

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

**Estevão Leão Marques**

**SISTEMA PREDIAL DE ÁGUAS PLUVIAIS INCORPORANDO  
MICRORRESERVATÓRIOS DE CONTROLE DO  
ESCOAMENTO**

Porto Alegre  
julho 2017

**ESTEVÃO LEÃO MARQUES**

**SISTEMA PREDIAL DE ÁGUAS PLUVIAIS INCORPORANDO  
MICRORRESERVATÓRIO DE CONTROLE DO  
ESCOAMENTO**

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

**Orientador: Juan Martín Bravo**

Porto Alegre  
julho 2017

**ESTEVÃO LEÃO MARQUES**

**SISTEMA PREDIAL DE ÁGUAS PLUVIAIS INCORPORANDO  
MICRORRESERVATÓRIO DE CONTROLE DO  
ESCOAMENTO**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador

Porto Alegre, 14 de julho de 2017

Prof./a Juan Martín Bravo  
Dr. pelo PPGRHSA/UFRGS  
Orientador

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Daniela Guzzon Sanagiotto (IPH-UFRGS)**  
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Dieter Wartchow (IPH-UFRGS)**  
Dr. pela Universidade de Stuttgart

**Prof. Juan Martín Bravo (UFRGS)**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a meus pais, Eraldo e Rosane, que sempre me apoiaram e especialmente durante o período do meu Curso de Graduação que sempre estiveram ao meu lado.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço aos meus Pais, Eraldo José Leão Marques e Rosane Maria Miotto Giroto Marques, pelo apoio que me deram e por esforçarem ao máximo para prover toda e qualquer necessidade que tive durante este período de graduação.

Agradeço ao meu Professor e Orientador, Juan Martín Bravo, que tanto me ajudou neste processo final de curso de graduação, pela prestatividade e orientações de bom grado.

“Muitas vezes as coisas que me pareceram verdadeiras quando comecei a concebê-las tornaram-se falsas quando quis colocá-las sobre o papel”

*René Descartes*

## RESUMO

A impermeabilização do solo através da urbanização, junto com a ocupação de áreas impróprias, vem sobrecarregando o sistema de drenagem das cidades. Para as grandes cidades a utilização de bacias de detenção e retenção de águas pluviais são alternativas encontradas para minimizar os efeitos de alagamento. Estes dispositivos podem ser utilizados em diferentes escalas, sendo o foco desse trabalho quando utilizados como medida de controle na fonte, no lote. O presente trabalho teve como objetivo projetar o sistema predial de águas pluviais e analisar três cenários com a utilização de microrreservatório em um loteamento no Município de Caxias do Sul, comparando entre si a eficácia dos volumes reservados por cada cenário. O dimensionamento foi realizado utilizando o Relatório técnico do Plano de drenagem urbana de Caxias do Sul (cenário 1), o Manual de Drenagem do Plano Diretor de Drenagem de Porto Alegre (cenário 2) e as Diretrizes adotadas pelo Município de Caxias do Sul (cenário 3). A análise foi feita através da utilização do *software* IPHS1 verificando as vazões de entrada e saída no microrreservatório. Para vazão de entrada foi criado um evento crítico de precipitação com TR=2anos e a vazão de saída foi restringida conforme a vazão de pré-desenvolvimento para cada cenário. Para realização destas análises, foram caracterizados os tipos de ocupação do solo, através da observação de imagens de satélite e o regime hidrológico local. A partir das equações IDF para o município, foi criado o evento crítico de precipitação e feita a transformação da precipitação efetiva em vazão, de modo a permitir a comparação dos volumes de reservação para cada cenário. Após o desenvolvimento das simulações pode-se verificar a comportamento dos hidrogramas de entrada e saída do reservatório e a quantidade volumétrica de cada reservatório e a vazão limite de saída do loteamento. Durante o desenvolvimento das simulações, os resultados obtidos através do modelo hidrológico mostraram redução das vazões de pico para vazão de pré-desenvolvimento apenas para o cenário 2, demonstrando que o volume calculado foi efetivo, já para os outros dois cenários (cenários 1 e 3) a condição de vazão limite de saída do loteamento não foi atendida necessitando um volume maior de reservação.

Palavras-chave: Drenagem Urbana. Microrreservatório.  
Medidas de Controle na Fonte.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Etapas do trabalho de diplomação .....	12
Figura 2 – Efeito da urbanização sobre o padrão do escoamento superficial .....	14
Figura 3 – Etapas do ciclo hidrológico .....	16
Figura 4 – Curvas IDF da cidade de Caxias do Sul .....	21
Figura 5 – Hietograma de projeto utilizando método dos blocos alternados .....	24
Figura 6 – Hidrograma unitário sintético triangular do SCS .....	29
Figura 7 – Exemplo de convolução de hidrogramas unitários .....	30
Figura 8 – Resposta Hidrológica da bacia Hidrográfica .....	31
Figura 9 – Hidrograma tipo .....	32
Figura 10 – Sistema de coleta de águas pluviais .....	39
Figura 11 – Áreas de contribuição .....	41
Figura 12 – Dimensionamento dos condutores verticais para calha com saída em aresta viva .....	43
Figura 13 – Dimensionamento dos condutores verticais para calha com funil de saída ..	43
Figura 14 – Esquema de saída do microrreservatório para rede e sarjeta .....	44
Figura 15 – Hidrogramas típicos de pequenas áreas urbanas .....	45
Figura 16 – Organograma das etapas .....	50
Figura 17 – Localização da área de estudo no município de Caxias do Sul .....	51
Figura 18 – Estruturas de drenagem .....	53
Figura 19 – Visão geral da residência .....	55
Figura 20 – Vista oeste .....	56
Figura 21 – Vista leste .....	56
Figura 22 – Vista sul .....	57
Figura 23 – Vista norte .....	57
Figura 24 – Áreas de contribuições do telhado .....	58
Figura 25 – Região das calçadas .....	59
Figura 26 – Detalhe conduto vertical .....	62
Figura 27 – Disposição das tubulações e caixas de passagem e areia .....	64
Figura 28 – Áreas e ocupação do solo .....	65
Figura 29 – Hietograma de projeto obtido pelo Método dos Blocos Alternados .....	69
Figura 30 – Precipitação efetiva .....	74
Figura 31 – Hidrograma resultante .....	75
Figura 32 – Hidrograma resultante cenário 1 .....	77

Figura 33 – Nível de água cenário 1 .....	78
Figura 34 – Implantação microrreservatório cenário 1 .....	79
Figura 35 – Hidrograma resultante cenário 2 .....	80
Figura 36 – Nível de água cenário 2 .....	81
Figura 37 – Implantação microrreservatório cenário 2 .....	82
Figura 38 – Hidrograma resultante cenário 3 .....	83
Figura 39 – Nível de água cenário 3 .....	84
Figura 40 – Implantação microrreservatório cenário 3 .....	85

## **LISTA DE QUADROS**

Quadro 1 – Metodologia de cálculo para tempo de concentração .....	25
Quadro 2 – Metodologia de cálculo para tempo de concentração .....	33

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Período de retorno para sistemas urbanos .....	22
Tabela 2 – Valor CN para regiões urbanas, suburbanas e agrícolas .....	26
Tabela 3 – Valor CN para regiões rurais .....	27
Tabela 4 – Coeficientes de escoamento de acordo com o tipo de ocupação .....	35
Tabela 5 – Coeficientes de rugosidade para calhas .....	42
Tabela 6 – Condutos verticais e suas áreas de contribuição .....	59
Tabela 7 – Ralos e áreas de contribuição .....	59
Tabela 8 – Condutos verticais e vazões de projeto .....	60
Tabela 9 – Ralos e vazões de projeto .....	60
Tabela 10 – Altura de lâmina de água estimada nas calhas .....	61
Tabela 11 – Diâmetro para condutos verticais .....	62
Tabela 12 – Diâmetros internos dos condutores horizontais de acordo com suas rugosidades e inclinações .....	63
Tabela 13 – Diâmetro definidos para os condutores horizontais .....	64
Tabela 14 – Coeficiente CN e tipo de ocupação do solo .....	66
Tabela 15 – Áreas e ocupação do solo .....	66
Tabela 16 – Precipitação de projeto .....	67
Tabela 17 – Estimativa das dimensões dos microrreservatórios .....	72
Tabela 18 – Resumo dos resultados .....	86

## **LISTA DE SIGLAS**

IDF – Intensidade Duração Frequência

PDDrU – Plano Diretor da Drenagem Urbana

SAMAE – Serviço Autônomo Municipal de Água e Esgoto

## LISTA DE SÍMBOLOS

A – área da bacia (km<sup>2</sup>)

A<sub>t</sub> – área da seção transversal do tubo (m<sup>2</sup>)

c – coeficiente de escoamento superficial (adimensional)

C – coeficiente de escoamento

C<sub>d</sub> – coeficiente de descarga

g – aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>)

H – Carga total sobre o eixo do tubo (m)

I – intensidade de precipitação de projeto em mm/h

i – declividade da calha (m/m)

i<sub>m</sub> – intensidade máxima média de precipitação (mm/h)

K, a, b, c – parâmetros de ajuste relativos à localidade

n – coeficiente de rugosidade

P<sub>esc</sub> – quantidade de chuva que esco superficialmente (mm)

P<sub>H</sub> – perímetro molhado

P<sub>tot</sub> – quantidade total de precipitada na bacia (mm)

Q – vazão (m<sup>3</sup>/h)

Q<sub>a</sub> – vazão de pico antes da urbanização (m<sup>3</sup>/s)

Q<sub>d</sub> – vazão de pico após a urbanização (m<sup>3</sup>/s)

R<sub>H</sub> – raio hidráulico (m)

S – área molhada (m<sup>2</sup>)

$t$  – duração do evento chuvoso (minutos)

$t_b$  – tempo de base (h), é o tempo entre o início da precipitação e aquele em que a precipitação ocorrida já escoou através da seção principal, ou que o rio volta às condições anteriores a da ocorrência da precipitação

$t_c$  – tempo de concentração (h)

$T_d$  – tempo de duração da chuva (minutos)

$t_e$  – tempo de recessão (h), é o tempo necessário para a vazão baixar até o ponto C, quando acaba o escoamento superficial

$t_l$  – tempo de retardo (h), é definido como o intervalo de tempo entre o centro de massa da precipitação e o centro de gravidade do hidrograma

$t_m$  – tempo de ascensão (h), é o tempo entre o início da chuva e o pico do hidrograma

$t_p$  – tempo de pico (h), é definido como o intervalo entre o centro de massa da precipitação e o tempo da vazão máxima

$T_R$  – tempo de retorno (anos)

$V$  – volume de detenção ( $m^3$ )

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>8</b>
<b>2 DIRETRIZES DA PESQUISA .....</b>	<b>10</b>
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA .....	10
2.2 OBJETIVO DA PESQUISA .....	10
2.3 PREMISSA .....	10
2.4 DELIMITAÇÕES .....	10
2.5 LIMITAÇÕES .....	10
2.6 DELINEAMENTO .....	11
<b>3 DEFINIÇÃO E ASPECTOS GERAIS DA DRENAGEM URBANA .....</b>	<b>13</b>
3.1 CICLO HIDROLÓGICO .....	16
3.2 PRECIPITAÇÃO .....	17
3.3 BACIAS HIDROGRÁFICAS .....	31
<b>4 SISTEMA PREDIAL DE ÁGUAS PLUVIAS .....</b>	<b>37</b>
4.1 COMPONENTES DO SISTEMA TRADICIONAL .....	38
4.2 DIMENSIONAMENTO .....	40
4.3 MICRORRESERVATÓRIO DE DETENÇÃO .....	44
<b>5 ESTUDO DE CASO .....</b>	<b>50</b>
5.1 DESCRIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO .....	51
5.2 DIMENSIONAMENTO ESGOTO PLUVIAL PREDIAL .....	54
<b>5.2.1 Áreas de Contribuição .....</b>	<b>58</b>
<b>5.2.2 Vazão de projeto .....</b>	<b>60</b>
<b>5.2.3 Dimensionamento das calhas de captação .....</b>	<b>61</b>
<b>5.2.4 Dimensionamento dos condutos verticais .....</b>	<b>61</b>
<b>5.2.5 Condutores horizontais .....</b>	<b>63</b>
5.3 QUANTIFICAÇÃO DAS ÁREAS PERMEÁVEIS E NÃO PERMEÁVEIS .....	65
5.4 HIETOGRAMA DE PROJETO .....	66
5.5 VAZÕES DE PRÉ-DESENVOLVIMENTO .....	69
5.6 DIMENSIONAMENTO DOS MICRORRESERVATÓRIOS .....	70
5.7 ESTIMATIVAS DOS VOLUMES DOS MICRORRESERVATÓRIOS .....	71
5.8 ESTIMATIVAS DAS ESTRUTURAS DE SAÍDA .....	72
5.9 CENÁRIOS ESTUDADOS .....	73
5.10 MODELAGEM CHUVA-VAZÃO .....	73
<b>6 ANÁLISE DOS RESULTADOS .....</b>	<b>76</b>

6.1 CENÁRIO 1: MICRORRESERVATÓRIO COM BASE NO RELATÓRIO DO PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA DE CAXIAS DO SUL .....	76
6.2 CENÁRIO 2: MICRORRESERVATÓRIO COM BASE NO MANUAL DE DRENAGEM URBANA DE PORTO ALEGRE .....	79
6.3 CENÁRIO 3: MICRORRESERVATÓRIO DEFINIDO PELAS DIRETRIZES DE CAXIAS DO SUL .....	83
6.4 RESUMO DOS RESULTADOS .....	85
<b>7 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>87</b>
REFERÊNCIAS .....	88



## 1 INTRODUÇÃO

Com o avanço econômico do País nos últimos anos, gerou-se um aumento na construção de edificações por todas as regiões do território Nacional. Áreas que antigamente eram lugares de campos, matas e plantações, dão lugar a condomínios e loteamentos, que têm seu acesso feito por calçadas, ruas e avenidas, sendo elas pavimentadas ou não. Com a pavimentação do solo e a construção de novas edificações, o solo acaba perdendo sua capacidade de absorção, tornando-se impermeável, fazendo com que, as águas provenientes da chuva, passem a escoar com maior volume superficialmente. Em decorrência deste processo ocorre sobrecarga do sistema de drenagem, devido ao aumento da vazão de pico, facilitando o surgimento de pontos de alagamento e de enchentes, gerando assim prejuízos sociais e financeiros a população.

Quando canalizados arroios e rios acabam por transportar rapidamente para jusante o escoamento, aumentando o escoamento sem considerar os impactos que são transferidos. Esse processo amplia a vazão máxima, fazendo com que haja necessidade de novas construções, que não resolvem o problema, apenas o transferem. O custo destas construções chega a ser dez vezes maior que o custo das estruturas de controle na fonte da ampliação da vazão de pico devido à urbanização. Segundo Plano Diretor de Drenagem Urbana (PDDrU) da cidade de Porto Alegre, alguns princípios devem ser considerados para o bom desenvolvimento de um programa de drenagem urbana. Nos quais, há o que prescreve que cada usuário urbano não deve ampliar a cheia natural, ou seja, o escoamento durante os eventos chuvosos não pode ser ampliado pela ocupação da bacia hidrográfica, seja em um simples loteamento, ou obras de macrodrenagem existentes no ambiente urbano (PORTO ALEGRE, 2005, p. 9).

Dentre as medidas de controle na fonte (no lote) estão, o aumento da infiltração e o armazenamento. O aumento da infiltração pode ser obtido utilizando pavimentos permeáveis onde estes contribuem para melhoria ambiental e reduzindo o escoamento superficial das áreas impermeáveis; Armazenamento, amortecendo o escoamento e reduzindo a vazão de pico. Este armazenamento é feito através de reservatórios no lote, que podem ser usados quando não for possível controlar o escoamento em escala de microdrenagem, pois a área já está delimitada (lote). Estes reservatórios podem ser de detenção ou retenção, este último exigindo um maior volume. (PORTO ALEGRE, 2005, p. 20).

Com o intuito de diminuir a vazão de pico, assim não sobrecarregando o sistema de drenagem urbana, este trabalho tem o objetivo de estudar medidas de controle pluvial no lote. Foi proposto que para o amortecimento das vazões de pico utiliza-se microrreservatório ou uma combinação de microrreservatórios para retenção do escoamento superficial.

A questão e objetivos da pesquisa são transcritos no segundo capítulo. Ainda, são apresentadas o pressuposto, premissa, delimitações, limitações e o delineamento do trabalho.

## **2 DIRETRIZES DA PESQUISA**

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

### **2.1 QUESTÃO DE PESQUISA**

A questão de pesquisa do trabalho é: qual o efeito e a influência na implantação de microrreservatórios, quanto a vazão de pico, em um loteamento urbano, para controle pluvial no lote?

### **2.2 OBJETIVO DA PESQUISA**

O objetivo principal do trabalho é a avaliação da implantação de microrreservatório, para diminuição das vazões de pico em um loteamento na cidade de Caxias do Sul.

### **2.3 PREMISSA**

O trabalho tem por premissa nos loteamentos urbanos o escoamento superficial deve ser controlado na fonte geradora, de modo que suas consequências não sejam repassadas para jusante.

### **2.4 DELIMITAÇÕES**

O trabalho delimita-se a um loteamento urbanizado na cidade de Caxias do Sul.

### **2.5 LIMITAÇÕES**

São limitações do trabalho:

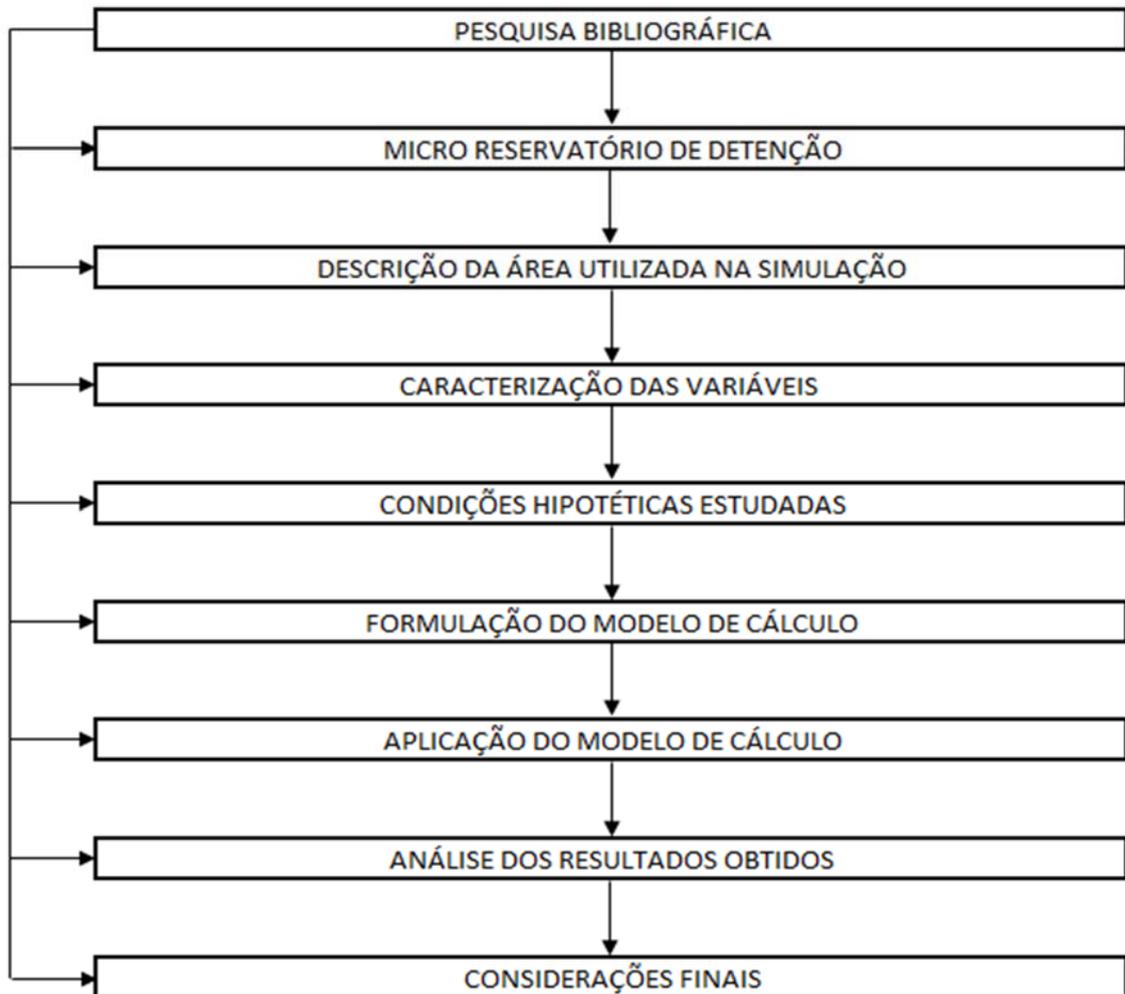
- a) o uso de equações IDF para a cidade de Caxias do Sul;
- b) a utilização de microrreservatórios de retenção apenas para diminuir as vazões de pico;
- c) utilização do programa IPHS1 apenas para transformar a chuva em vazão;

## 2.6 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado através das etapas apresentadas a seguir, onde estão representadas de forma esquemática na figura 1, descritas nos próximos itens:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) descrição da área utilizada na simulação;
- c) caracterização das variáveis;
- d) condições hipotéticas estudadas;
- e) formulação do modelo de cálculo;
- f) aplicação do modelo de cálculo;
- g) análise dos resultados obtidos;
- h) considerações finais.

