-013ASM	PV005ASM	PV024ASM	81,42	2,100	2,500	0,90	1,20	0,02160	8,88	10,15	1,15	2,69	0,50	136,91	255,76	0,15	2,431	258,66	1x	0,18
002-001 SB	PV001SB	PV002SB	52,80	1,200	1,200	0,60	0,60	0,00720	10,15	11,37	0,38	3,07	0,50	131,45	280,24	0,55	1,778	283,30	1x	0,33
002-002 SB	PV002SB	PV003SB	55,03	1,200	1,300	0,40	0,80	0,00365	11,37	12,31	1,79	4,86	0,50	127,57	430,53	0,55	1,534	434,65	1x	0,44
002-003 SB	PV003SB	PV004SB	75,95	1,300	1,300	0,30	1,00	0,01476	12,31	13,58	3,31	8,17	0,50	122,72	696,28	0,35	2,903	711,19	1x	0,35
002-004 SB	PV005SB	PV006SB	71,03	1,200	1,200	0,40	0,80	0,01073	14,10	14,94	1,70	10,82	0,50	117,99	886,53	0,62	2,743	897,85	1x	0,50
002-005 SB	PV006SB	PV004SB	65,66	1,300	1,500	0,30	1,00	0,00268	14,94	15,52	1,37	12,19	0,50	116,09	982,74	0,71	1,648	982,91	1x	0,71
002-006 SB	PV004SB	PV004A SB	39,86	1,500	1,850	0,50	1,00	0,00211	15,36	16,02	0,85	0,85	0,50	114,51	67,59	0,18	0,751	72,24	1x	0,18
002-007 SB	PV004A SB	PV009SB	53,86	1,850	2,840	0,65	1,20	0,00212	6,35	7,71	0,65	1,50	0,50	149,61	155,85	0,21	0,932	160,97	1x	0,25
002-008 SB	PV007SB	PV008SB	76,05	1,200	1,300	0,40	0,80	0,00675	7,71	9,07	0,47	1,97	0,50	142,21	194,56	0,30	1,557	197,49	1x	0,24
002-009 SB	PV008SB	PV009SB	58,58	1,300	2,840	0,30	1,00	0,02047	9,07	9,84	0,32	2,29	0,50	138,39	220,08	0,11	1,728	81,21	1x	0,11
002-010 SB	PV009SB	PV012SB	66,01	2,840	3,640	1,64	1,20	0,00244	5,00	6,39	0,12	0,12	0,50	157,71	13,14	0,09	0,593	29,90	1x	0,11
002-011SB	PV010SB	PV011SB	77,34	2,200	2,300	1,40	0,80	0,00349	5,00	5,72	0,24	0,24	0,50	162,22	27,04	0,18	0,833	51,28	1x	0,14
002-012 SB	PV011SB	PV012SB	61,28	2,300	3,640	1,30	1,00	0,02050	5,72	6,18	0,23	0,47	0,50	159,09	51,92	0,10	1,628	66,54	1x	0,10
002-013 SB	PV012SB	PV015SB	42,29	3,640	4,000	2,44	1,20	0,00265	6,39	7,01	0,73	0,85	0,50	153,78	90,77	0,09	0,618	31,16	1x	0,11
002-014 SB	PV013SB	PV014SB	77,93	1,800	2,000	1,20	0,60	0,00264	7,01	7,41	0,16	1,01	0,50	151,37	106,17	0,34	0,861	72,97	1x	0,20
002-015 SB	PV014SB	PV015SB	67,43	2,000	4,000	1,20	0,80	0,03094	5,00	6,09	0,73	0,73	0,50	159,69	80,95	0,38	3,778	662,22	1x	0,30

ANEXO A Dimensionamento de Rede de Microdrenagem - Bairros Profª Araceli Souto Maior e São Bento– Elaborado pela PMBV

Continuação

TRECHO	PV	PV	COMP. L	PROFUND. (m)		COBRI. (m)	DIÂM. D (m)	DECLIV. S (m/m)	Tempo concent.		Área Cont. (ha) A		COEF. DEFL. C	Intensid. i (mm/h)	Vazão Req (l/s)	Y/D	VEL. PROJ. (m/s)	VAZ PROJ. (l/s)	Quant Tubos	TIRANTE (m)
	MONT.	JUSAN.		Prof. Mont	Prof. Jus				Trecho	Mont.	No Trecho	Total								
002-016 SB	PV015SB	PV018SB	70,99	4,000	4,100	2,80	1,20	0,00283	5,00	6,22	0,74	0,74	0,50	158,82	81,62	0,20	1,048	168,69	1x	0,24
002-017 SB	PV016SB	PV017SB	68,02	1,800	1,800	1,00	0,80	0,00225	6,22	7,17	0,65	1,39	0,50	152,80	147,50	0,43	1,082	223,71	1x	0,34
002-018 SB	PV017SB	PV018SB	68,69	2,500	4,100	1,50	1,00	0,02766	5,00	5,77	0,73	0,73	0,50	161,87	82,06	0,11	2,009	94,41	1x	0,11
002-019 SB	PV018SB	PV021SB	65,48	4,100	4,200	2,90	1,20	0,00283	5,77	7,30	0,58	1,31	0,50	152,02	138,30	0,11	0,725	49,07	1x	0,13
002-020 SB	PV019SB	PV020SB	74,65	2,300	2,300	1,50	0,80	0,00114	7,30	8,64	3,74	5,05	0,50	144,46	506,62	0,32	0,663	91,88	1x	0,26
002-021 SB	PV020SB	PV021SB	65,48	2,300	4,200	1,50	0,80	0,03694	8,64	9,81	0,62	5,67	0,50	138,53	545,47	0,26	3,364	349,37	1x	0,21
002-022 SB	PV021SB	PV022SB	80,90	4,200	4,250	2,70	1,50	0,00204	9,81	11,13	0,70	6,37	0,50	132,48	586,05	0,16	0,902	164,59	1x	0,24
002-023 SB	PV022SB	PV023SB	22,75	4,250	4,420	2,75	1,50	0,00242	11,13	12,24	0,68	7,05	0,50	127,85	625,91	0,30	1,417	632,03	1x	0,45
002-024 SB	PV023SB	PV017ASM	14,62	4,420	4,300	2,92	1,50	0,00698	12,24	12,52	0,79	1,32	0,50	126,73	116,17	0,11	1,322	139,80	1x	0,17
001-014 ASM	PV0017ASM	PV018ASM	62,64	4,420	4,000	2,92	1,50	0,00396	6,32	8,03	0,47	0,93	0,50	147,79	95,45	0,11	0,996	105,31	1x	0,17
001-015 ASM	PV018ASM	PV019ASM	55,99	4,000	3,800	2,50	1,50	0,00204	8,03	9,52	0,46	1,39	0,50	139,95	135,09	0,15	0,866	143,97	1x	0,23
001-016 ASM	PV019ASM	PV020ASM	46,28	3,800	3,700	2,30	1,50	0,00249	9,52	10,86	0,56	1,95	0,50	133,67	181,01	0,16	0,996	181,76	1x	0,24
001-017 ASM	PV020ASM	PV021ASM	49,33	3,700	3,600	2,20	1,50	0,00270	12,58	13,52	0,70	3,31	0,50	122,94	282,60	0,20	1,186	298,47	1x	0,30
001-018 ASM	PV021ASM	PV022ASM	74,25	3,600	3,600	2,10	1,50	0,01352	13,52	14,34	0,70	4,01	0,50	120,02	334,23	0,07	1,380	75,02	1x	0,11