Figura 1 – Etapas do trabalho de diplomação



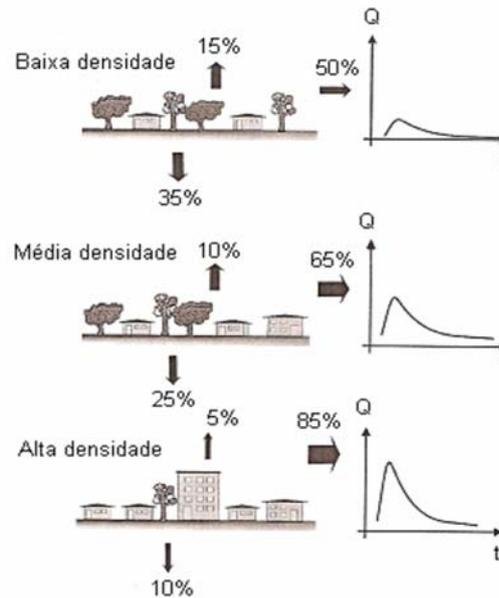
(fonte: elaborada pelo autor)

### **3 DEFINIÇÃO E ASPECTOS GERAIS DA DRENAGEM URBANA**

Com o avanço econômico ocorrido nos últimos anos, junto com programas criados pelo governo, onde facilita a obtenção à primeira moradia, vem trazendo consigo um êxodo rural para grandes cidades do Brasil aumentando a população nos grandes centros urbanos. A urbanização, a diminuição das áreas verdes, o aumento da população, tem se intensificado muito nos últimos anos. A transformação dos terrenos naturais, onde hoje são transformados em ambientes urbanização, vem aumentando o número de áreas impermeáveis, com isso aumentando o escoamento das águas superficialmente, onde antes este volume escoado era dividido em infiltração, escoamento superficial e evapotranspiração. Com esses fatores ocorre o aumento das vazões máximas e da sua frequência devido ao aumento da capacidade de escoamento, sobrecarregando o sistema de drenagem urbana. Segundo Tucci (1995, p. 15-16), “Na bacia hidrográfica rural, o fluxo é retirado pela vegetação, infiltra-se no subsolo e, o que resta, escoar sobre a superfície de forma gradual, produzindo um hidrograma com variação lenta da vazão e com picos de enchente moderados.”.

Costa et al. (2007, p. 10) afirmam que áreas que sofrem um intenso processo de urbanização, após curtos períodos de precipitação, tem seus hidrogramas modificados conforme mostra a figura 2.

Figura 2 – Efeito da urbanização sobre o padrão do escoamento superficial



(fonte: COSTA et al., 2007, p. 10)

O desenvolvimento dos grandes centros modifica a cobertura vegetal natural do solo alterando assim o ciclo hidrológico natural. Nestas zonas onde a cobertura antes era vegetal, agora impermeabilizada, passa a escoar o volume de água através de condutos. Conforme Porto Alegre (2005, p. 5-6) ocorre redução da infiltração no solo e conseqüente aumento do escoamento superficial, porque parte da água não infiltra e permanece na superfície. Como o escoamento em tubulações ocorre em maiores velocidades, o tempo de deslocamento é reduzido e com isso a ocorrência de picos de vazão é antecipada. A diminuição da infiltração reduz o nível do lençol freático e a substituição da cobertura vegetal por cobertura urbana elimina a evapotranspiração.

Para que os efeitos da urbanização não venham a sobrecarregar o sistema de drenagem urbano das cidades, toda ocupação, de qualquer área da cidade, deve obedecer às diretrizes pré-estabelecidas no Plano Diretor de Drenagem Urbana (PORTO ALEGRE, 2005). Este tem por finalidade estabelecer regras básicas para a ocupação e organização do espaço urbano da cidade, apontando soluções de planejamento em drenagem urbana que evitem e/ou minimizem o aumento das enchentes e os impactos sobre a qualidade da água.

As soluções apresentadas podem ser através de medidas estruturais e não-estruturais, que dificilmente estão dissociadas e são definidas no PDDrU (PORTO ALEGRE, 2005, p. 10) como:

As medidas estruturais envolvem grande quantidade de recursos e resolvem somente problemas específicos e localizados. Isso não significa que esse tipo de medida seja totalmente descartável. A política de controle de inundações, certamente, poderá chegar à soluções estruturais para alguns locais, mas dentro da visão de conjunto de toda a bacia, onde estas sejam racionalmente integradas com outras medidas preventivas (não-estruturais) e compatibilizadas com o esperado desenvolvimento urbano.

As medidas incluídas no PDDrU (PORTO ALEGRE, 2005) também podem ser classificadas quanta a escala ou área de abrangência. Na fonte, definido pelo escoamento que ocorre no lote, condomínio ou empreendimento individualizado, estacionamentos, área comercial, parques e passeios. A micro drenagem é definida pelo sistema de condutos pluviais ou canais em um loteamento ou de rede primária urbana. É projetado para atender a drenagem de precipitações com risco moderado. E a macrodrenagem envolve um conjunto de coletores de diferentes sistemas de micro drenagem. Devem ser projetados com capacidade superior ao de micro drenagem, com riscos de acordo com os prejuízos humanos e materiais potenciais.

Para o município de Caxias do Sul, onde será feito o estudo de incorporação do microrreservatório para controle pluvial na fonte, foi apresentado em 2002 o relatório final para elaboração do Plano Diretor de Drenagem Urbana do município, desenvolvido pelo IPH (Instituto de Pesquisas Hidráulicas) junto com SAMAE (Serviço Autônomo Municipal de Água e Esgoto). Neste relatório foram feitas algumas propostas de lei para parcelamento do solo, onde destacam-se as principais citadas a seguir:

- 1) toda edificação com superfícies impermeáveis, que tenham sido aprovadas pelo poder público municipal, deverá ter uma vazão máxima específica de saída para a rede pública pluvial de 41 l/(s.ha), onde a vazão máxima é calculada multiplicando-se a área total do terreno pela vazão específica;
- 2) a água precipitada sobre o terreno não pode ser drenada diretamente para as ruas ou sarjeta. Para áreas de recuo, no máximo 20% de sua área poderá ser drenada diretamente para rede pública, descontando a área drenada da área total do terreno;
- 3) todo novo parcelamento do solo deverá prever na sua implantação o limite de vazão máxima.

### 3.1 CICLO HIDROLÓGICO

O fluxo do ciclo hidrológico pode seguir dois sentidos: a) da superfície para atmosfera, é quando ocorre apenas a troca em forma de vapor, em decorrência da evaporação e da transpiração das plantas; b) no sentido atmosfera para superfície, este segundo ocorre em qualquer estado físico da água, mas tem seu maior valor significativo, na forma de precipitações de chuva e neve. O ciclo hidrológico tem seu início quando a água presente na forma de vapor, sob determinadas condições, condensa formando micro gotículas, onde as mesmas se mantêm no ar devido turbulência atmosférica. Com o agrupamento dessas gotículas, junto com poeira e gelo, formam o aerossol, mais conhecido como nuvem ou de nevoeiro, este último quando perto do solo (TUCCI, 2007).

Segundo Castro et al. (2008, p. 12-14), o trânsito de águas no meio ambiente pode ser analisado conceitualmente como um ciclo fechado contínuo de entradas, saídas e armazenamentos interligados. Esse deslocamento de água pode ser interpretado como uma troca de volumes hídricos entre dois grandes reservatórios, um terrestre e outro atmosférico que efetuam a transposição de água entre si, utilizando dois importantes processos hidrológicos, que são a evaporação e a precipitação. No âmbito terrestre, o processo e formação e difusão do escoamento subterrâneo é de elevada importância na hidrologia. O fenômeno que propicia a entrada principal é a precipitação e as saídas podem ocorrer tanto na forma de evaporação, escoamento ou infiltração. Este processo pode ser visualizado na figura 3.

Figura 3 – Etapas do ciclo hidrológico



(fonte: BRAGA, 2005, p. 35)

Tucci (2007, p. 8) afirma que:

O ciclo hidrológico é impulsionado por energia eletromagnética proveniente do sol e pela energia de carácter gravitacional do sistema solar. O sol fornece energia para a evaporação da água e o campo gravitacional terrestre, conjuntamente com a força de Coriolis, condicionam o movimento dos ventos (responsável pelo transporte atmosférico horizontal); as influências gravitacionais do sol e da lua alteram o equilíbrio das massas de água e as variações na emissão de energia pelo sol (manchas solares) e nos raios cósmicos e incidem sobre a estabilidade atmosférica, afetando, por sua vez, a distribuição da água na superfície terrestre.

Conforme (TUCCI, 2007) o solo natural é poroso e quando ocorre a precipitação toda água é infiltrada até que ocorre a saturação do solo. Quando a saturação do solo é completa inicia-se o escoamento superficial, este tem seu sentido das cotas mais altas dos terrenos para as mais baixas, devido à gravidade. O escoamento inicial acontece com a pequena formação de filetes de água moldando-se ao micro relevo do solo. Quando as partículas de solo são erodidas por estes filetes tem-se a formação de micro redes de drenagem que converge para redes de cursos de água mais estáveis formando arroios e rios. As plantas encontradas no caminho do escoamento superficial diminuem sua energia cinética, favorecendo a infiltração e diminuindo a erosão.

Buffon (2010) salienta que a chuva é a etapa do ciclo hidrológico mais perceptível pela sociedade no meio urbano, uma vez que, quando ocorre sobre superfícies impermeáveis urbanas que não foram dimensionadas para um determinado evento, é impedida de se infiltrar ao solo, gera aumento no volume de escoamento superficial e por consequência alagamentos e enchentes no caso que a capacidade do sistema se veja excedida.

### 3.2 PRECIPITAÇÃO

Na hidrologia a precipitação é definida como qualquer forma de água proveniente do meio atmosférico (chuva, granizo, geada, neve). A determinação da sua intensidade, duração e distribuição temporal e espacial são fundamentais para o controle de inundações e erosão do solo (BERTONI; TUCCI, 2009).

Segundo Tucci (2000), a precipitação em forma de chuva pode ser classificada em convectiva, frontal ou ciclônica e orográfica.

Conforme Teixeira (2010), as chuvas convectivas são também conhecidas como chuvas de verão. De acordo com o autor, elas ocorrem quando o ar úmido é aquecido na vizinhança do solo, criando-se uma camada de ar quente que se mantém em equilíbrio instável. Essa camada sobe sendo resfriada rapidamente, condensando o vapor atmosférico, formando nuvens e, em muitas vezes, precipitações. Grande parte das enchentes urbanas são ocasionadas por esse tipo de chuva.

As chuvas frontais ou ciclônicas são provenientes do encontro de extensas massas de ar frias e quentes. As frentes de ar frio, que vêm dos polos da Terra, ao interagirem com as frentes de ar quente elevam estas bruscamente. Esse processo provoca a condensação do vapor d'água presente em grande quantidade e ocasiona chuvas de intensidade média, porém que abrangem grandes áreas e por um longo período de tempo (VIOLA, 2008).

As chuvas orográficas são as que têm sua formação frequentemente ligada às características geográficas. As massas de ar que seguem do oceano para o continente trazem junto a umidade proveniente do mar. Ao chegarem à superfície e encontrarem relevos montanhosos, a massa de ar quente e úmido se eleva como se fosse para superar a barreira geográfica. Assim, ela se resfria e se condensa formando nuvens e então chuvas com intensidades menores que as chuvas convectivas sendo, portanto, de grande duração e atingindo áreas pequenas (Ayoade, 1986).

A precipitação é a variável hidrológica que tem uma maior aleatoriedade espacial e temporal. Enquanto em um local podemos ter precipitação e em um outro ponto próximo pode estar sem nenhum sinal de precipitação, esta característica mostra a dificuldade de sua avaliação. Sua unidade é dada em milímetros de chuva (mm), que é a quantidade de precipitação correspondente a um volume de um litro por metro quadrado de superfície. Na engenharia são necessários três parâmetros para sua definição: duração, intensidade e sua frequência. A duração é o tempo expresso em horas ou minutos do início ao fim do fenômeno. A quantidade total, medida em mm, dividida pela duração, indica a intensidade média desta precipitação. Conceitualmente é dada em milímetros por hora (mm/h), conhecida também como taxa de transferência de água da atmosfera para o solo, podendo variar de um instante para outro na mesma precipitação. Tratando-se de um fenômeno aleatório, a probabilidade de uma chuva ser igualada, ou superada define a sua frequência (SÁNCHEZ, 2008).

Para uma melhor interpretação das inter-relações das variáveis do processo hidrológico, utilizam-se diagramas adequados para cada caso. As chuvas, quantidade gerada pelo fenômeno

em uma determinada área pode ser medida através da utilização de pluviômetros, onde registram valores à escala de um dia, obtendo-se assim uma série histórica de volumes precipitados. Estes dados são encontrados em sítios eletrônicos de entidades e associações com estes fins.

Os pluviógrafos são aparelhos que medem a variação da altura de chuva com o tempo e são ajustados numa escala temporal contínua. Com os dados destes registros podem ser determinadas as curvas IDF para este determinado local, onde essas curvas recebem este nome porque relacionam intensidade, duração e frequência de chuvas.

Segundo (PORTO ALEGRE, 2005, P. 22), “A precipitação é a principal informação hidrológica de entrada utilizado no cálculo das vazões de projeto das obras de drenagem pluvial. A expressão da precipitação de projeto identifica a precipitação utilizada na geração do hidrograma ou vazão de projeto.”.

Costa et al. (2007, p. 22) salienta que “O hietograma de projeto é uma sequência de intensidades de chuva que descrevem a entrada de água na bacia contribuinte, para qual determinada obra deve ser projetada.”.

Conforme (PORTO ALEGRE, 2005, p. 23):

As precipitações de projeto são normalmente determinadas a partir de relações intensidade-duração-frequência (curvas IDF) da bacia contribuinte. Expressas sob forma de tabelas ou equações, as curvas IDF fornecem a intensidade da precipitação para qualquer duração e período de retorno. Pode-se obter uma lâmina ou altura de precipitação, multiplicando-se a intensidade dada pela IDF pela sua correspondente duração.

A caracterização das chuvas intensas é feita utilizando-se equações empíricas denominadas equações de intensidade-duração-frequência (IDF) ou equação de chuvas intensas, representadas pela equação 1 (CECÍLIO *et al.*, 2009).

$$i_m = \frac{K * TR^a}{(t + b)^c} \quad (\text{equação 1})$$

Sendo:

$i_m$  = intensidade de precipitação (mm/h);

$t$  = duração do evento chuvoso (minutos);

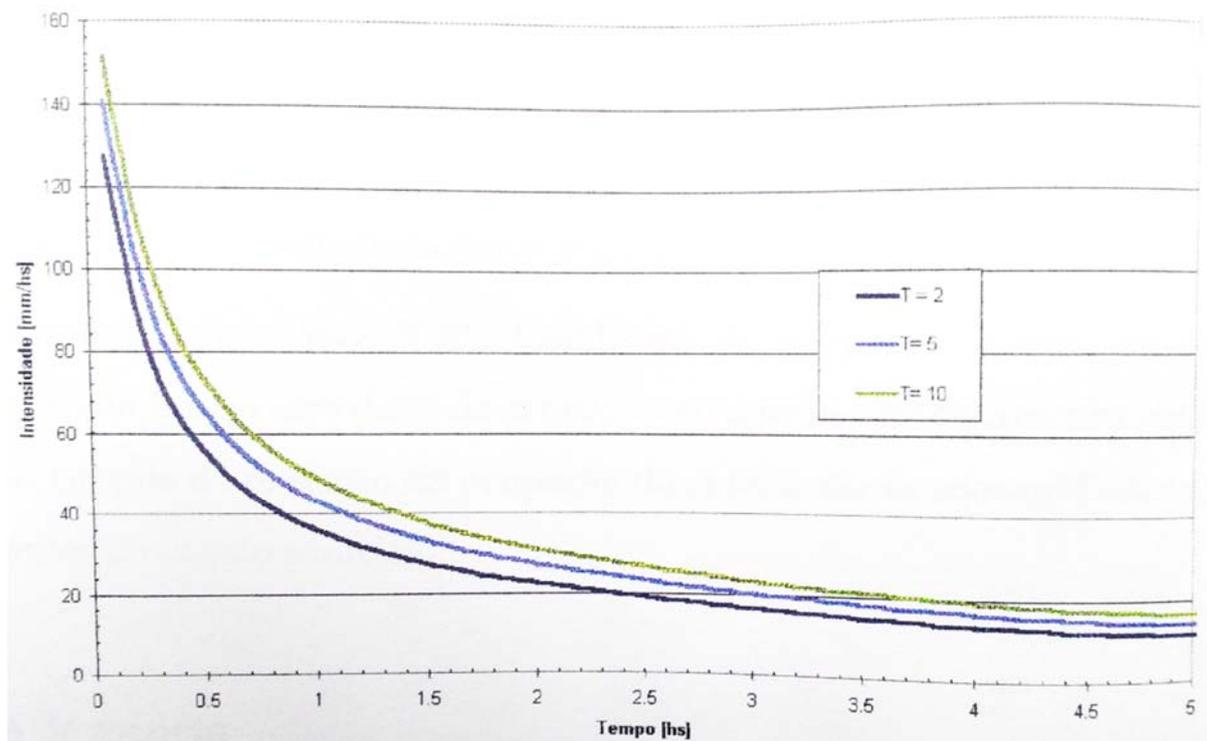
TR = tempo de retorno (anos);

K, a, b, c = parâmetros de ajuste relativos à localidade.

De acordo com Souza et al., (2012), para a obtenção dessas equações são necessários dados pluviográficos, de caráter local e com um longo período de observações disponíveis. Para Cardoso, Ullmann e Bertol (1998) é em virtude destes critérios que o conhecimento das características de chuvas intensas é bastante escasso no território brasileiro, pois são raras as localidades que apresentam medidores do tipo pluviógrafo e onde estes são realidade, os registros não são suficientes.

Com a utilização de dados estatísticos da precipitação observada é possível criar um evento crítico hipotético chamado de precipitação de projeto. Para o município de Caxias do Sul, com a indisponibilidade de dados pluviográficos foram utilizadas as curvas apresentadas por Otto Pfastetter no livro *Chuvas Intensas no Brasil* (PFAFSTETTER, O., 1982), que a Prefeitura de Caxias do Sul tem usado em seus cálculos de obras hidráulicas. Como estas curvas não estavam atualizadas, foram feitas comparações com as curvas encontradas em *Chuvas Intensas do Rio Grande do Sul* (LAWSON et al., 1991) em uma região climatológica semelhante, verificando pouca variação entre as curvas (Tucci et al., 2001), a curva apresentada por Pfastetter é mostrada na figura 4.

Figura 4 – Curvas IDF da cidade de Caxias do Sul



(fonte: TUCCI et al., 2001, p. 35)

O período de retorno é o inverso da probabilidade de um determinado evento hidrológico ser no mínimo igualado ou excedido em um determinado ano. Essa é a variável que identifica qual será o risco a ser adotado no projeto, utilizando uma relação dos investimentos envolvidos para reduzir a frequência das inundações e os prejuízos aceitos. Trata-se de definir qual será o risco tolerável. Quando se adota um período de retorno de 10 anos, está se admitindo que em média possam ocorrer eventos que gerem prejuízos uma vez a cada 10 anos. Para ocorrer uma análise adequada do tempo de retorno a ser utilizado em um determinado projeto, é necessário que sejam efetuadas avaliações dos prejuízos que podem ocorrer tanto nos parâmetros econômicos quanto nos sociais, em decorrência dos impactos causados por enchentes, de maneira a se admitir riscos toleráveis. Para que seja minimizado os riscos na etapa de projeto deve ser utilizado o limite superior para o período de retorno, sempre que se tratar de eventos que possam trazer grandes riscos à vida humana ou com capacidade de interferência em obras de utilidade pública, como aeroportos ou rodovias. A tabela 1 apresenta os riscos usualmente adotados em projeto (TUCCI, 2003, p. 53).

Tabela 1 – Período de retorno para sistemas urbanos

SISTEMA	CARACTERÍSTICA	INTERVALO	VALOR FREQUENTE
Microdrenagem	Residencial	2 – 5	2
	Comercial	2 – 5	5
	Áreas de prédios públicos	2 – 5	5
	Aeroporto	5 – 10	5
	Áreas comerciais e avenidas	5 – 10	10
Macrodrenagem		10 – 25	10
Zoneamento de áreas ribeirinhas		5 – 100	100

(fonte: TUCCI, 2003, p. 54)

Tucci (1995, p. 110) afirma que se adotando níveis de segurança elevados eleva-se os custos para obras e ocasiona grandes intervenções no meio urbano. A diminuição dos custos e interferências nas obras de drenagem urbana são uma meta essencial, mas esses fatores não devem ser obtidos com a utilização de períodos de retorno pequenos ou inadequados.