001-019 ASM	PV022ASM	PV023ASM	89,30	3,600	3,200	2,10	1,50	0,01785	14,34	15,05	0,70	4,71	0,50	117,62	384,72	0,07	1,585	86,20	1x	0,11
001-020 ASM	PV023ASM	PV024ASM	56,76	3,200	3,000	1,70	1,50	0,02535	15,05	15,48	0,55	5,26	0,50	116,22	424,52	0,08	2,058	136,31	1x	0,12
001-021 ASM	PV024ASM	PV025ASM	72,49	3,000	2,400	1,50	1,50	0,00628	15,48	15,76	0,00	5,26	0,50	115,33	421,26	0,06	0,851	36,84	1x	0,09
001-022 ASM	PV025ASM	PV026ASM	65,53	2,400	2,400	0,90	1,50	0,02570	5,00	7,08	0,70	0,70	0,50	153,35	74,55	0,07	1,902	103,43	1x	0,11
001-023 ASM	PV026ASM	PV027ASM	48,49	2,400	2,100	0,90	1,50	0,00676	5,00	9,85	0,55	0,55	0,50	138,34	52,84	0,10	1,226	112,71	1x	0,15
001-024 ASM	PV027ASM	PV028ASM	55,40	2,100	1,900	0,60	1,50	0,00413	6,88	10,77	0,68	1,23	0,50	134,07	114,52	0,10	0,958	88,11	1x	0,15
001-025 ASM	PV028ASM	DESÁGUE	60,94	1,900	0,000	0,40	1,50	0,00249	7,66	6,08	0,48	1,88	0,50	159,76	208,57	0,15	0,959	159,35	1x	0,23
002-025 SB	PV024SB	PV025SB	39,81	1,200	1,200	0,60	0,60	0,00133	5,00	7,40	0,48	1,88	0,50	151,43	197,70	0,68	0,818	167,57	1x	0,41
002-026 SB	PV025SB	PV026SB	44,45	1,200	1,200	0,60	0,60	0,00684	6,05	8,32	0,52	1,88	0,50	146,19	190,85	0,45	1,592	196,40	1x	0,27
002-027 SB	PV026SB	PV027SB	69,65	1,200	1,300	0,60	0,60	0,01655	6,15	9,23	0,47	1,88	0,50	141,40	184,61	0,35	2,187	192,89	1x	0,21
002-028 SB	PV028SB	PV029SB	64,86	1,200	1,200	0,60	0,60	0,00393	6,45	10,40	0,48	1,88	0,50	135,75	177,23	0,50	1,264	178,75	1x	0,30
002-029 SB	PV029SB	PV027SB	24,16	1,200	1,200	0,60	0,60	0,01035	6,85	6,09	0,48	1,88	0,50	159,69	208,48	0,38	1,804	177,84	1x	0,23
002-030 SB	PV027SB	PV030SB	81,46	1,300	1,300	0,70	0,60	0,00328	9,85	7,78	0,49	1,88	0,50	149,21	194,80	0,55	1,200	191,19	1x	0,33
002-031 SB	PV030SB	PV031SB	34,18	1,300	1,400	0,70	0,60	0,00307	5,00	8,97	0,55	1,88	0,50	142,73	186,34	0,55	1,162	185,09	1x	0,33
002-032 SB	PV036SB	PV039SB	50,00	1,200	2,090	0,60	0,60	0,00206	6,08	10,12	0,53	1,88	0,50	137,05	178,93	0,62	0,992	182,69	1x	0,37
002-033 SB	PV043SB	PV042SB	77,24	1,200	1,350	0,60	0,60	0,00207	6,08	10,12	0,53	1,88	0,50	137,05	178,93	0,62	0,995	183,20	1x	0,37
002-034 SB	PV042SB	PV041SB	75,01	1,350	1,350	0,75	0,60	0,00316	6,08	10,12	0,53	1,88	0,50	137,05	178,93	0,54	1,170	182,19	1x	0,32