No evento de precipitação natural existe uma grande variabilidade da duração da chuva. O método hidrológico utilizado tem relação direta com a variação temporal nas chuvas de projeto. O Método Racional considera a chuva de projeto com intensidade constante em toda a sua duração, retirada diretamente da curva IDF. Já os métodos baseados em hidrogramas unitários utilizam a precipitação variável no tempo. O Manual de Drenagem Urbana de Porto Alegre apresenta o método de blocos alternados, que constrói o hietograma de projeto a partir da curva IDF (PORTO ALEGRE, 2005, p. 26)

Segundo o PDDrU (PORTO ALEGRE, 2005, p. 26), para uma correta determinação do tempo de duração da chuva algumas observações importantes devem ser levadas em consideração:

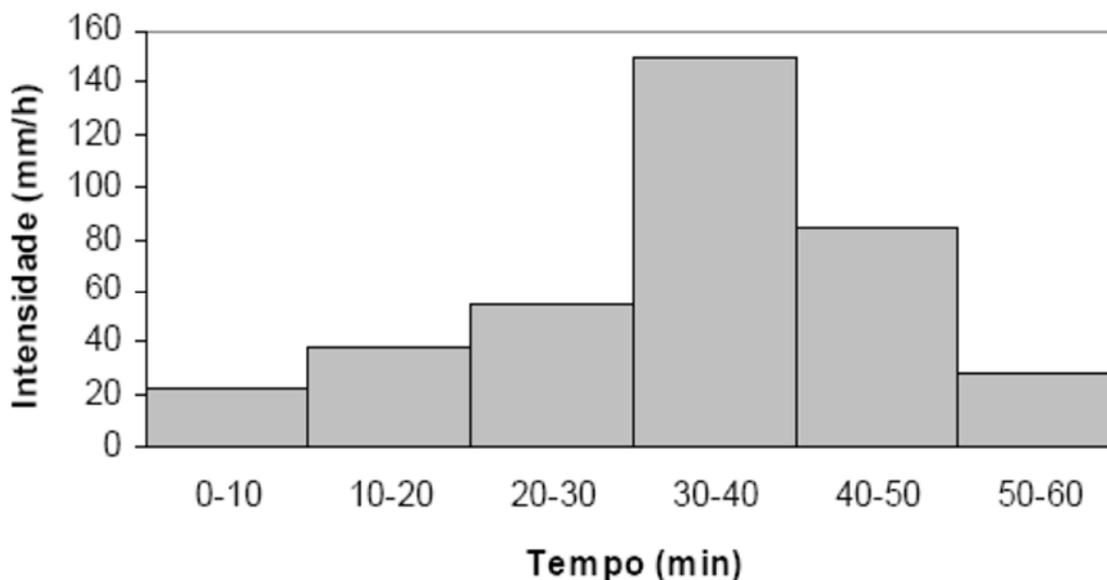
- a) a precipitação ocorrida deve ter um tempo de duração total igual ou maior que o tempo de concentração da bacia, admitindo que toda ela sinta o efeito da precipitação;
- b) a simulação deve ter um tempo total de pelo menos duas vezes o tempo de concentração, possibilitando que toda precipitação atue sobre o hidrograma de saída;
- c) as precipitações devem ter um intervalo de tempo preferencialmente de um terço do tempo de pico do hidrograma unitário da bacia.

O método dos blocos alternados é utilizado para que ocorra uma melhor distribuição da precipitação ao longo do tempo na tentativa de buscar um contexto no qual a precipitação torne-se crítica. Este método permite que o projetista escolha onde posicionar o pico de chuva, procurando a situação mais desfavorável, gerando hidrogramas de grande pico. Esta metodologia pode ser descrita em três etapas (PORTO ALEGRE, 2005, p. 27):

- a) para o tempo de retorno escolhido, calcular a precipitação total (produto da intensidade vezes a duração) para cada duração, espaçadas pelo intervalo de tempo até a duração final a partir da curva IDF;
- b) fazer a diferença dos totais precipitados entre duas durações consecutivas obtendo as precipitações desagregadas;
- c) reordenar as precipitações desagregadas posicionando o maior valor na metade da duração total, o segundo logo após o de maior valor e o terceiro antes do de maior valor, e assim sucessivamente até preencher todos os intervalos de tempo ao longo da duração, criando o cenário mais desfavorável.

A figura 5 apresenta um exemplo de hidrograma de projeto definido a partir do método dos blocos alternados.

Figura 5 – Hietograma de projeto utilizando método dos blocos alternados



(fonte: COSTA et al., 2007, p. 25)

Eventos pluviométricos extremos ou chuvas intensas, conforme explica Sampaio (2011), são precipitações que geram um grande volume de água em um pequeno intervalo de tempo. Estas chuvas são capazes de suscitar grande quantidade de escoamento superficial e, portanto, sua espacialização temporal é de grande interesse na elaboração de projetos de obras hidráulicas, como os sistemas de drenagem urbana (OLIVEIRA *et al.*, 2008).

Um dos métodos mais utilizados para transformar a precipitação em vazão é por meio do modelo hidrológico *Soil Conservation Service* (SCS) (Tucci, 2007). É definido com a aproximação da precipitação efetiva pelo método do coeficiente CN (Curva Número) e a construção do hidrograma de projeto pelo método do hidrograma unitário sintético.

A classificação no quadro 1 indica para um solo do tipo A um coeficiente CN menor do que os demais, sendo assim mais permeável, por consequência gerando um escoamento superficial menor. O valor do CN aumenta conforme ordem alfabética do quadro 1 que para o solo do tipo D temos um solo mais impermeável em relação ao citados anteriormente, gerando escoamentos superficiais maiores.

Quando o tipo de solo e condições de ocupação da cobertura do solo forem de diversos tipos, que para cada tipo de ocupação será adotado um coeficiente CN diferente, o valor final que

representa a área como um todo é feito através da média ponderada dos valores do CN e de suas respectivas áreas. Calculado através da equação 2:

$$CN = \frac{\sum_i^n CN_i x A_{bi}}{\sum_i^n A_{bi}} \quad (\text{equação 2})$$

Sendo:

CN = Coeficiente da bacia com áreas heterogêneas;

CN<sub>i</sub> = Coeficiente da área homogênea i;

A<sub>bi</sub> = Área da região homogênea.

Quadro 1 – Classificação hidrológica dos solos pelo método SCS

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

(fonte: TUCCI, 2007, p. 404)

Tucci (2007) classifica as regiões em urbanas, suburbanas, agrícolas e rurais. O valor do CN para regiões urbanas, suburbanas e agrícolas pode ser encontrado na tabela 2 e os da região rural pode ser visto na tabela 3.



Tabela 3 – Valor CN para regiões rurais

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

(fonte: TUCCI, 2007, p. 405)

Em projetos e planejamentos de obras de drenagem tipicamente é utilizado o método SCS. Tucci (2007) ressalta que o método foi desenvolvido com informações de bacias agrícolas nos Estados Unidos. O método relaciona dados de precipitação e vazão e é um modelo ideal a ser

utilizado em bacias hidrográficas onde há escassez de dados observados de vazão. O resultado obtido é representado pela equação 3.

$$P_{esc} = \frac{(I - 0,2xS)^2}{I + 0,8xS} \quad (\text{equação 3})$$

Sendo:

$P_{esc}$  = Precipitação efetiva (mm);

$I$  = Precipitação total (mm);

$S$  = máxima capacidade de retenção da bacia no início da chuva (mm).

As perdas iniciais consideradas no método são a interceptação, detenção superficial e a água que infiltra antes de iniciar o escoamento. O valor  $S$  da equação anterior leva em consideração o estado inicial de umidade do solo, utilização do solo e práticas de manejo do mesmo, e é definido pela equação 4.

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (\text{equação 4})$$

Sendo:

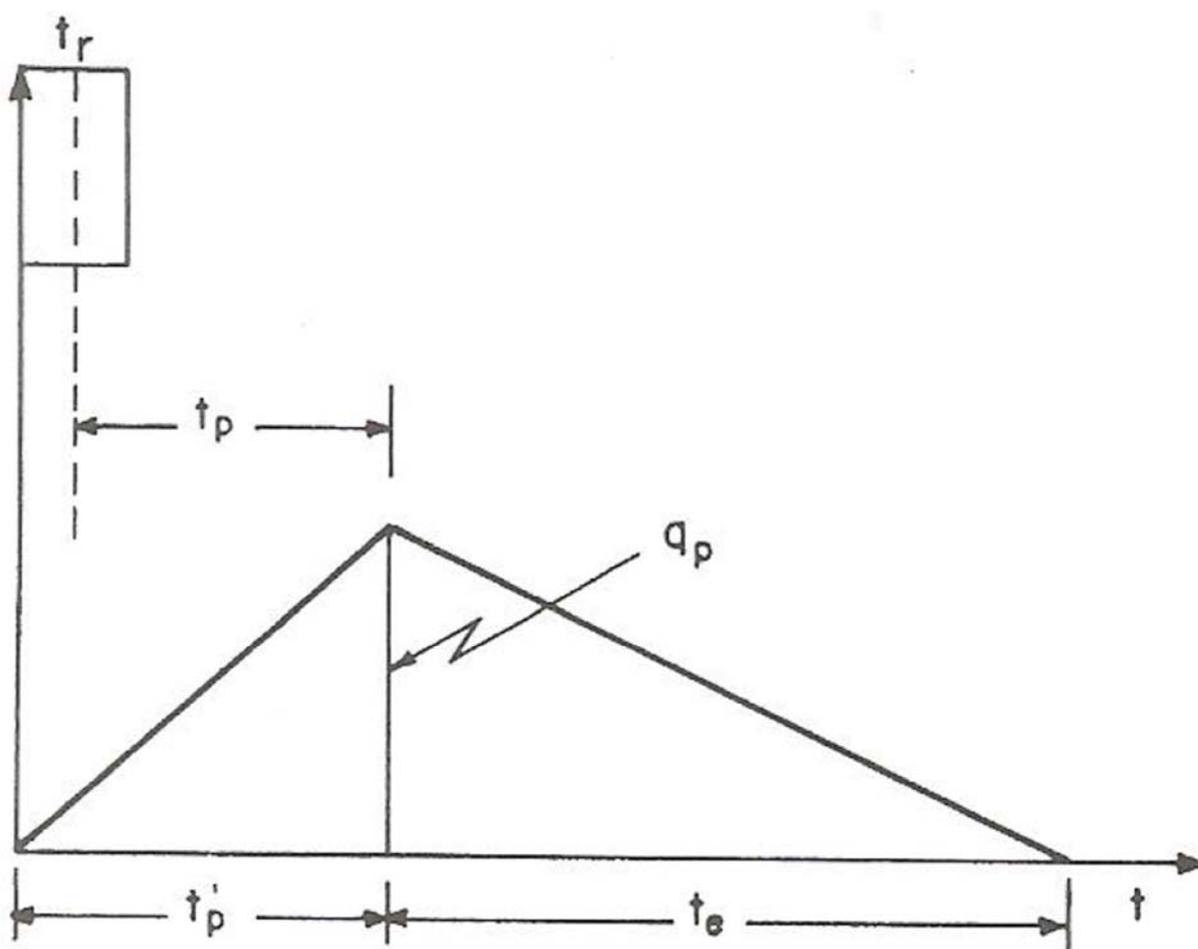
$CN$  = valor do coeficiente  $CN$ .

Para o modelo de caracterização do solo o valor do coeficiente  $CN$  varia de 0 a 100, sendo os valores mais próximos de zero pertencentes aos grupos dos solos com maior permeabilidade, e de forma contrária, para o valor de  $CN$  próximo a 100 corresponde ao tipo de solo totalmente impermeáveis.

Para formação do hidrograma representativo de uma bacia faz-se necessário o uso de dados hidrológicos, geralmente estes dados não são disponíveis ou não existe, então para o cálculo do hidrograma de projeto são utilizados métodos indiretos, e um dos mais difundido é o Hidrograma Unitário Sintético do modelo SCS. O hidrograma unitário é criado a partir de um escoamento superficial com volume unitário, onde o volume unitário deriva de uma chuva unitária, que equivale à altura pluviométrica e duração unitárias.

Através do hidrograma unitário é possível calcular as ordenadas do escoamento superficial para qualquer precipitação, com intensidade uniforme e igual duração àquela que gerou o hidrograma unitário, através da convolução. Com as características físicas da bacia, que interferem diretamente no escoamento, para o caso de Hidrograma Unitário do SCS, os parâmetros utilizados são o tempo de pico ( $t_p$ ), o tempo de base ( $t_b$ ) e a vazão de pico ( $q_p$ ), conforme figura 6.

Figura 6 – Hidrograma unitário sintético triangular do SCS



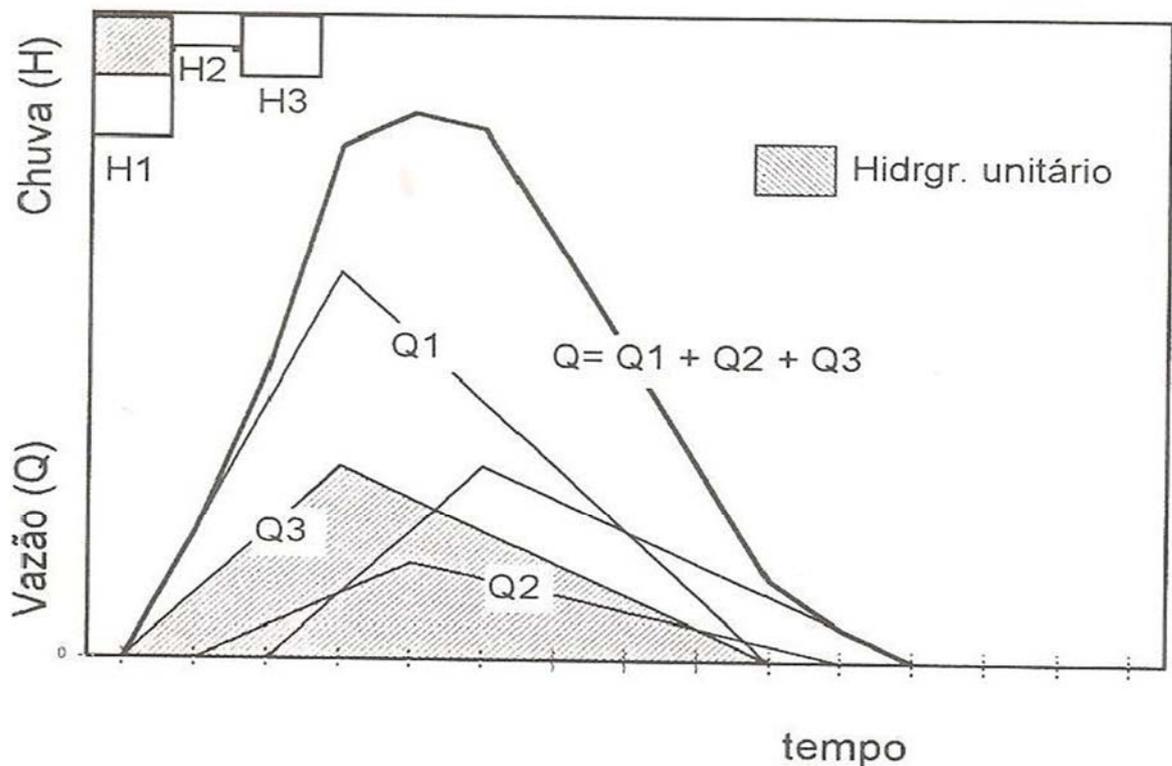
(fonte: TUCCI, 2007, p. 434)

Tucci (2007) salienta que o hidrograma unitário é talvez o principal operador chuva-vazão da hidrologia básica e possui inúmeras aplicações. Reconhecendo a bacia como um sistema linear e, portanto, obedecendo ao princípio da superposição, pode-se efetuar a convolução com cada intervalo de precipitação e depois somar os resultados parciais para então formar o hidrograma

resultante a partir da composição linear dos diversos hidrogramas defasados, como se visualiza na figura 7. Cada hidrograma parcial foi gerado a partir da precipitação que acontece em um intervalo de tempo. É importante ressaltar que os valores das precipitações são diferentes em cada intervalo de tempo e por isso o valor das ordenadas dos hidrogramas parciais resulta diferente. Os hidrogramas resultantes para esses dois eventos de precipitação são obtidos pela somatória das ordenadas de cada um dos hidrogramas parciais gerado por cada evento, em cada intervalo de tempo.

A transformação da precipitação em vazão pelo método do SCS pode ser feita com a utilização de *software* computacional, o IPHS1 é um deles, desenvolvido em parceria entre o IPH da UFRGS juntamente com a Faculdade de Engenharia Agrícola UFPel. Com as informações da bacia de estudo entra-se como dados de entrada no *software* UPHS1 gerando assim o hidrograma resultante.

Figura 7 – Exemplo de convolução de hidrogramas unitários



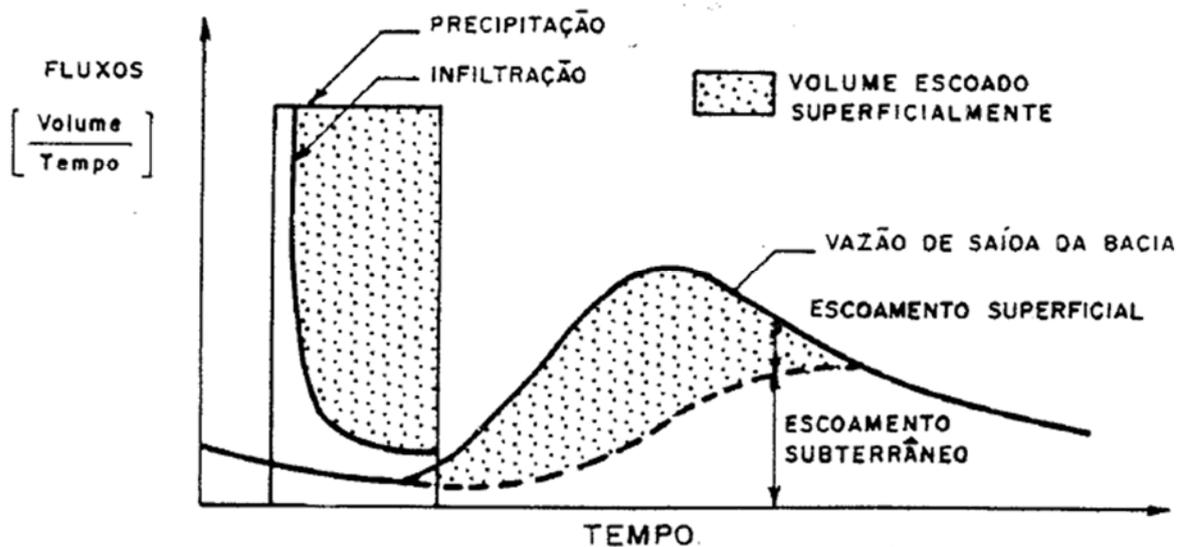
(fonte: TUCCI, 2007, p. 434)

### 3.3 BACIAS HIDROGRÁFICAS

A bacia hidrográfica define-se como a superfície drenada por um curso d'água junto com seus afluentes a montante de uma determinada seção. Esta área é delimitada por uma linha que passa nos pontos mais altos do terreno, chamado de divisor de águas, e que corta o eixo do rio somente uma vez na parte mais baixa, onde fica o exutório. As características da bacia incidem diretamente sobre o tipo de onda de cheia gerada, sendo de primordial importância o conhecimento dessas características para que possa ser feita a representação do processo de transformação de chuva em vazão. Dentro dessa ótica os parâmetros mais importantes são o tempo de concentração, coeficiente de escoamento e área de drenagem (CASTRO et al., 2008).

A bacia hidrográfica pode ser considerada como um sistema físico, onde a entrada é o volume precipitado e a saída é o volume escoado através do exutório, levando-se em conta que os volumes evaporados, transpirado e infiltrados são considerados perdas intermediárias. Em eventos isolados desconsidera-se estas perdas e analisa-se a transformação da chuva em vazão como podem ser vistos na figura 8, com hietograma (entrada) e hidrograma (saída) Tucci (2007).

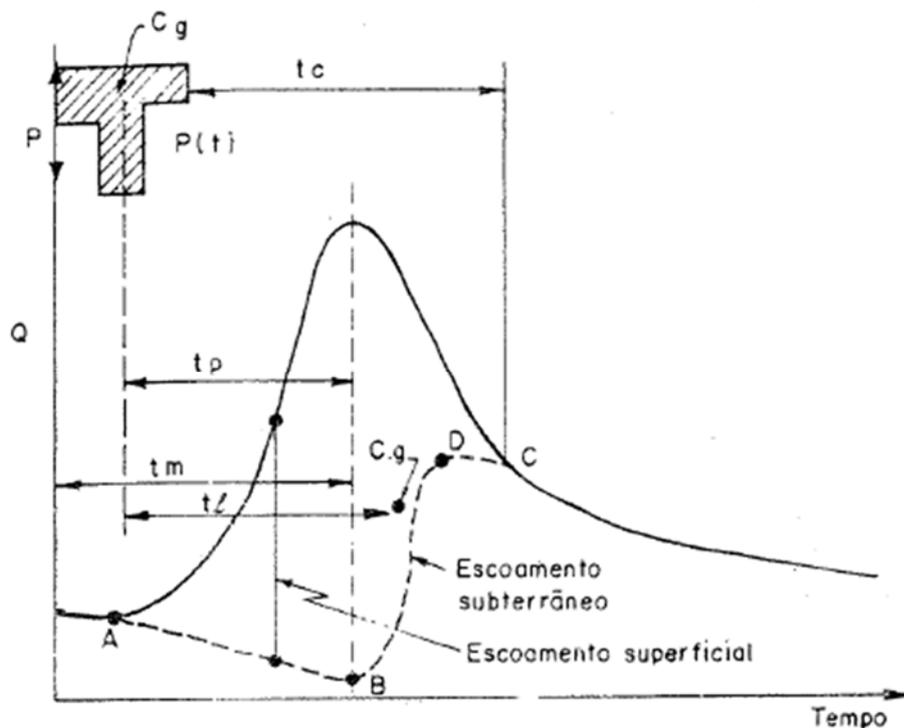
Figura 8 – Resposta hidrológica da bacia hidrográfica



(fonte: TUCCI, 2007, p. 42)

Hidrograma é o gráfico que relaciona a vazão no tempo. A distribuição da vazão no tempo é o resultado entre todos os componentes do ciclo hidrológico. Na figura 9 é mostrado o comportamento de um hidrogramas típico de uma bacia. No início da precipitação existe um intervalo de tempo onde o nível da água começa a elevar-se, este tempo de retardo deve-se as perdas iniciais por interceptação da vegetação, as depressões do solo e ao próprio retardo de resposta da bacia, devido ao tempo de deslocamento na mesma. Do início até o pico de vazão, o hidrograma apresenta um gradiente maior que na parte posterior ao mesmo, isto devido a predominância do escoamento superficial neste período, que é uma resposta ao comportamento aleatório da precipitação. Após atingir o pico de vazão, ocorre uma recessão, este ponto caracteriza o fim do escoamento superficial e a predominância pelo escoamento subterrâneo. Isto se dá pelo fato de que o escoamento subterrâneo ter um tempo de retardo maior, pois a água precisa passar pelo solo poroso onde diminui sua velocidade de escoamento Tucci (2007).