ANEXO A Dimensionamento de Rede de Microdrenagem - Bairros Prof^a Araceli Souto Maior e São Bento– Elaborado pela PMBV

Conclusão

TRECHO	PV	PV	COMP. L (m)	PROFUND. (m)		COBRI. (m)	DIÂM. D (m)	DECLIV. S (m/m)	Tempo concent.		Área Cont. (ha) A		COEF. DEFL. C	Intensid. i (mm/h)	Vazão Req (l/s)	Y/D	VEL. PROJ.	VAZ PROJ.	Quant Tubos	TIRANTE (m)
	MONT.	JUSAN.		Prof. Mont	Prof. Jus				Trecho	Mont.	No Trecho	Total					(m/s)	(l/s)		
002-035 SB	PV041SB	PV038SB	70,01	1,350	1,350	0,75	0,60	0,00980	6,08	10,12	0,53	1,88	0,50	137,05	178,93	0,21	1,264	54,55	1x	0,13
002-036 SB	PV038SB	PV040SB	16,90	1,500	1,500	0,90	0,60	0,00343	7,40	11,14	2,95	1,88	0,50	132,44	172,91	0,26	0,846	49,44	1x	0,16
002-037 SB	PV040SB	PV039SB	38,10	1,500	1,500	0,90	0,60	0,01388	8,32	12,05	0,68	1,88	0,50	128,61	167,91	0,19	1,417	53,02	1x	0,11
002-038 SB	PV039SB	PV031SB	33,58	2,090	1,400	1,49	0,60	0,00828	10,12	12,84	0,57	1,88	0,50	125,49	163,84	0,22	1,194	55,06	1x	0,13
002-039 SB	PV038SB	PV037SB	16,49	1,500	1,500	0,90	0,60	0,01146	11,14	13,62	0,57	1,88	0,50	122,58	160,03	0,34	1,792	151,94	1x	0,20
002-040 SB	PV037SB	PV035SB	33,89	1,500	1,500	0,90	0,60	0,01697	7,66	8,27	0,00	1,88	0,50	146,46	191,21	0,35	2,214	195,27	1x	0,21
002-041 SB	PV035SB	PV031SB	34,83	1,500	1,400	0,90	0,60	0,04855	8,62	7,76	0,47	0,92	0,50	149,32	95,40	0,19	2,650	99,14	1x	0,11
002-042 SB	PV031SB	PV034SB	19,22	1,400	1,600	0,80	0,60	0,02586	7,36	7,76	0,47	0,92	0,50	149,32	95,40	0,68	3,607	738,52	1x	0,41
002-043 SB	PV034SB	PV033SB	69,26	1,600	1,600	1,00	0,60	0,00589	7,25	7,76	0,47	0,92	0,50	149,32	95,40	0,21	0,980	42,29	1x	0,13
002-044 SB	PV032SB	PV033SB	43,51	1,500	1,600	0,90	0,60	0,00818	9,24	7,76	0,47	0,92	0,50	149,32	95,40	0,21	1,155	49,84	1x	0,13
002-045 SB	PV033SB	PV046SB	61,48	1,600	1,800	1,00	0,60	0,00374	8,25	7,76	0,47	0,92	0,50	149,32	95,40	0,26	0,884	51,62	1x	0,16
002-046 SB	PV046SB	PV047SB	65,43	1,800	2,000	1,20	0,60	0,00468	8,63	7,76	0,47	0,92	0,50	149,32	95,40	0,19	0,823	30,77	1x	0,11
002-047 SB	PV047SB	PVEXISTENTE	16,63	2,000	2,000	1,40	0,60	0,00529	14,25	7,76	0,47	0,92	0,50	149,32	95,40	0,22	0,954	44,02	1x	0,13
002-048 SB	PV044SB	PV045SB	66,66	1,200	1,200	0,60	0,60	0,00311	5,00	7,76	0,47	0,92	0,50	149,32	95,40	0,34	0,933	79,09	1x	0,20
002-049 SB	PV045SB	PVEXISTENTE	61,61	1,200	1,200	0,60	0,60	0,01347	5,86	7,76	0,47	0,92	0,50	149,32	95,40	0,58	2,481	421,85	1x	0,35

Lâmina Máxima (Y/D) = 0,85

Tempo de Retorno: 10 Anos

n Manning = 0,014