Figura 9 – Hidrograma tipo



(fonte: TUCCI, 2007, p. 392)

Onde:

$Q$  = vazão ( $m^3/h$ );

$t_l$  = tempo de retardo (h), é definido como o intervalo de tempo entre o centro de massa da precipitação e o centro de gravidade do hidrograma;

$t_p$  = tempo de pico (h), é definido como o intervalo entre o centro de massa da precipitação e o tempo da vazão máxima;

$t_c$  = tempo de concentração (h);

$t_m$  = tempo de ascensão (h), é o tempo entre o início da chuva e o pico do hidrograma;

$t_b$  = tempo de base (h), é o tempo entre o início da precipitação e aquele em que a precipitação ocorrida já escoou através da seção principal, ou que o rio volta às condições anteriores a da ocorrência da precipitação;

$t_e$  = tempo de recessão (h), é o tempo necessário para a vazão baixar até o ponto C, quando acaba o escoamento superficial.

Tucci (2007, p. 394) define tempo de concentração como “[...] o tempo necessário para a água precipitada no ponto mais distante da bacia deslocar-se até o exutório da bacia. Esse tempo é definido também entre o fim da precipitação e o ponto de inflexão do hidrograma.”.

Segundo Tucci (2007, p 393):

Para bacias pequenas ( $<500 \text{ km}^2$ ), as precipitações convectivas de alta intensidade, pequena duração e distribuição numa pequena área, podem provocar as grandes enchentes, enquanto que para bacias maiores as precipitações mais importantes passam a ser as frontais, que atingem grandes áreas com intensidade média.

Tucci (2000) e Assunção (2012) apresentam algumas das fórmulas mais utilizadas para determinar o tempo de concentração de uma bacia hidrográfica demonstradas no quadro 2. Agra (2001) recomenda que o tempo de concentração seja determinado pela equação da Onda Cinemática por ser a única que considera a precipitação.



Quadro 2 – Metodologia de cálculo para tempo de concentração

Método	Equação	Termos da Equação	Comentários
Kirpich	$tc = 3,089 \cdot L^{0,77} \cdot S^{-0,385}$	tc: em minutos; L: comprimento do talvegue (Km); S: Declividade do talvegue (m/Km).	O valor de tc obtido deve ser multiplicado por 0,2 ou 0,4, conforme sejam canais de betão ou superfícies asfaltadas, respectivamente; é recomendado para bacias rurais (0,50 - 45,3 ha) com canais bem definidos e de declives situados entre 3 a 10%.
Califórnia culverts practice	$tc = 57 \cdot L^{1,155} \cdot H^{-0,385}$	tc: em minutos; L: comprimento do talvegue (Km); H: diferença de cota entre a saída da bacia e o ponto mais alto do talvegue (m).	-
Federal Aviation Agency	$tc = 22,73 \cdot (1,1 - C) \cdot L^{0,50} \cdot S^{-0,33}$	tc: em minutos; L: comprimento do talvegue (Km); S: Declividade do talvegue (m/Km); C: coeficiente de escoamento	Desenvolvida para drenagem de aeroportos, é válida provavelmente para o caso que predomina o escoamento em superfícies de pequenas bacias.
Onda Cinemática	$tc = \frac{447 \cdot (\eta \cdot L)^{0,6}}{S^{0,3} \cdot I^{0,4}}$	tc: em minutos; L: comprimento do talvegue (Km); S: Declividade do talvegue (m/m); $\eta$ : rugosidade de Manning; I: intensidade da precipitação (mm/h).	É adequada para pequenas bacias onde o Método Racional pode ser aplicado e a superfície é predominante.
SCS Lag fórmula	$tc = 3,42 \cdot L^{0,8} \left( \frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0,7} S^{-0,5}$	tc: em minutos; CN: número da curva (método SCS); L: comprimento do talvegue (Km); S: Declividade do talvegue (m/m).	Desenvolvida para bacias rurais com área de drenagem de até 8 Km <sup>2</sup> e reflete fundamentalmente o escoamento em superfícies. Para aplicação em bacias urbanas o SCS sugere procedimentos para ajuste em função da área impermeabilizada e da parcela dos canais que sofreram modificações.
SCS – método cinemático	$tc = \frac{1000}{60} \sum \frac{L}{V}$	L: comprimento do talvegue (Km); V: velocidade média no trecho (m/s).	A fórmula se baseia no fato de que o tempo de concentração é o somatório dos tempos de trânsito dos diversos trechos que compõem o comprimento do talvegue.
Dooge	$tc = 21,88 \cdot A^{0,41} \cdot S^{-0,17}$	S: Declividade do talvegue (m/m); A: área da bacia (Km <sup>2</sup> ).	Para bacias médias e escoamento predominantemente em canais.

(fonte: Adaptado de Tucci (2000) e Assunção (2012))

Silveira (2005) fez um estudo analisando diversas fórmulas em relação ao desempenho do tempo de concentração para bacias rurais e urbanas. O presente estudo salienta a diferença entre ambas e seus respectivos erros relativos e absolutos, resultando que para bacias urbanas e de pequena escala (bacias com área até 1.100 ha) o melhor método utilizado é a equação de Carter, sendo ela demonstrada a seguir:

$$T_c = 0,0977L^{0,6}S^{-0,3} \quad (\text{equação 5})$$

Sendo:

$T_c$  = tempo de concentração (h);

L = comprimento talvegue principal (km);

S = declividade média (m/m).

Segundo Castro et al. (2008), pode-se determinar o tempo de deslocamento para uma série de locais na região em questão, gerando um campo de tempos de deslocamento. Para cada bacia existe apenas um tempo de concentração, no entanto a água que escoar de cada ponto da bacia leva um tempo para chegar à foz e a partir desta série de tempos distintos para cada ponto é possível interpolar e traçar uma rede de isolinhas de igual duração, que são denominadas de isócronas, e adotando o maior valor obtido como tempo de concentração para a região que está sendo analisada.

O coeficiente de escoamento representa a parte da precipitação que escoar na superfície da bacia, variando conforme a urbanização do local e com a magnitude do evento de precipitação, sendo definido como a relação entre a quantidade de água total escoada numa determinada seção e a quantidade total de água precipitada na bacia hidrográfica contribuinte, conforme equação 6, este valor deve introduzir a influência de diversos fatores da qual depende o escoamento (TUCCI, 2000):

$$c = \frac{P_{esc}}{P_{tot}} \quad (\text{equação 6})$$

Sendo:

$c$  = coeficiente de escoamento superficial (adimensional);

$P_{esc}$  = quantidade de chuva que escoo superficialmente (mm);

$P_{tot}$  = quantidade total de precipitação na bacia (mm);

No PDDrU (PORTO ALEGRE, 2005) estão informados os valores de coeficientes de escoamento conforme o tipo de ocupação, mostrados na tabela 4.

Tabela 4 – Coeficientes de escoamento de acordo com o tipo de ocupação

Descrição da área	C
<i>Área Comercial/Edificação muito densa:</i>	
Partes centrais, densamente construídas, em cidade com ruas e calçadas pavimentadas	0,70 - 0,95
<i>Área Comercial/Edificação não muito densa:</i>	
Partes adjacentes ao centro, de menor densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas	0,60 - 0,70
<i>Área Residencial:</i>	
residências isoladas; com muita superfície livre	0,35 - 0,50
unidades múltiplas (separadas); partes residenciais com ruas macadamizadas ou pavimentadas	0,50 - 0,60
unidades múltiplas (conjugadas)	0,60 - 0,75
lotes com > 2.000 m <sup>2</sup>	0,30 - 0,45
áreas com apartamentos	0,50 - 0,70
<i>Área industrial:</i>	
indústrias leves	0,50 - 0,80
indústrias pesadas	0,60 - 0,90
<i>Outros:</i>	
Matas, parques e campos de esporte, partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas e parques ajardinados	0,05 - 0,20
parques, cemitérios; subúrbio com pequena densidade de construção	0,10 - 0,25
<i>Playgrounds</i>	0,20 - 0,35
pátios ferroviários	0,20 - 0,40
áreas sem melhoramentos	0,10 - 0,30

(fonte: PORTO ALEGRE, 2005, p. 86)

Castro et al. (2008) destacam que o coeficiente de escoamento muda de acordo com o tipo de solo predominante na bacia em função da sua capacidade de infiltração. Solos pouco permeáveis, como os argilosos, produzem altos valores de escoamento superficial mostrando que as bacias com esse tipo de solo tendem a ser grandes geradoras de cheias. Por outro lado, solos arenosos possuem grande capacidade de infiltração e baixas possibilidades de gerar cheias. O

tipo de cobertura vegetal da bacia afeta também o coeficiente de escoamento, mas de forma menos acentuada.

## 4 SISTEMA PREDIAL DE ÁGUAS PLUVIAIS

Conforme NBR 10844 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1989, p. 1) tem-se o objetivo garantir níveis aceitáveis de funcionalidade, segurança, higiene, conforto, durabilidade e economia, aplicando-se apenas à drenagem de águas pluviais em coberturas e demais áreas associadas a edificação. No qual devem ser projetadas de modo a obedecer às seguintes exigências:

- a) recolher e conduzir as águas da provenientes da chuva até um local adequado e permitido;
- b) a instalação deve ser perfeitamente estanque;
- c) permitir facilmente a limpeza e desobstrução da instalação;
- d) permitir a absorção de choques mecânicos;
- e) permitir a absorção das variações dimensionais, causadas por variações térmicas bruscas;
- f) ser resistente às intemperes e à agressividade do meio (Ex. maresia ou orla marítima);
- g) escoar a água sem provocar ruídos excessivos;
- h) resistir aos esforços mecânicos atuantes na tubulação;
- i) garantir indeformabilidade através de uma boa fixação da tubulação.
- j) os condutos de águas pluviais não podem ser usados para receber efluentes provenientes do esgoto sanitário;
- k) as superfícies horizontais de lajes devem ter uma declividade mínima de 0,5% que garanta o escoamento das águas pluviais até os pontos de drenagem previstos;
- l) o diâmetro interno mínimo, dos condutores verticais, de seção circular é 75mm;
- m) os condutores horizontais devem ser projetados, sempre que possível, com declividade uniforme com valor mínimo de 0,5%.

Os códigos de obra dos municípios, em geral, proíbem o caimento livre da água dos telhados de prédios (aplicas-se também a coberturas, terraços e pátios) de mais de um pavimento, bem como o caimento em terrenos vizinhos. Desta forma, a água deve ser conduzida das calhas ou

ralos aos condutores de água pluviais, ligados a caixas de areia no térreo, posteriormente encaminhada aos coletores públicos de águas pluviais (CREDER, 1995).

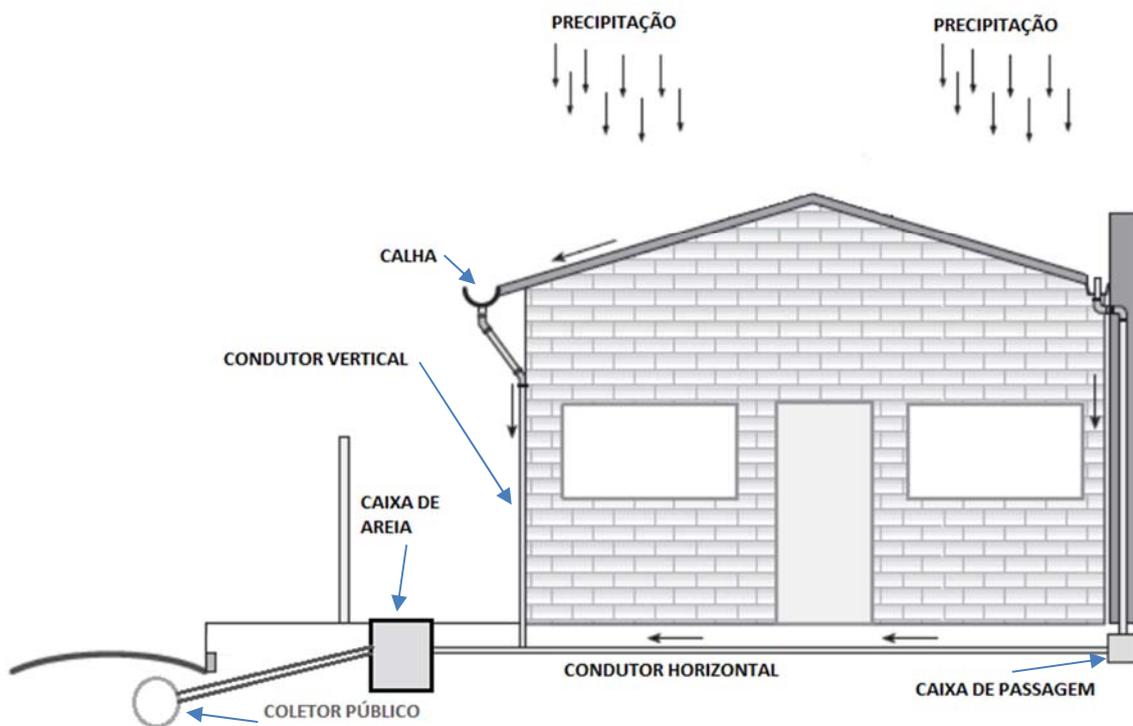
#### 4.1 COMPONENTES DO SISTEMA TRADICIONAL

Para conduzir as águas pluviais dos telhados, terraços e áreas abertas são utilizados elementos, neste caso, calhas, condutores verticais, etc para destinação final na rede pública de drenagem, esta condução das águas pluviais pode ser vista, como exemplo, na figura 10. De acordo com NBR 10844 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1989) são adotadas algumas definições para estes elementos citados a seguir:

- Calha: canal que recolhe a água precipitada sobre os telhados, conduzindo-a aos condutos verticais. As calhas podem ser de beiral ou platibanda, de acordo com sua instalação, devendo ter inclinação mínima de 0,5%. As formas das calhas são variáveis, sendo a mais comum a semicircular.
- Conductor vertical: tubulação vertical destinada a recolher águas de calhas, coberturas, terraços e similares, conduzindo-os até a parte inferior do prédio ou residência.
- Conductor horizontal (coletor): canal ou tubulação horizontal que coleta as águas dos condutores verticais e as conduzem ao coletor público.
- Ralo: caixa dotada de grelha na parte superior destinada a receber águas precipitadas sobre os terraços e áreas descobertas. As grelhas devem ter área dos orifícios igual ou maior a uma e meia a do condutor que se liga ao ralo.
- Funil: alargamento na junção de condutores com calhas para facilitar o escoamento das águas de chuva.
- Caixa de inspeção: caixa de alvenaria ou concreto, utilizada nos condutores horizontais para recolher detritos por deposição. São utilizados nas tubulações enterradas sempre que houver ligação entre condutores verticais com horizontais, conexão com outras tubulações, mudança de declividade, mudança de direção e a cada vinte metros, nos trechos retilíneos.

- Caixa de areia: caixa de alvenaria ou concreto, similar a uma caixa de inspeção, utilizada nos condutores horizontais para recolher detritos por deposição. Deve ser instalada pelo menos uma em cada lote, imediatamente antes da saída do coletor em direção ao coletor na via pública. A caixa de areia tem a geratriz inferior de chegada e de saída elevadas em relação ao fundo da caixa, para possibilitar a retenção de areia, que deve ser removida periodicamente, para não comprometer o sistema público de drenagem.

Figura 10 – Sistema de coleta de águas pluviais



(fonte: elaborada pelo autor)

Segundo a NBR 10844 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1989), os seguintes materiais podem ser utilizados para coleta e condução das águas pluviais:

- Calha: aço galvanizado, folha de flandres, cobre, aço inoxidável, alumínio, fibrocimento, pvc rígido, fibra de vidro, concreto ou alvenaria;

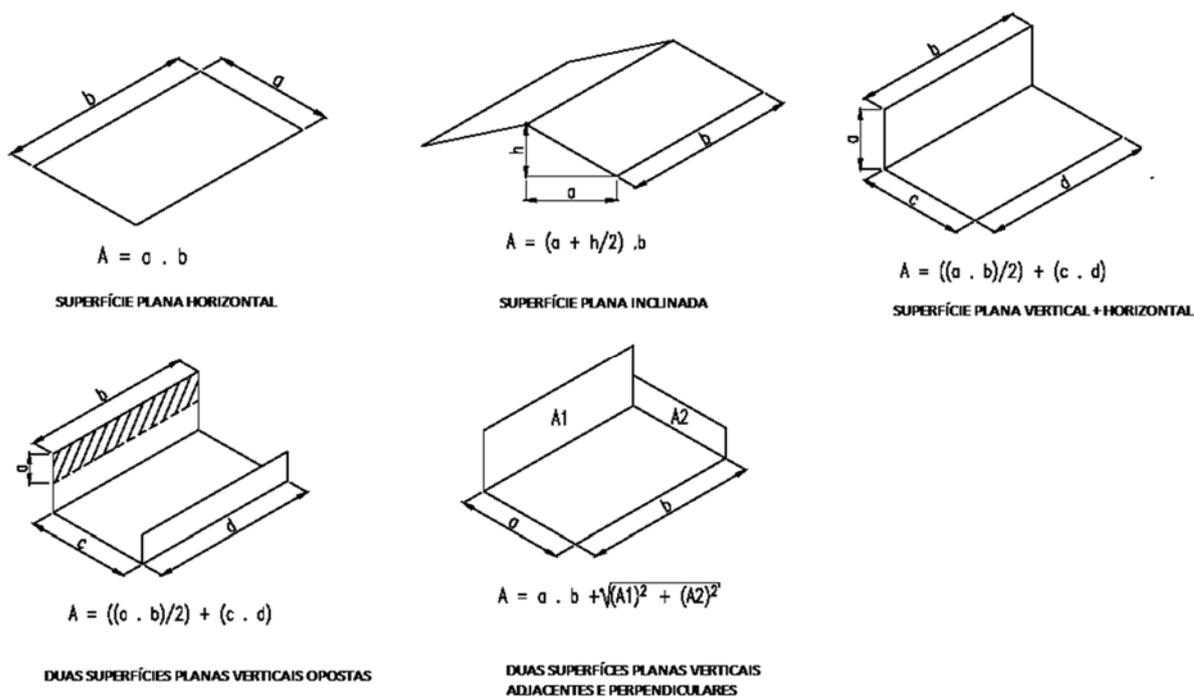
- Condutor Vertical: ferro fundido, fibrocimento, pvc rígido, aço galvanizado, cobre, chapas de aço galvanizado, folhas de flandres, chapas de cobre, aço inoxidável, alumínio ou fibra de vidro;
- Condutor horizontal: ferro fundido, fibrocimento, pvc rígido, aço galvanizado, cerâmica vidrada, concreto, cobre, canais de concreto ou alvenaria.

## 4.2 DIMENSIONAMENTO

Para se determinar a intensidade pluviométrica para fins de projeto, deve ser fixada a duração da precipitação e do período de retorno adequado, com base em dados pluviométricos locais. A duração da precipitação deve ser fixada em cinco minutos, e o período de retorno deve ser caracterizado conforme a área a ser drenada. O período de retorno de um ano é utilizado em áreas pavimentadas onde empoçamento podem ser tolerados, cinco anos para coberturas ou terraços e, 25 anos em coberturas e áreas onde empoçamento ou extravasamentos não possam ser tolerados. Se forem conhecidos os valores de tempo de concentração e houver dados de intensidade pluviométricas correspondentes, estes podem ser utilizados, conforme NBR 10844 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1989).

Para áreas de contribuição o vento deve ser considerado na direção que ocasione maior quantidade de chuva interceptada pelas superfícies consideradas. A área de contribuição deve ser tomada na horizontal e receber um acréscimo devido à inclinação da chuva, estes incrementos são calculados de acordo com a NBR 1084/1989 exemplificados na figura 11.

Figura 11 – Áreas de contribuição



(fonte: adaptado da NBR 10844/1989 )

O dimensionamento dos ralos e tubulações é feito em função da vazão. Para determinar a vazão de cada ralo, utiliza-se o método racional, apresentado pela equação 11, que considera a precipitação local, a área de influência de cada ralo e considerando um coeficiente de escoamento igual a um, toda água que precipita nos telhados escoam para a calha.

Na norma está compreendido que em calhas de beiral ou platibanda, quando a saída estiver a menos de quatro metros de uma mudança de direção a vazão de projeto deve ser multiplicada pelos seguintes fatores:

- a) curvas a menos de 2 metros da saída, 1,2 para cantos retos e 1,1 para cantos arredondados;
- b) curvas entre 2 metros e 4 metros, 1,1 para cantos retos e 1,05 para cantos arredondados.

O dimensionamento das calhas e condutores horizontais é feito pela equação 7 (Manning-Strikler), conforme consta na norma ou de qualquer outra forma equivalente:

$$Q = K * \frac{S}{n} * R_H^{\frac{2}{3}} * i^{1/2} \quad (\text{equação 7})$$

Sendo:

Q = vazão de projeto (L/min);

S = área da seção molhada (m<sup>2</sup>);

n = coeficiente de rugosidade;

R<sub>H</sub> = raio hidráulico (m);

i = declividade da calha (m/m);

K = 60.000

Na tabela 5 a seguir, são indicados os coeficientes de rugosidade dos materiais normalmente utilizados na confecção de calhas.

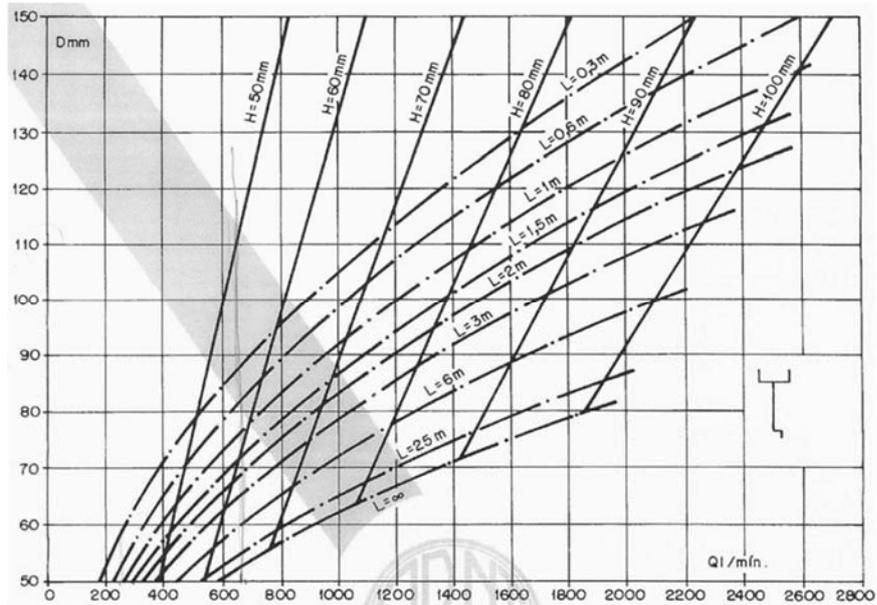
Tabela 5 – Coeficientes de rugosidade para calhas

Material	Coeficiente (n)
Plástico, fibrocimento, alumínio, aço inoxidável, aço galvanizado, cobre, latão	0,011
Ferro fundido, concreto alisado, alvenaria revestida	0,012
Cerâmica e concreto não alisado	0,013
Alvenaria de tijolos não revestida	0,015

(fonte: adaptado da NBR 10844/1989)

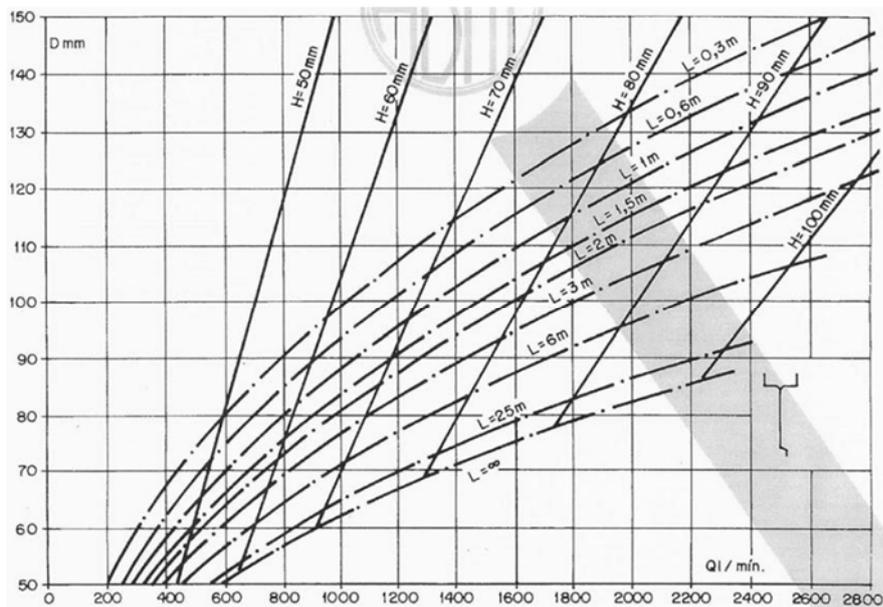
Os condutores deverão ser instalados, sempre que possível, em uma só prumada. Quando houver necessidade de desvio devem ser utilizadas curvas de 90° de raio longo ou curva 45°, sempre com peças de inspeção. Dependendo do tipo de edificação e material dos condutores, os mesmos poderão ser instalados interna ou externamente ao edifício. O diâmetro interno mínimo dos condutores verticais é de 75mm e devem ser dimensionados a partir dos seguintes dados, de acordo com NBR 10844 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1989), vazão de projeto (l/min), altura da lâmina de água na calha (m) e comprimento do conduto vertical (m). A partir dos dados deve-se consultar o ábaco das figuras 12 e figura 13, da seguinte maneira: com uma reta vertical iniciada por Q até interceptar as curvas de H e L correspondentes. No caso de não haver curvas para os valores de H e L, interpolar entre as curvas existentes. Transportar a interseção mais alta até o eixo D. Deve-se adotar um diâmetro nominal interno superior ou igual ao valor encontrado no ábaco.

Figura 12 – Dimensionamento dos condutores verticais para calha com saída em aresta viva



(fonte: NBR 10844/1989)

Figura 13 – Dimensionamento dos condutores verticais para calha com funil de saída



(fonte: NBR 10844/1989)

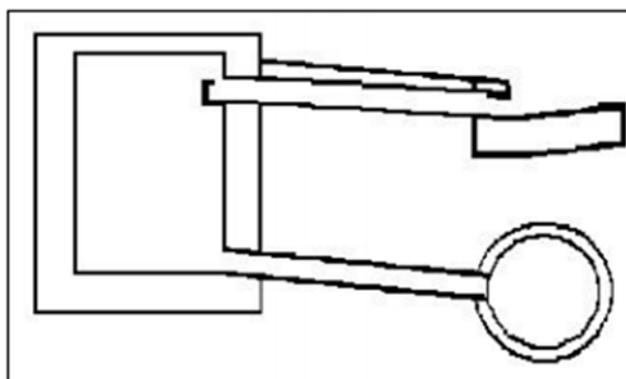
### 4.3 MICRORRESERVATÓRIO DE DETENÇÃO

Os microrreservatórios de retenção, construídos no lote tem o objetivo de amortecer os picos de cheias, com isso reduz o impacto hidrológico (causado devido ao aumento de áreas impermeáveis) na rede a jusante. Normalmente construídos com alvenaria de tijolo ou concreto, instalados a céu aberto ou dentro de uma edificação (COSTA et al., 2007, p. 88).

O sistema de drenagem pluvial em uma residência com esse dispositivo funciona com o encaminhamento das águas precipitadas nos telhados e nos pavimentos impermeáveis ao microrreservatório. No microrreservatório a água é direcionada a uma tubulação de saída, conectada à rede pública de drenagem urbana, através de um descarregador de fundo. A partir do momento em que a vazão de chegada é superior à de saída, as águas precipitadas começam a ser armazenadas, retardando e diminuindo o pico do hidrograma de saída (DRUMOND, 2012).

No projeto de um microrreservatório há também de se prever um dispositivo de emergência (vertedor) para a saída dos excessos de volumes no caso de vazões superiores à de projeto, que pode extravasar para a superfície do lote, para o sistema de drenagem superfície (sarjeta) ou diretamente para a rede pluvial, como mostra a figura 14 (AGRA, 2001).

Figura 14 – Esquema de saída do microrreservatório para rede e sarjeta

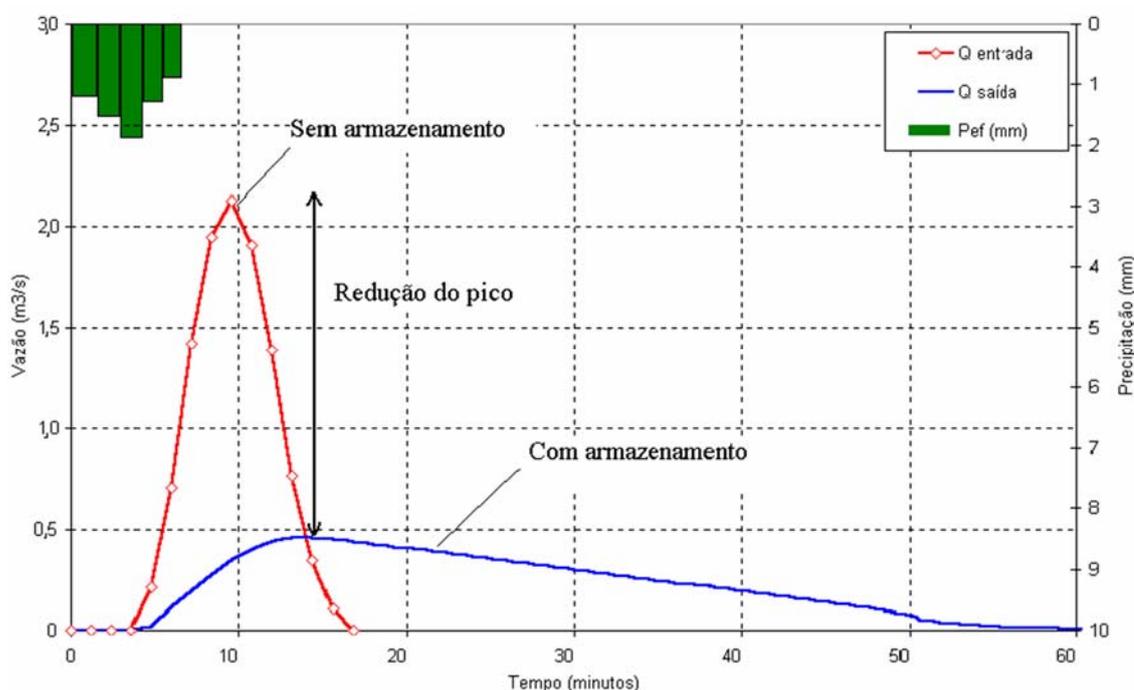


(fonte: AGRA, 2001 p. 31)

Esses microrreservatórios podem ser aplicados em pequenos espaços livres, como praças, jardins e quintais e possuem a vantagem de uma implantação mais simples e rápida, além de serem dimensionados através de metodologias simplificadas (NAKAZONE, 2005).

O PDDrU (PORTO ALEGRE 2005, p. 64) destaca que em superfícies urbanas o escoamento tem um curto tempo de concentração em lotes, devido as áreas serem muito pequenas. Dessa maneira, o hidrograma apresenta um patamar de escoamento para precipitações elevadas com duração média. A tentativa da retenção de volume é diminuir o pico, como mostrado na figura 15.

Figura 15 – Hidrogramas típicos de pequenas áreas urbanas



(fonte: PORTO ALEGRE, 2005, p. 65)

Várias metodologias, simples ou mais complexas foram e vem sendo propostas para estimar os volumes a serem reservados em dispositivos de detenção. Os métodos, bem como os critérios utilizados e os resultados obtidos, encontram-se disponíveis na literatura de diversos trabalhos e permitem realizar comparações entre as metodologias e as situações onde elas podem ser aplicadas (TASSI, 2002).

Um dos métodos bastante difundido para definir o volume da bacia de detenção é o método de *Level Pool Routing*, também conhecido como método de Puls. A equação que define o método baseia-se na equação da continuidade concentrada, que corresponde entre o balanço da vazão de entrada e de saída do escoamento no reservatório, sem contribuições laterais (PORTO ALEGRE, 2005, p. 128). A equação é resolvida por diferenças finitas, da seguinte forma:

$$Q_{t+1} + \frac{2S_{t+1}}{\Delta t} = I_t + I_{t+1} - Q_t + \frac{2S_t}{\Delta t} \quad (\text{equação 8})$$

Sendo:

$I_t$  e  $I_{t+1}$  = vazões de entrada no reservatório no tempo  $t$  e  $t+1$ ;

$Q_t$  e  $Q_{t+1}$  = vazões de saída do reservatório em  $t$  e  $t+1$ ;

$S_t$  e  $S_{t+1}$  = armazenamento do reservatório nos tempos  $t$  e  $t+1$ .

Para a equação supracitada existem duas incógnitas sendo necessário uma segunda equação para solução do problema, sendo assim a equação adicional é a que relaciona a vazão de saída em função do armazenamento,  $Q=f(S)$ . Utilizando-se desta função cria-se uma segunda auxiliar para determinar a vazão de saída no tempo  $t+1$ , resultando:

$$Q = f1(Q + 2S/\Delta t) \quad (\text{equação 9})$$

Sendo:

$Q$  = vazão de saída no fim do período de tempo;

$S$  = volume no fim do período de tempo;

$\Delta t$  = duração do período de tempo.

A curva cota x armazenamento é obtida através das dimensões do reservatório. Utilizando uma tabela relacionando a cota do reservatório com seu respectivo volume. A relação entre cota e vazão depende do tipo de estrutura de saída, sendo vertedor ou descarregador de fundo. Combinando-se a função que relaciona cota x armazenamento com a função que relaciona cota x vazão, determina-se para a mesma cota a sua vazão e volume respectivos. Com as definições citadas anteriormente é encontrando o hidrograma de saída. Para aplicação do método implica em admitir que a linha de água dentro do reservatório seja aproximadamente horizontal, caso contrário o processo dinâmico afeta o escoamento na saída do reservatório, nesse caso necessitando utilizar um modelo hidrodinâmico baseados nas equações de Saint Venant ou outro modelo de escoamento (PORTO ALEGRE, 2005, p. 128).

McCuen (1998 apud Tomaz, 2011) citou que em vários estados da América do Norte é comum determinar o volume de reservação de maneira que a vazão máxima efluente seja igual à vazão do local nas condições anteriores à urbanização. Deste modo, o autor propôs uma equação simplificada, equação 10.

$$V = 0,5 * (Q_d - Q_a) * t_b * 60 \quad (\text{equação 10})$$

Sendo:

V = volume de detenção (m<sup>3</sup>);

Q<sub>d</sub> = vazão de pico após a urbanização (m<sup>3</sup>/s);

Q<sub>a</sub> = vazão de pico antes da urbanização (m<sup>3</sup>/s);

t<sub>c</sub> = tempo de concentração (min);

t<sub>b</sub> = tempo de base = 3 x t<sub>c</sub>;

60 = fator de correção de unidades.

Segundo Garotti (2005), o Método Racional é o mais difundido e utilizado, frequentemente para pequenas bacias (área inferior a 2 km<sup>2</sup>) e, de acordo com Tucci (2002), assume os seguintes princípios básicos: - Considera a duração da precipitação intensa de projeto igual ao tempo de concentração (t<sub>c</sub>). Admitindo-se que a bacia seja suficientemente pequena para que tal situação possa ser admitida e - Adota um coeficiente único de perdas representado por C, estimado com base nas características físicas da bacia. Assim, a vazão máxima ou limite segue o Método Racional é obtida segundo a equação 11.

$$Q = 0,278 * C * I * A \quad (\text{equação 11})$$

Sendo:

Q = vazão limite ou máxima (m<sup>3</sup>/s);

0,278 = fator para correção de unidade;

C = coeficiente de escoamento;

A = área da bacia (km<sup>2</sup>);

I = intensidade de precipitação de projeto em mm/h para TR pré-definido;

TR = período de retorno.

O dimensionamento dos microrreservatórios tem a rede pública de drenagem pluvial como uma limitação relevante, haja vista que a altura destes dispositivos de controle depende da localização da rede e, portanto, da não necessidade de uma estação elevatória para a drenagem do lote (AGRA, 2001). Em virtude disso, o autor ainda descreve que o formato dos microrreservatórios geralmente são retangulares e assim o dimensionamento dos mesmos passa a ser área superficial, que é obtida pela razão entre o volume de armazenamento e a altura do dispositivo. As dimensões das estruturas de descarga consistem simplesmente na determinação da área e do número de orifícios (AGRA, 2001). De acordo com Porto Alegre (2005) para o cálculo da seção do orifício de saída, é dado pela equação 12.

$$A_c = \frac{0,37 * Q_{pd}}{\sqrt{h_c}} \quad (\text{equação 12})$$

Sendo:

$Q_{pd}$  = vazão de pré-urbanização ( $m^3/s$ );

$H_c$  = diferença entre o nível máximo da água e o baricentro da seção de saída (m);

$A_c$  = área da seção transversal do descarregador ( $m^2$ );

O coeficiente de descarga representa as perdas de carga contínuas e localizadas e se aconselha obtê-lo experimentalmente. Contudo, a bibliografia clássica recomenda para orifícios em geral o valor médio de  $C_d$  de 0,61 e para bocais  $C_d$  de 0,82 (DRUMOND, 2012).

Por fim deve ser previsto um vertedor de emergência que permita extravasar a água, na ocorrência de eventos que superem o volume de armazenamento disponível, para a superfície do lote, sarjetas ou diretamente para a rede pluvial (AGRA, 2001; TASSI, 2002; ONHUMA, 2008).

Segundo Porto Alegre (2005, p.76), o comprimento da parede do vertedor  $L_v$  é dimensionada pela equação 13. A recomendação é que seja usado para paredes espessas coeficiente de descarga  $C_v = 0,86$  e constante  $K = 1,704$ ; para paredes delgadas é utilizado  $C_v = 0,64$  e  $K = 2,95$ .

$$L_v = \frac{Q_v}{K * C_v * (h_{m\acute{a}x})^{1,5}} \quad (\text{equa\c{c}\~{a}o 13})$$

Sendo:

$L_v$  = comprimento da crista do vertedor (m);

$Q_v$  = vaz\~{a}o de descarga do vertedor, determinada pela equa\c{c}\~{a}o 11 ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

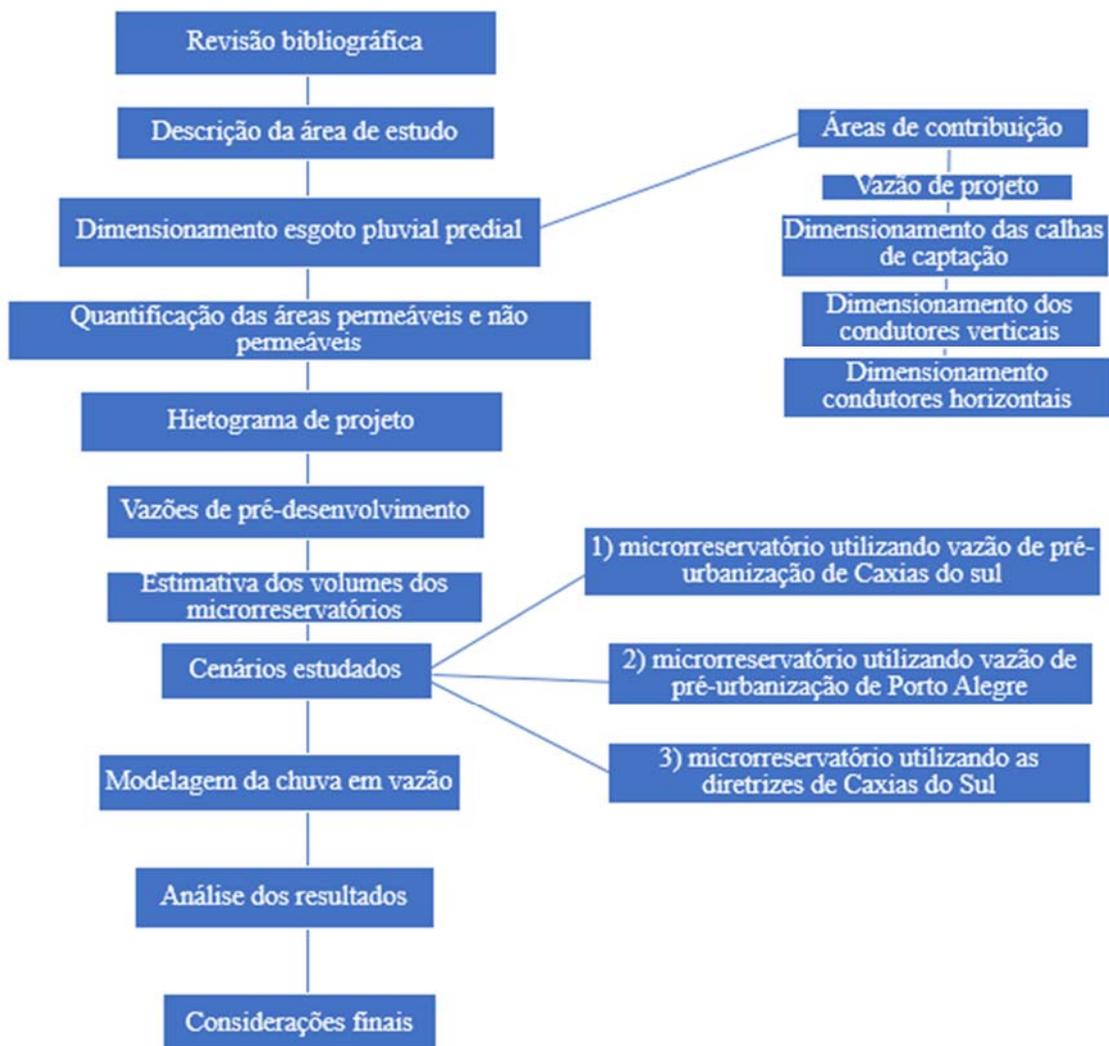
$H_{m\acute{a}x}$  = carga sobre o vertedor (m);

$C_v$  = coeficiente de descarga do vertedor.

## 5 ESTUDO DE CASO

Nos capítulos anteriores foi apresentado toda bibliografia necessária para o embasamento teórico que é utilizado nos próximos capítulos para o dimensionamento das estruturas de drenagem. A redução da vazão de pico foi feita através da implantação do microrreservatório de retenção na cota mais baixa do empreendimento. Para uma visualização geral do desenvolvimento do trabalho é apresentado a seguir um organograma (figura 16) onde é mostrado cada etapa realizada resumidamente.

Figura 16 –Organograma das etapas

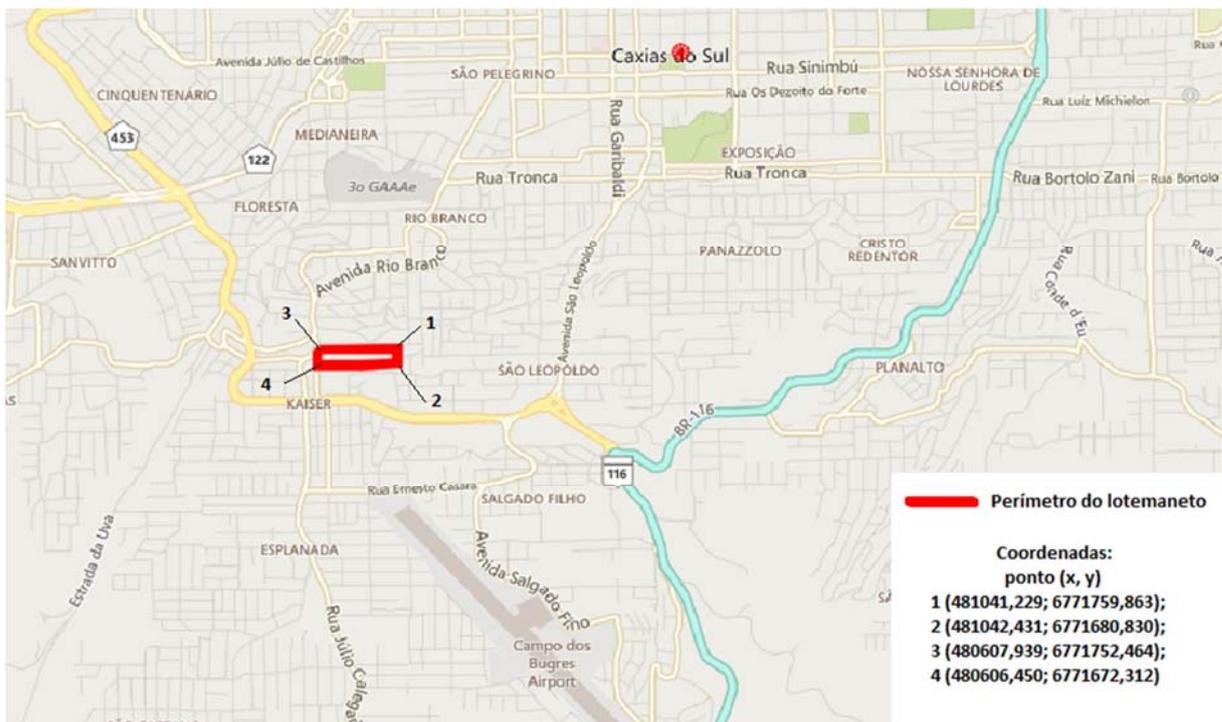


(fonte: elaborado pelo autor)

## 5.1 DESCRIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo do presente trabalho localiza-se no município de Caxias do Sul pertencente ao planalto meridional, Estado do Rio Grande do Sul, Brasil, distando cerca de 128 quilômetros da capital. O acesso é feito pela BR 116 em direção ao noroeste do estado. Esta cidade possui uma área de 1.652,308 km<sup>2</sup> com uma população de 435.564 habitantes, sendo que destes 419.406 vivem na zona urbana (IBGE, 2010). O terreno do loteamento residencial, no qual será empregado o estudo, pode ser vista na figura 17.

Figura 17 – Localização da área de estudo no município de Caxias do Sul



(fonte: adaptado de GOOGLE EARTH, 2017)

Por esta área não conter nenhuma edificação existente, apenas as ruas, optou-se por utilizar uma edificação unifamiliar padrão hipotética como referência para todos os lotes do conjunto, possibilitando assim o dimensionamento das instalações hidrossanitárias das edificações e o dimensionamento do microrreservatório do controle do escoamento. Para uma melhor

interpretação da área de estudo em questão a figura 18 representa as estruturas necessárias para o dimensionamento do reservatório, sendo elas representadas na cor vermelha para os telhados das residências, em cinza representando as calçadas, azul a drenagem e poços de visita e por último a área do reservatório, representada na cor verde. As representações das redes de drenagem são meramente para fins de demonstrar a coleta dos efluente provenientes das residências, uma vez que o enfoque do trabalho foi o dimensionamento da drenagem pluvial das residências e análise da implantação do microrreservatório.

Figura 18 – Estruturas de drenagem



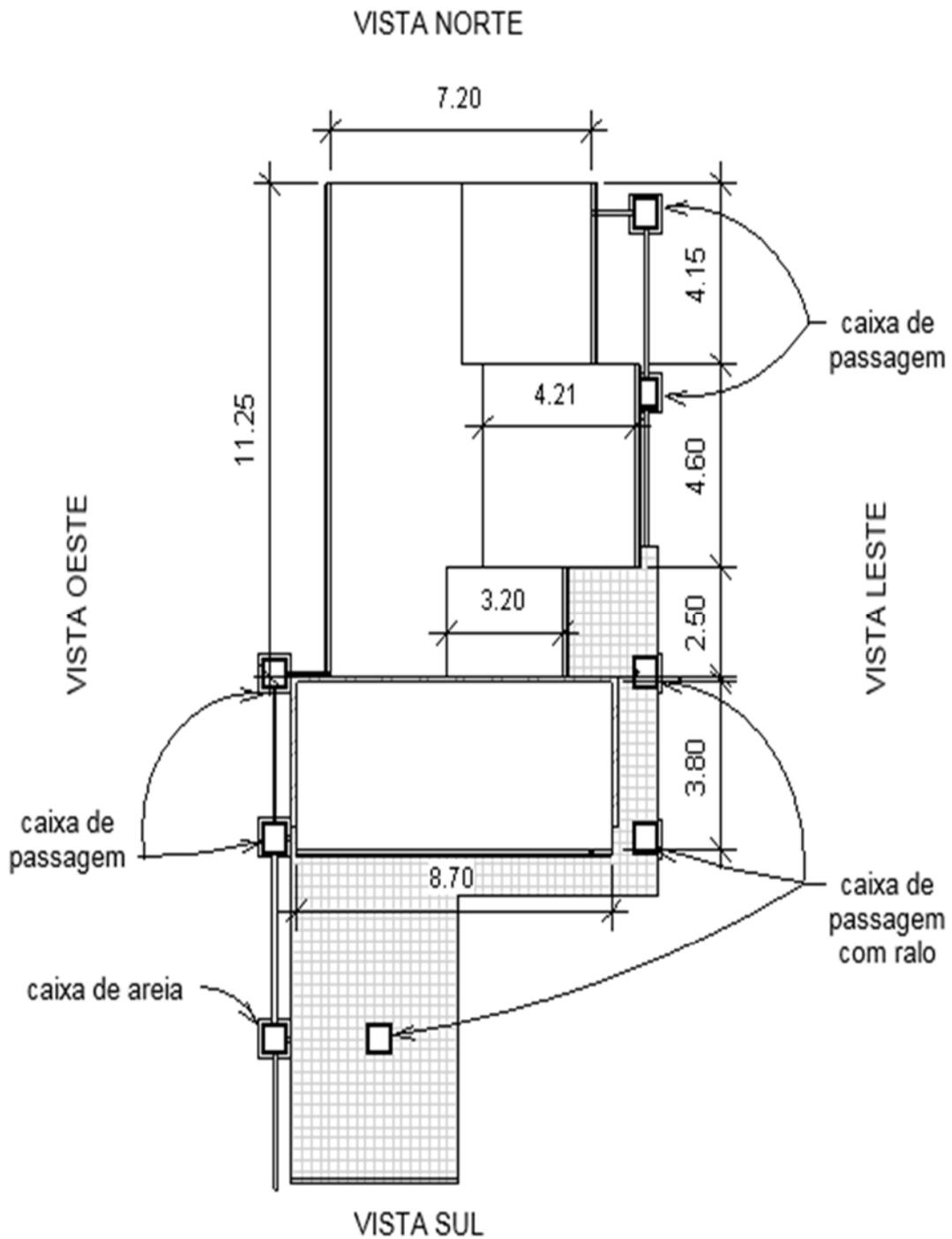
(fonte: elaborado pelo autor)

## 5.2 DIMENSIONAMENTO ESGOTO PLUVIAL PREDIAL

A rede de esgoto pluvial recolhe as águas das chuvas dos telhados e calçadas encaminhando-as para as caixas de passagem pluviais, que por fim escoam rumo aos pontos pluviais dos arruamentos.

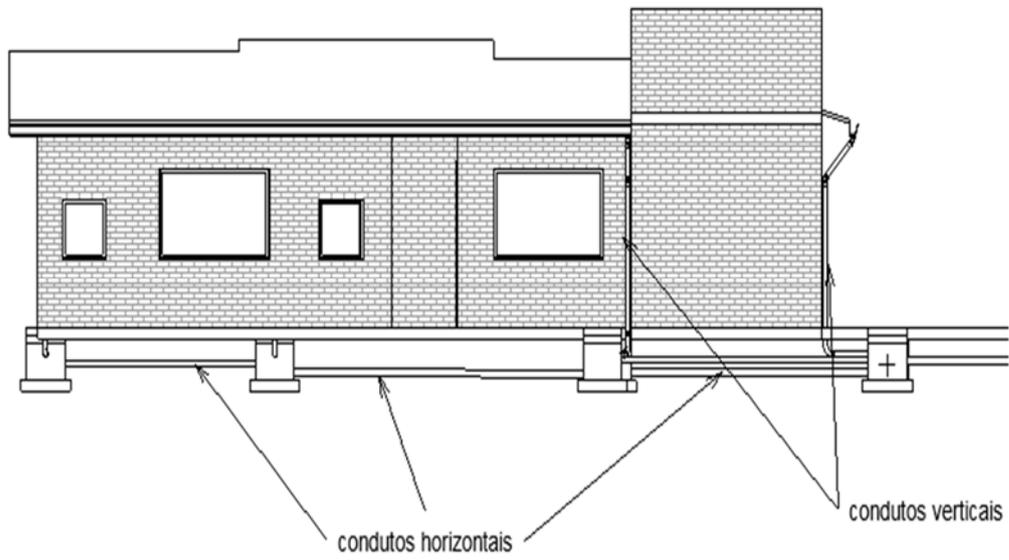
A edificação padrão possui 5 condutos verticais. Toda água arrecadada pelos telhados é captada pelas calhas passando pelos condutos verticais, condutos horizontais, caixas de areia e passagem, e por fim, chegando as galerias de drenagem. Na figura 19 a 23 podem-se ver o sistema de drenagem.

Figura 19 – visão geral da residência



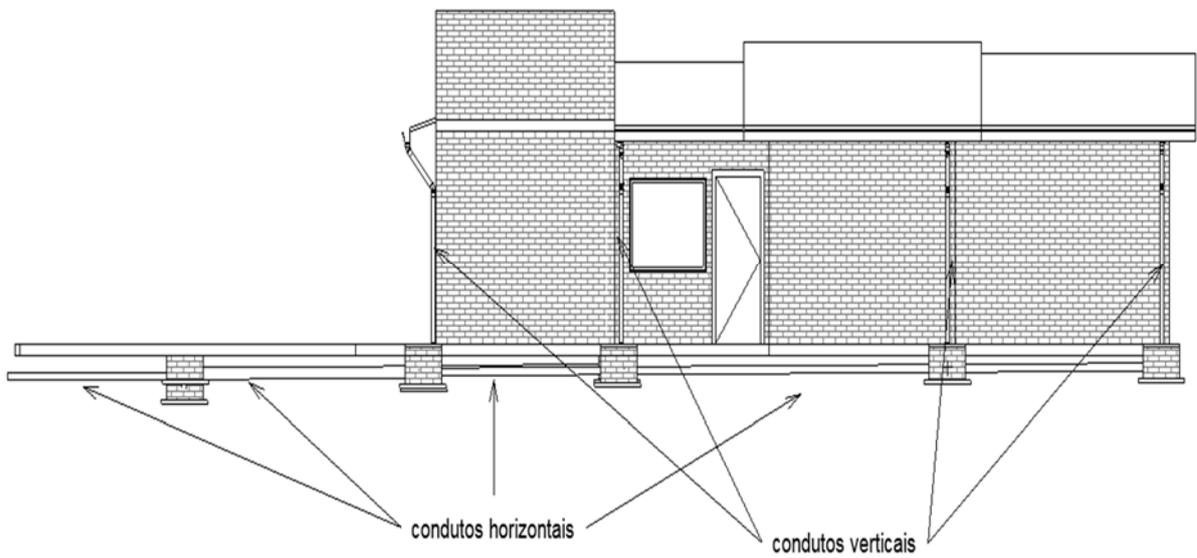
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 20 – vista oeste



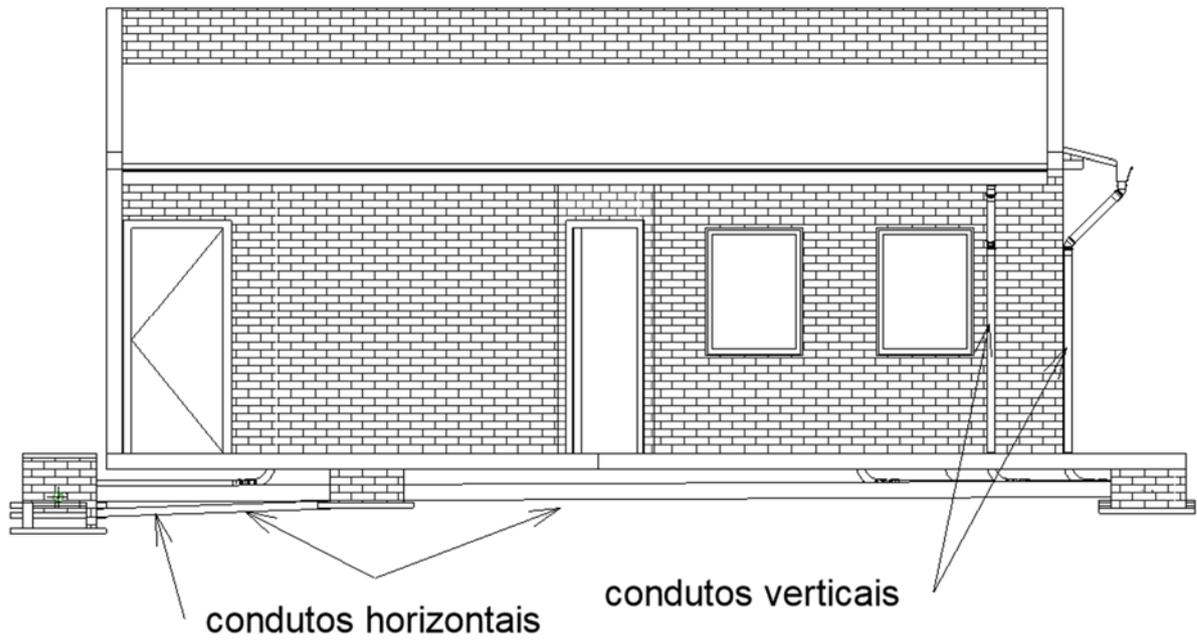
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 21 – vista leste



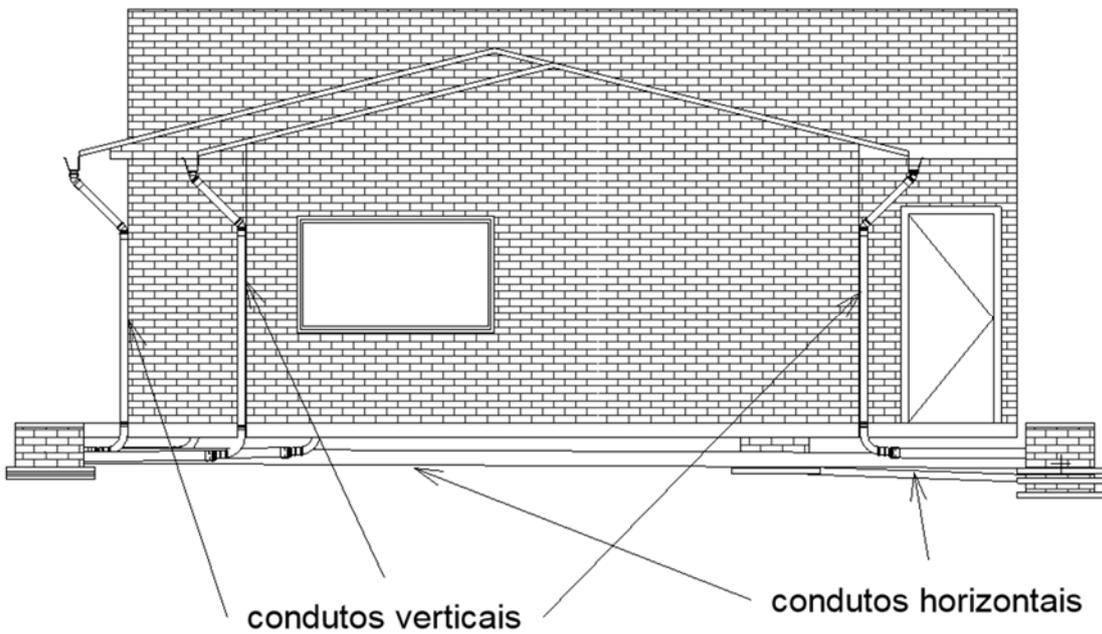
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 22 – vista sul



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 23 – vista norte

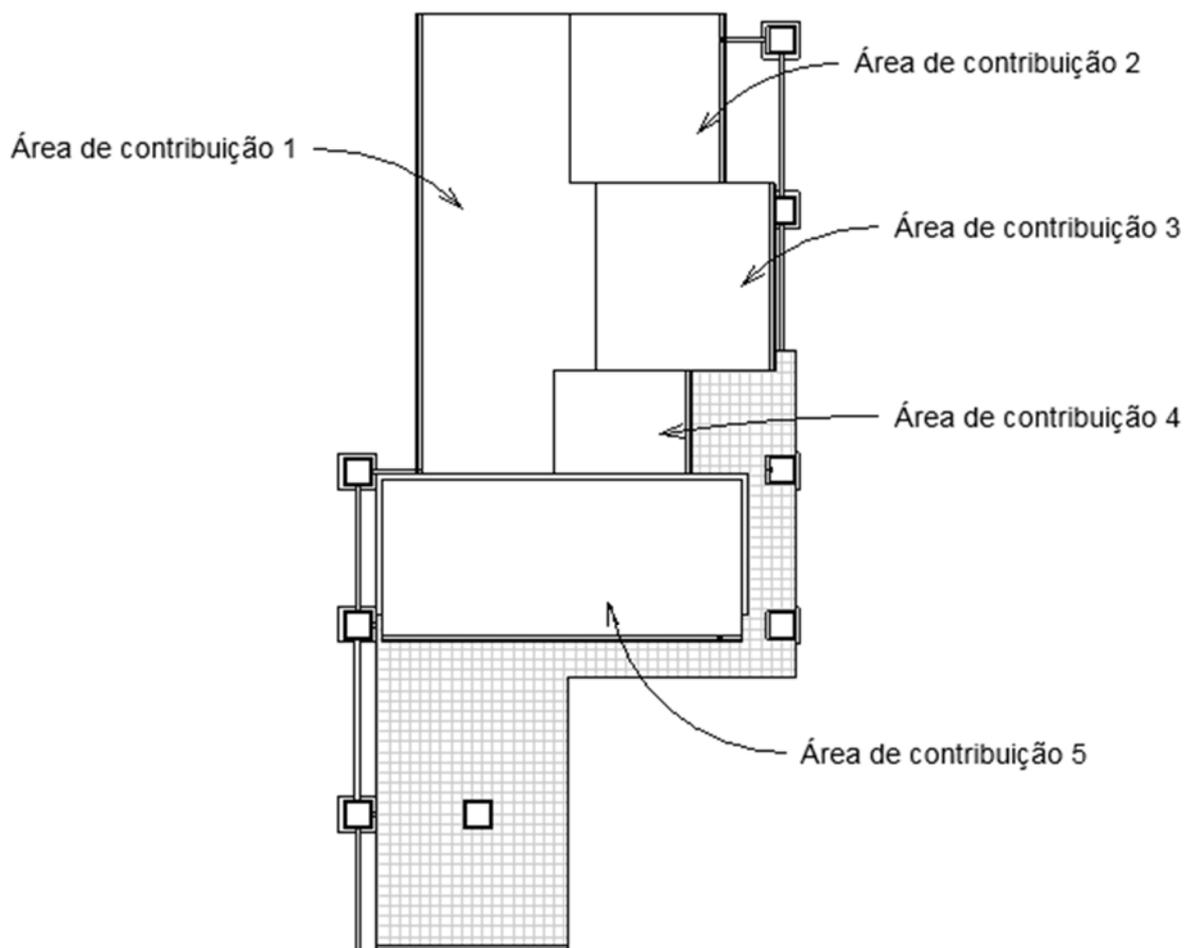


(fonte: elaborado pelo autor)

### 5.2.1 Áreas de Contribuição

No cálculo da área de contribuição devem-se considerar os incrementos devido à inclinação da superfície e as paredes que interceptam águas da chuva. As duas águas do telhado são separadas por um rufo da meia água da frente da residência, onde a área de parede vertical, pertencentes ao rufo, deve ser adicionada como área de contribuição tanto para as duas águas quanto para a meia água devido ao efeito do vento, baseado na figura 11. Na figura 24 estão detalhadas as áreas de contribuição, pertencentes a cada conduto vertical e na tabela 6 seus respectivos valores de área de contribuição.

Figura 24 – Áreas de contribuições do telhado



(fonte: elaborado pelo autor)

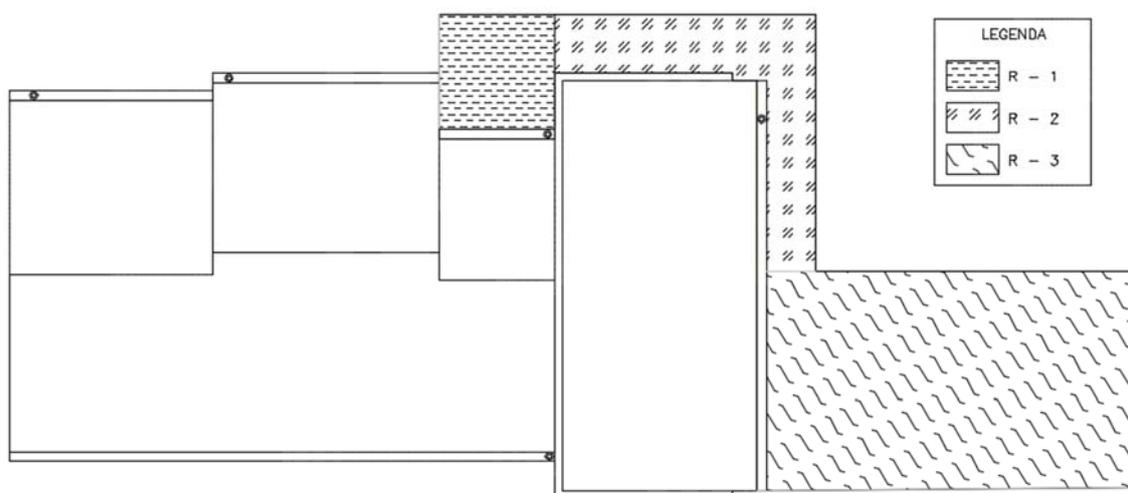
Tabela 6 – Condutos verticais e suas áreas de contribuição

CONDUTO VERTICAL	ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO (m <sup>2</sup> )
1	50,84
2	21,90
3	21,90
4	11,10
5	42,02

(fonte: elaborado pelo autor)

Para a drenagem das calçadas foram utilizados ralos. Assim sendo, as calçadas devem ter inclinação mínima de 0,5% para que o volume de água possa ser escoado até os pontos de coleta. Na figura 25 e tabela 7 são detalhadas as áreas e seus respectivos valores.

Figura 25 – Região das calçadas



(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 7 – Ralos e áreas de contribuição

RALO	ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO (m <sup>2</sup> )
R - 1	9,30
R - 2	11,92
R - 3	37,73

(fonte: elaborado pelo autor)

### 5.2.2 Vazão de Projeto

O dimensionamento tem início adotando-se a duração da precipitação de 5 minutos, conforme mencionado no capítulo 4, com período de retorno de 5 anos para micro drenagem residencial de acordo com a tabela 1, obtendo-se assim intensidade da precipitação de 140,48 mm/h baseado na figura 4. Utilizou-se o Método Racional, equação 11, para cálculo da vazão de projeto resultando nas seguintes vazões separadas por condutos verticais conforme tabela 8, já na tabela 9 são apresentadas as vazões referentes a captação feita pelos ralos nas calçadas com o valor total gerado.

Tabela 8 –Condutos verticais e vazões de projeto

<b>CONDUTO VERTICAL</b>	<b>VAZÃO ESTIMADA (L/min)</b>
1	119,02
2	51,27
3	51,27
4	25,98
5	98,38

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 9 – Ralos e vazões de projeto

<b>RALO</b>	<b>VAZÃO ESTIMADA (L/min)</b>
1	21,77
2	27,90
3	88,35

(fonte: elaborado pelo autor)

### 5.2.3 Dimensionamento das calhas de captação

O Dimensionamento das calhas foi feito através da equação de Manning Strickler, citada no capítulo 4.2. Para dar início ao dimensionamento utilizou-se uma calha com base de 9,00 cm, declividade de 0,005 m/m ou 0,5%, com coeficiente de rugosidade  $n=0,011$ , para PVC. Sendo assim, estimou-se a vazão máxima de escoamento na calha com altura máxima sem transbordamento, onde a altura máxima (altura útil sem transbordamento) adotada de 13,00 cm resultou na vazão 468,28 L/min. Com as condicionantes citadas anteriormente calculou-se a lâmina de água para cada umas das calhas da residência, partindo como premissa a vazão de contribuição de cada área contribuinte, foi feito cálculo iterativo onde foi variou-se o valor da lâmina de água da calha até que a mesma resultasse na vazão contribuinte respectiva, resultando na tabela 10.

Tabela 10 –Altura de lâmina de água estimada nas calhas

Calha	Base (cm)	Altura lâmina de água (cm)	Área molhada (cm <sup>2</sup> )	Perímetro molhado (cm)	Raio Hidráulico (cm)	Vazão estimada (l/min)
1	9,00	4,35	39,16	17,70	2,21	119,02
2	9,00	2,37	21,35	13,74	1,55	51,27
3	9,00	2,37	21,35	13,74	1,55	51,27
4	9,00	1,49	13,44	11,99	1,12	25,98
5	9,00	3,78	34,01	16,56	2,05	98,38

(fonte: elaborado pelo autor)

### 5.2.4 Dimensionamento dos condutos verticais

O dimensionamento dos condutores verticais foi feito a partir das vazões calculadas, comprimentos dos condutores verticais e altura da lâmina de água na calha. Como a calha utilizada é com saída em bordas vivas utilizou-se a figura 12 para determinar o diâmetro da tubulação. Os condutos foram projetados em única prumada, onde as vazões são caracterizadas como mínimas e resultando nos diâmetros apresentados na tabela 11.

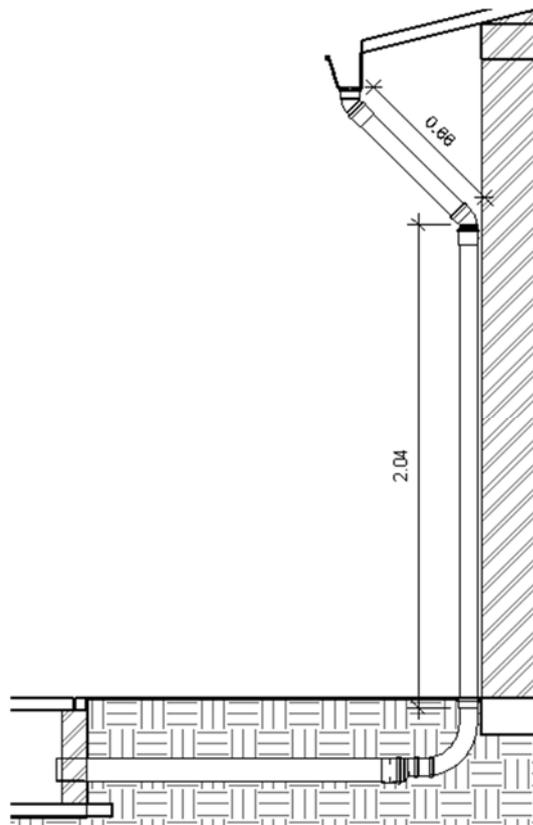
Tabela 11 –Diâmetros para os condutos verticais

Conduto vertical	Vazão estimada (l/min)	Altura lâmina de água (mm)	Comprimento do conduto vertical (m)	Diâmetro interno do conduto vertical (mm)
1	119,02	43,5	2,70	50
2	51,27	23,7	2,70	50
3	51,27	23,7	2,70	50
4	25,98	14,9	2,70	50
5	98,38	37,8	2,70	50

(fonte: elaborado pelo autor)

Conforme a NBR 10.884 o diâmetro mínimo para ser adotado para condutos verticais é de 70 mm de raio interno, adotou-se para todos os condutos verticais diâmetro nominal de 75 mm em PVC, afim de atender a norma. Na figura 26 pode-se ver detalhadamente como foram projetados os condutos verticais de toda residência.

Figura 26 – Detalhe conduto vertical



(fonte: elaborado pelo autor)

### 5.2.5 Condutores horizontais

Os condutores horizontais foram projetados com declividade de 0,50% e coeficiente de rugosidade no valor de 0,011 para PVC. As tubulações horizontais são responsáveis pela condução das águas até a rede de drenagem e são dimensionadas pela norma conforme a tabela 12 baseada na equação de Manning com altura de lâmina de água igual a 2/3 do diâmetro interno sendo a vazão em l/min. O dimensionamento dos condutos horizontais exige uma maior atenção em virtude de que todos os volumes precipitados vão sendo somados ao longo do percurso, devido ao ponto em comum de chegada das tubulações nas caixas de passagem, que no fim tendem a ter uma única tubulação que encaminha o escoamento para a galeria de drenagem.

Tabela 12 –Diâmetros internos dos condutores horizontais de acordo com sua rugosidade e inclinação

DIÂMETRO INTERNO (mm)	n=0,011				n=0,012				n=0,013			
	0,50%	1%	2%	4%	0,50%	1%	2%	4%	0,50%	1%	2%	4%
50	32	45	64	90	29	41	59	83	27	38	54	76
75	95	133	188	267	87	122	172	245	80	113	159	226
100	204	287	405	575	187	264	372	527	173	243	343	486
125	370	521	735	1040	339	478	674	956	313	441	622	882
150	602	847	1190	1690	552	777	1100	1550	509	717	1010	1430
200	1300	1820	2570	3650	1190	1670	2360	3350	1100	1540	2180	3040
250	2350	3310	4660	6620	2150	3030	4280	6070	1990	2800	3950	5600
300	3820	5380	7590	10800	3500	4930	6960	9870	3230	4550	6420	9110

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1989)

De acordo com a tabela supracitada foi feito o dimensionamento dos condutos horizontais, atendendo aos critérios informados no item 4.1 do presente trabalho. Foram dimensionados os condutores horizontais onde as ligações entre condutores verticais e horizontais foi projetada em curva de raio longo, com caixas de inspeção (nas mudanças de direção ou ralos), estando o condutor horizontal e enterrado, os resultados finais podem ser verificados na tabela 13.

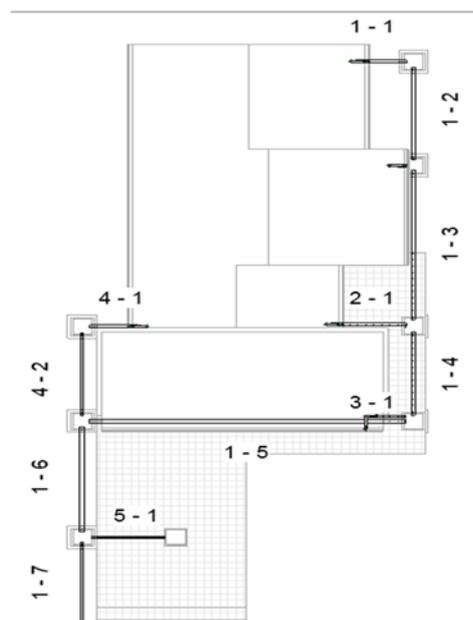
Tabela 13 –Diâmetro definidos para os condutores horizontais

Trecho	Declividade	Vazão estimada (l/min)	Diâmetro do conduto horizontal interno (mm)
Trecho 1 - 1	0,50%	51,27	100
Trecho 1 - 2	0,50%	51,27	100
Trecho 1 - 3	0,50%	102,54	100
Trecho 1 - 4	0,50%	150,29	100
Trecho 1 - 5	0,50%	276,58	125
Trecho 1 - 6	0,50%	395,60	150
Trecho 1 - 7	0,50%	483,95	150
Trecho 2 - 1	0,50%	25,98	100
Trecho 3 -1	0,50%	98,38	100
Trecho 4 -1	0,50%	119,02	100
Trecho 4 -2	0,50%	119,02	100
Trecho 5 -1	0,50%	88,35	100

(fonte: elaborado pelo autor)

Para coleta do volume escoados nas calçadas e captados por ralos utilizou-se as próprias caixas de areia como sendo o ralo de captação, onde ao invés de utilizar tampas optou-se por grelhas, diminuindo assim a quantidade de material. O resultado final da disposição dos condutos horizontais, caixas de areia e caixas de passagem podem ser vistos na figura 27.

Figura 27 – Disposição das tubulações e caixas de passagem e areia



(fonte: elaborado pelo autor)

### 5.3 QUANTIFICAÇÃO DAS ÁREAS PERMEÁVEIS E NÃO PERMEÁVEIS

A importância da quantificação da área de estudo, quanto a suas áreas impermeáveis, se dá pelo fato de que é através delas que escoo o volume precipitado, que antes era infiltrado, gerando escoamento superficial excedente. Neste capítulo será descrita e classificada a composição das áreas estudadas em três modalidades:

- a) coberturas – constituídas pelas áreas de telhados;
- b) pavimentos – áreas dos arruamentos, passeio e calçadas;
- c) vegetação – áreas verdes naturais ou plantadas.

Para melhor visualização e interpretação da área de estudo utilizou-se imagens de satélite (plataforma *bing*) através do *software autocad civil 3d*, onde com a ferramenta de localização geográfica pode-se locar a área de estudo e delimitar, através de hachuras de forma que se tornasse representativo da realidade da área em questão os tipos de ocupação do solo, demonstrando assim cada área pertencente a cada uma das três categorias citadas acima, que são representados na figura 28. As hachuras na cor vermelha destinam-se as áreas de telhados, já as hachuras em cor verde são referentes as áreas de vegetações e para as hachuras de cor cinza são representativas dos pavimentos. No loteamento existe uma nascente onde está representada na cor azul, esta área por si não será contabilizada em função que o talvegue natural tem destinação a outra galeria, não contribuindo assim para a área de estudo.

Figura 28 – Áreas e ocupação do solo



(fonte: elaborado pelo autor)

Para estimativa do valor CN conforme as áreas de ocupações, foram adotados os seguintes valores demonstrados resumidamente na tabela 14, para obtenção destes valores faz-se necessário a combinação do quadro 1 com a tabela 2, onde no quadro é verificado o tipo da composição do solo que foi estimado como sendo um solo de profundidade rasa, pois a cidade encontra-se na serra e argiloso via imagens de satélite, e já na tabela é valor do CN propriamente dito.

Tabela 14 Coeficiente CN e tipo de ocupação do solo

Tipo de solo D	
CN	Ocupação
98	Cobertura de edificações impermeabilizada
98	Pavimento de estacionamento e passeio impermeabilizado
87	Vegetação

(fonte: elaborado pelo autor)

Com as áreas identificadas, definidas conforme categoria, tornou-se possível quantificar as áreas e estimar o valor do CN ponderado que represente todo o loteamento resultando na tabela 14. Posteriormente este valor referente ao tipo de ocupação foi utilizado para a transformação da chuva efetiva em vazão.

Tabela 15 –Áreas e ocupação do solo

Ocupação	Área (m <sup>2</sup> )	Percentual (%)	CN
Coberturas	5116,22	17,10	98
Pavimentos	10936,02	36,54	98
Vegetação	13872,66	46,36	87
<b>Total</b>	<b>29924,90</b>	<b>CN ponderado</b>	<b>93</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

#### 5.4 HIETOGRAMA DE PROJETO

O hietograma de projeto representa um evento de precipitação crítico a partir do qual é possível gerar os volumes que serão escoados superficialmente. A estimativa do hietograma de projeto

é realizada através da curva IDF e do método dos blocos alternados. Os valores dos totais precipitados foram obtidos das curvas propostas por Otto Pfafstetter no livro *Chuvas Intensas do Brasil* (1982, apud TUCCI et al., 2001, p. 34), as quais são utilizadas pela Prefeitura do Municipal de Caxias do Sul no cálculo de obras hidráulicas, as mesmas podem ser encontradas na seção 3.2.

O período de retorno utilizado foi igual a 2 anos, conforme tabela 1 e a duração do evento foi igual a 120 minutos e o pico do hietograma foi posicionado na metade do tempo de duração da chuva, resultando da tabela 16 e figura 29.

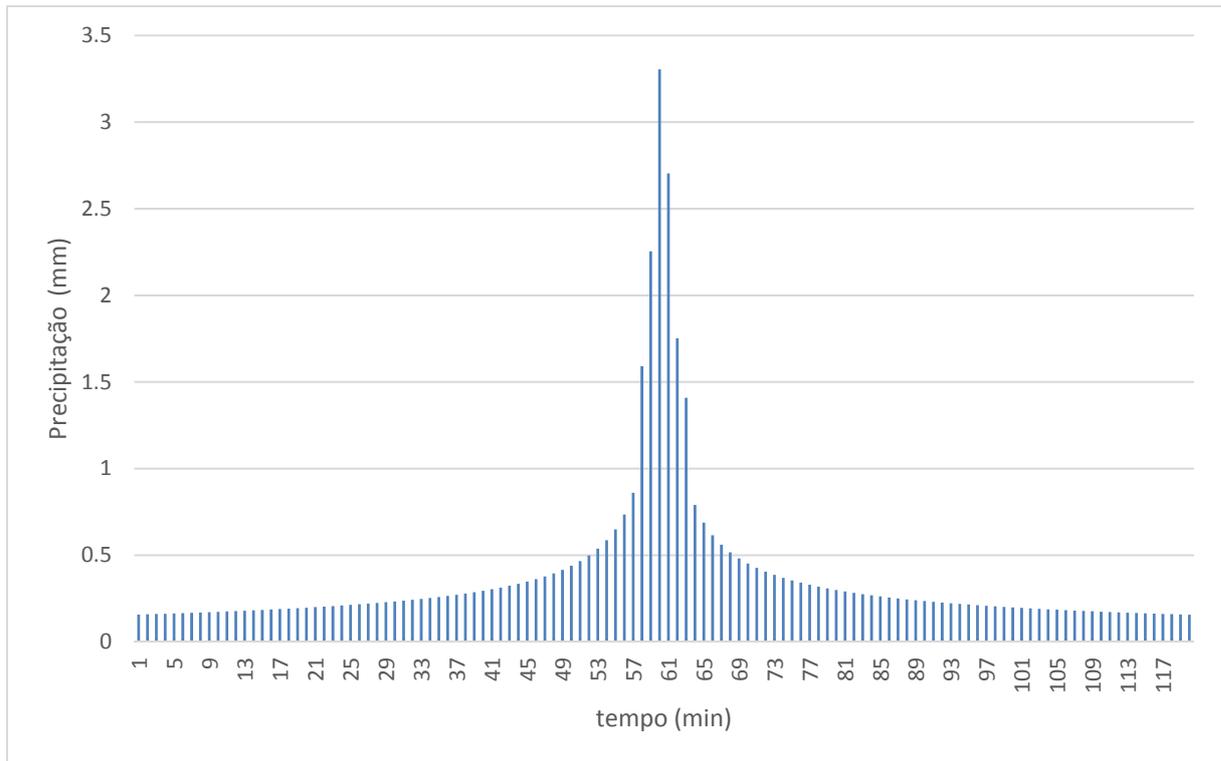
Tabela 16 – Precipitação de projeto

<b>t</b> <b>(min)</b>	<b>I</b> <b>(mm/h)</b>	<b>P</b> <b>acumulada</b> <b>(mm)</b>	<b>P</b> <b>desacumulada</b> <b>(mm)</b>	<b>t</b> <b>(min)</b>	<b>I</b> <b>(mm/h)</b>	<b>P</b> <b>acumulada</b> <b>(mm)</b>	<b>P</b> <b>desacumulada</b> <b>(mm)</b>
<b>1</b>	198,25	3,30	3,30	<b>61</b>	33,51	34,07	0,23
<b>2</b>	180,22	6,01	2,70	<b>62</b>	33,19	34,30	0,23
<b>3</b>	165,23	8,26	2,25	<b>63</b>	32,88	34,53	0,23
<b>4</b>	150,20	10,01	1,75	<b>64</b>	32,58	34,75	0,23
<b>5</b>	139,25	11,60	1,59	<b>65</b>	32,29	34,98	0,22
<b>6</b>	130,12	13,01	1,41	<b>66</b>	32,00	35,20	0,22
<b>7</b>	118,90	13,87	0,86	<b>67</b>	31,72	35,42	0,22
<b>8</b>	109,96	14,66	0,79	<b>68</b>	31,44	35,64	0,22
<b>9</b>	102,64	15,40	0,73	<b>69</b>	31,18	35,85	0,22
<b>10</b>	96,51	16,08	0,69	<b>70</b>	30,92	36,07	0,21
<b>11</b>	91,27	16,73	0,65	<b>71</b>	30,66	36,28	0,21
<b>12</b>	86,74	17,35	0,62	<b>72</b>	30,41	36,49	0,21
<b>13</b>	82,78	17,93	0,59	<b>73</b>	30,17	36,70	0,21
<b>14</b>	79,26	18,49	0,56	<b>74</b>	29,93	36,91	0,21
<b>15</b>	76,13	19,03	0,54	<b>75</b>	29,69	37,12	0,21
<b>16</b>	73,31	19,55	0,52	<b>76</b>	29,46	37,32	0,20
<b>17</b>	70,75	20,05	0,50	<b>77</b>	29,24	37,52	0,20
<b>18</b>	68,43	20,53	0,48	<b>78</b>	29,02	37,72	0,20
<b>19</b>	66,30	20,99	0,47	<b>79</b>	28,80	37,92	0,20
<b>20</b>	64,34	21,45	0,45	<b>80</b>	28,59	38,12	0,20
<b>21</b>	62,53	21,88	0,44	<b>81</b>	28,39	38,32	0,20
<b>22</b>	60,85	22,31	0,43	<b>82</b>	28,18	38,52	0,20
<b>23</b>	59,29	22,73	0,42	<b>83</b>	27,98	38,71	0,19
<b>24</b>	57,83	23,13	0,40	<b>84</b>	27,79	38,90	0,19

<b>t</b> (min)	<b>I</b> (mm/h)	<b>P</b> acumulada (mm)	<b>P</b> desacumuada (mm)	<b>t</b> (min)	<b>I</b> (mm/h)	<b>P</b> acumulada (mm)	<b>P</b> desacumuada (mm)
<b>25</b>	56,46	23,53	0,40	<b>85</b>	27,60	39,09	0,19
<b>26</b>	55,18	23,91	0,39	<b>86</b>	27,41	39,29	0,19
<b>27</b>	53,98	24,29	0,38	<b>87</b>	27,22	39,47	0,19
<b>28</b>	52,84	24,66	0,37	<b>88</b>	27,04	39,66	0,19
<b>29</b>	51,77	25,02	0,36	<b>89</b>	26,86	39,85	0,19
<b>30</b>	50,75	25,38	0,35	<b>90</b>	26,69	40,03	0,19
<b>31</b>	49,79	25,72	0,35	<b>91</b>	26,52	40,22	0,18
<b>32</b>	48,87	26,06	0,34	<b>92</b>	26,35	40,40	0,18
<b>33</b>	48,00	26,40	0,33	<b>93</b>	26,18	40,58	0,18
<b>34</b>	47,17	26,73	0,33	<b>94</b>	26,02	40,76	0,18
<b>35</b>	46,37	27,05	0,32	<b>95</b>	25,86	40,94	0,18
<b>36</b>	45,62	27,37	0,32	<b>96</b>	25,70	41,12	0,18
<b>37</b>	44,89	27,68	0,31	<b>97</b>	25,54	41,30	0,18
<b>38</b>	44,20	27,99	0,31	<b>98</b>	25,39	41,47	0,18
<b>39</b>	43,53	28,29	0,30	<b>99</b>	25,24	41,65	0,18
<b>40</b>	42,89	28,59	0,30	<b>100</b>	25,09	41,82	0,17
<b>41</b>	42,27	28,89	0,29	<b>101</b>	24,95	42,00	0,17
<b>42</b>	41,68	29,18	0,29	<b>102</b>	24,80	42,17	0,17
<b>43</b>	41,11	29,46	0,29	<b>103</b>	24,66	42,34	0,17
<b>44</b>	40,56	29,75	0,28	<b>104</b>	24,52	42,51	0,17
<b>45</b>	40,03	30,03	0,28	<b>105</b>	24,39	42,68	0,17
<b>46</b>	39,52	30,30	0,28	<b>106</b>	24,25	42,85	0,17
<b>47</b>	39,03	30,57	0,27	<b>107</b>	24,12	43,01	0,17
<b>48</b>	38,55	30,84	0,27	<b>108</b>	23,99	43,18	0,17
<b>49</b>	38,09	31,11	0,27	<b>109</b>	23,86	43,35	0,17
<b>50</b>	37,64	31,37	0,26	<b>110</b>	23,73	43,51	0,16
<b>51</b>	37,21	31,63	0,26	<b>111</b>	23,61	43,67	0,16
<b>52</b>	36,79	31,88	0,26	<b>112</b>	23,48	43,84	0,16
<b>53</b>	36,38	32,14	0,25	<b>113</b>	23,36	44,00	0,16
<b>54</b>	35,98	32,39	0,25	<b>114</b>	23,24	44,16	0,16
<b>55</b>	35,60	32,63	0,25	<b>115</b>	23,12	44,32	0,16
<b>56</b>	35,23	32,88	0,24	<b>116</b>	23,01	44,48	0,16
<b>57</b>	34,86	33,12	0,24	<b>117</b>	22,89	44,64	0,16
<b>58</b>	34,51	33,36	0,24	<b>118</b>	22,78	44,80	0,16
<b>59</b>	34,17	33,60	0,24	<b>119</b>	22,67	44,95	0,16
<b>60</b>	33,83	33,83	0,24	<b>120</b>	22,55	45,11	0,16

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 29 – Hietograma de projeto obtido pelo Método dos Blocos Alternados



(fonte: elaborado pelo autor)

## 5.5 VAZÕES DE PRÉ-DESENVOLVIMENTO

A vazão de saída de qualquer novo empreendimento deve ser menor ou no máximo igual a vazão de pré-desenvolvimento. Para o cálculo da vazão limite para o município de Porto Alegre é definida no PDDrU de Porto Alegre (2005), já para o município de Caxias do Sul, a vazão limite é definida pelo relatório final para elaboração do Plano Diretor de Drenagem Urbana do município (2001). A equação para Porto Alegre (equação 13) e para Caxias do Sul (equação 14) ambas são destinadas para áreas menores que 100 hectares, sendo assim, aplicáveis ao estudo conforme tabela 15, citanda anteriormente.

$$Q_{pd_{POA}} = 20,8 * A \quad (\text{equação 13})$$

$$Qpd_{REL.CAXIAS} = 41,0 * A \quad (\text{equação 14})$$

Sendo:

$Qpd$  = vazão de pré-desenvolvimento (l/s);

$A$  = área do loteamento (ha).

Com essas informações calculou-se a vazão de pré-desenvolvimento da área em questão resultando em 0,063 m<sup>3</sup>/s com a equação de Porto Alegre e 0,123 m<sup>3</sup>/s com a equação de Caxias Do Sul.

Atualmente a Prefeitura Municipal de Caxias do Sul não tem utilizado o Plano de Drenagem Urbana em função de que o mesmo encontrasse em construção. Por conta disto existem algumas diretrizes informadas pela Prefeitura onde uma delas é referente a vazão de pré-desenvolvimento, onde é utilizada a equação do Método Racional (equação 11), adotando coeficiente de escoamento de 0,3 e período de retorno de 10 anos e duração da precipitação igual a 10 minutos. Neste caso, a vazão de pré-desenvolvimento resulta igual a  $Qpdcx=0,291\text{m}^3/\text{s}$ .<sup>3</sup> e a vazão de pós-urbanização no valor de 0,581 m<sup>3</sup>/s, com coeficiente de escoamento de 0,6.

## 5.6 DIMENSIONAMENTO DOS MICRORRESERVATÓRIOS

Como a área de contribuição do escoamento, considerou-se a área total que compreende o empreendimento residencial. A mesma encontra-se na tabela 15 no valor de 29.924,90 m<sup>2</sup>.

O tempo de concentração do loteamento foi determinado pela equação de Carter (equação 5) onde a mesma se enquadrou melhor para o presente estudo, bacia urbana com pequena área. O comprimento do talvegue principal (L) foi definido como sendo o maior trecho entre os desníveis, sendo o comprimento de 446,38 metros ou 0,446 km. A declividade média (S) adotada foi a diferença entre as declividades do início do loteamento até o ponto mais baixo, sendo que a cota mais alta é de 755 metros e a cota no ponto mais baixo e final do talvegue de 711 metros, resultando em uma declividade média de 0,0986 m/m. Com base nesses dados, o tempo de concentração (Tc) resultou igual a 0,12 horas ou 7,24 minutos.

## 5.7 ESTIMATIVAS DOS VOLUMES DOS MICRORRESERVATÓRIOS

Os valores dos volumes dos microrreservatórios foram estimados pelas duas equações a seguir, sendo a primeira destinada ao Município de Porto Alegre e a segunda ao Município de Caxias do Sul:

$$V = 0,0425 * AI \quad \text{(equação 15)}$$

$$V = 0,0173 * AI \quad \text{(equação 16)}$$

Sendo:

V = volume (m<sup>3</sup>);

AI = área impermeável do terreno (m<sup>2</sup>).

Através da tabela 15, onde se encontram os valores para as áreas impermeáveis do empreendimento foi calculado o volume estimado de reservação resultando nos valores de 682,22 m<sup>3</sup> com a equação do Município de Porto Alegre e 277,70 m<sup>3</sup> para equação de Caxias do Sul.

Além dessas duas equações foram utilizadas as diretrizes obtidas através do contato pessoal através do Engenheiro Civil Alberto Avila do Departamento de Gestão Técnica de Drenagem na Secretaria Municipal de Obras e Serviços Públicos (SMOSP) do Município de Caxias do Sul, sendo essas diretrizes destinadas aos projetos de novos empreendimentos para o sistema de drenagem pluvial, sendo elas:

- a) o volume de contenção será o necessário para conter 10 minutos das diferenças de vazão, calculadas com coeficiente de escoamento superficial 0,6 (para cenário pós-urbanizado) e coeficiente 0,3 (cenário pré-urbanizado);
- b) a área de contribuição a ser considerada para o cálculo supracitado será apenas do empreendimento;
- c) tempo de concentração da bacia sendo 10 minutos;
- d) Período de retorno de 10 anos;

Com a vazão de pré-urbanização e pós-urbanização já calculadas o volume do reservatório é de 174,47 m<sup>3</sup>. Na tabela 17 são apresentadas as dimensões dos microrreservatório para os cenários. As áreas de implantação dos microrreservatórios, descarregador de fundo e vertedor são apresentados nos capítulos seguintes.

Tabela 17 – Estimativas das dimensões dos microrreservatórios

Cenário	Dimensões do dispositivo			Volume do dispositivo (m <sup>3</sup> )
	Base (m)	Largura (m)	Altura (m)	
Cx-Rel	10	25	1,11	277,7
POA	14	25	1,95	682,22
Diretrizes Cx	10	10	1,74	174,47

(fonte: elaborado pelo autor)

## 5.8 ESTIMATIVAS DAS ESTRUTURAS DE SAÍDA

Para o dimensionamento do descarregador de fundo foi utilizada a equação 12, onde o diâmetro do descarregador é dimensionado em função da vazão máxima de saída do loteamento e a carga hidráulica para que não haja vazões maiores a de pré-urbanização, onde a carga hidráulica é o valor da altura do reservatório descontando a distância entre o fundo do reservatório e baricentro do descarregador. Do resultado do dimensionamento do descarregador de fundo foram encontrados para os três cenários respectivamente os diâmetros de 250, 150, 350 mm.

Para o dimensionamento dos vertedores, foi admitido para uma precipitação de tempo de retorno de 50 anos e tempo de duração igual ao tempo de concentração calculado anteriormente, gerando uma intensidade pluviométrica de 155,82 mm/h. A vazão máxima escoada pelo vertedor é de 1,102 m<sup>3</sup>/s, obtida pelo Método Racional. Fixando a altura máxima da lâmina de água sobre a parede espessa ( $C_v = 0,86$  e  $K = 1,704$ ) do vertedor como 20 cm, a largura mínima do vertedor é de 6,52 metros, utilizando a equação 13. Sendo comum a todos os cenários

## 5.9 CENÁRIOS ESTUDADOS

Mantendo o projeto da drenagem pluvial das residências, para análise do microrreservatório foram definidos três cenários:

- 1) implantação do microrreservatório utilizando a vazão de pré-urbanização e o volume referente ao relatório da Drenagem Urbana de Caxias do Sul;
- 2) implantação do microrreservatório utilizando a vazão de pré-urbanização referente ao PDDUr de Porto Alegre;
- 3) implantação do reservatório utilizando as Diretrizes da Prefeitura de Caxias do Sul através do método Racional.

Para fins de cálculo para implantação dos cenários 1 e 2 foram utilizados os valores do CN apresentado anteriormente na tabela 15, onde a proposta é de demonstrar uma análise comparativa entre os volumes necessários para cada um dos cenários. Para cada cenário a solução adotada foi de um único reservatório ligado à rede de drenagem.

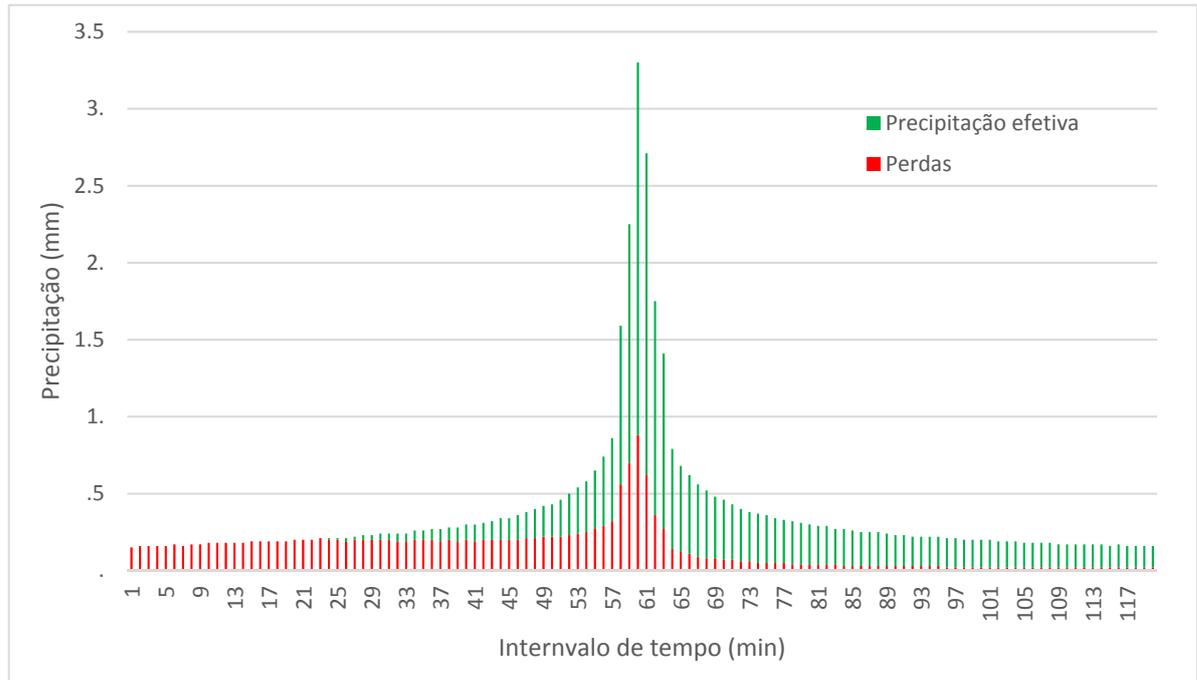
## 5.10 MODELAGEM CHUVA-VAZÃO

Feito a definição e caracterização dos parâmetros e variáveis relevantes para execução do trabalho, iniciou-se a etapa de desenvolvimento do modelo. Nesta seção é descrito o procedimento utilizado no processo de transformação da precipitação em vazão para posteriormente demonstração gráfica e de tabelas com os resultados do referido trabalho.

A transformação da precipitação em vazão tem início com o cálculo do hietograma de projeto, através do Método dos Blocos Alternados feita anteriormente. Posteriormente foi definida a precipitação efetiva pelo Método do CN do SCS. Para transformação da precipitação efetiva em vazão utilizou-se o hidrograma unitário do SCS e por fim para o cálculo dos volumes de reservação foram obtidos através do método de Puls Simplificado onde a vazão de saída varia em função da carga hidráulica e respeitando a vazão máxima de saída no reservatório de estudo em questão. Sendo que para o cálculo da precipitação efetiva, hidrograma unitário e cálculo do volume de armazenamento foram feitos utilizando o *software* IPHS1.

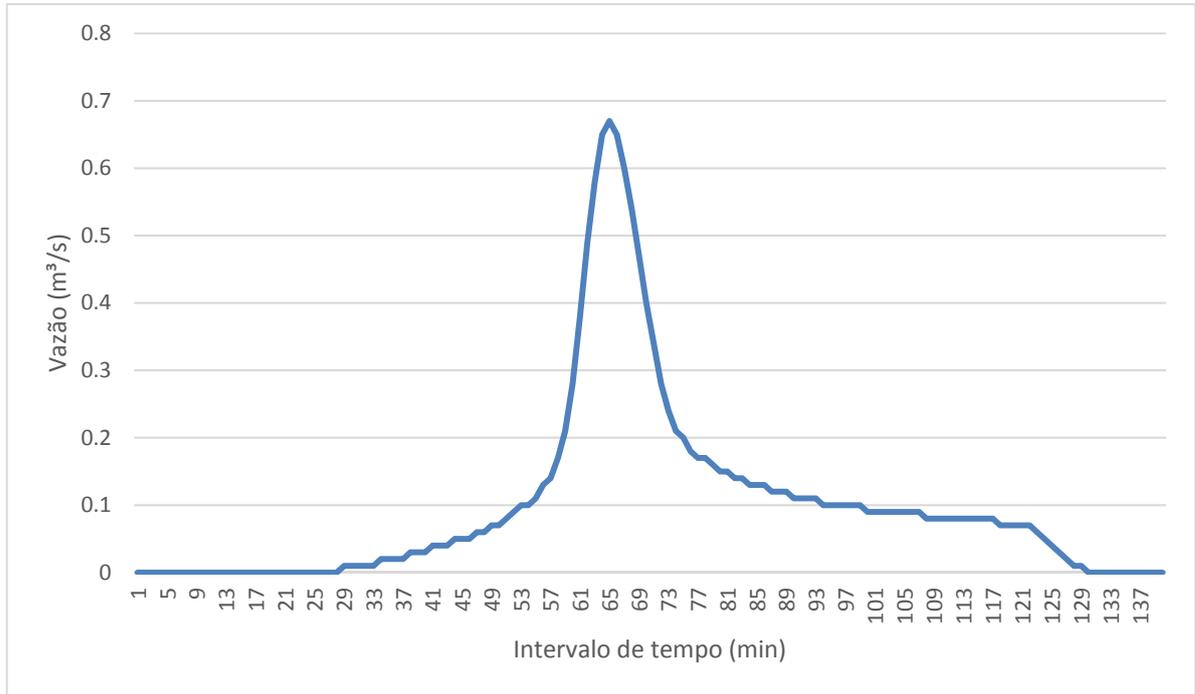
Pelo método do CN do SCS as perdas foram calculadas obtendo assim a precipitação efetiva, demonstrada na figura 30. Por fim é gerado o hidrograma de projeto proveniente da precipitação efetiva através das convoluções dos hidrogramas e o resultado final pode ser visto na figura 31.

Figura 30 – Precipitação efetiva



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 31 – Hidrograma resultante



(fonte: elaborado pelo autor)

## 6 ANÁLISE DOS RESULTADOS

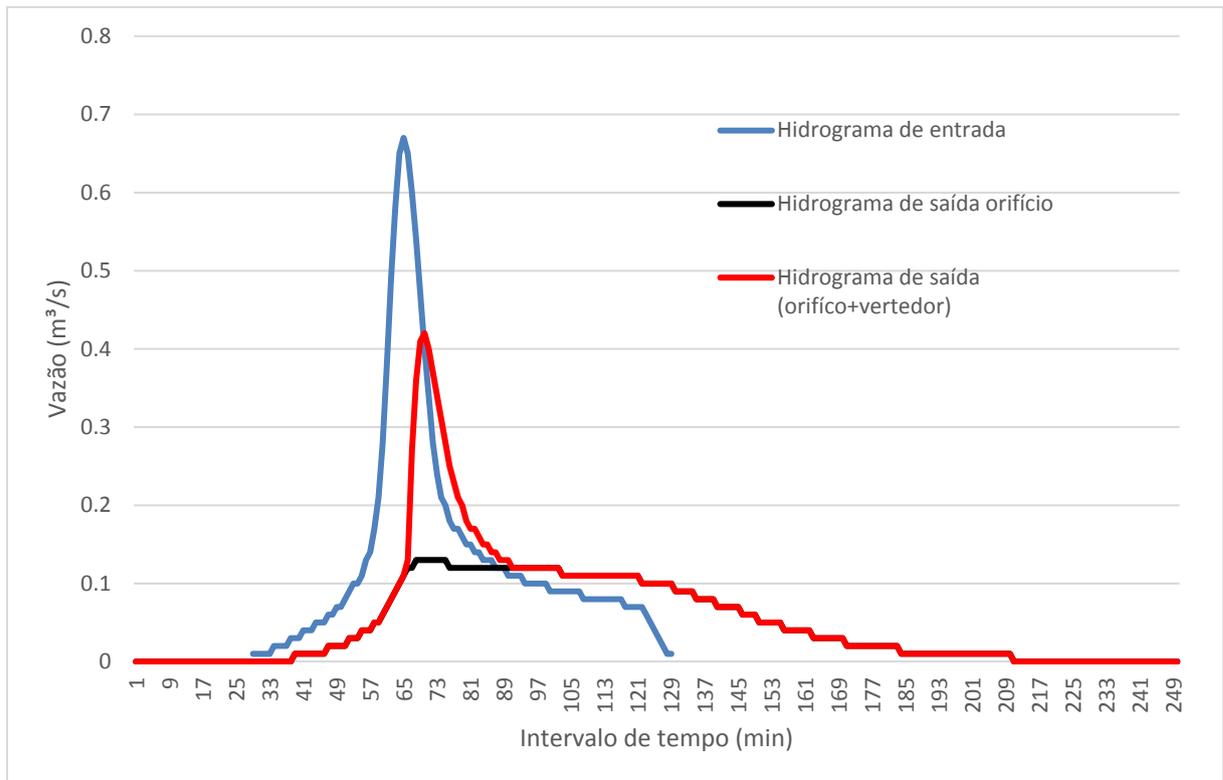
Este capítulo apresenta os resultados obtidos dos cenários estudados no dimensionamento dos reservatórios de detenção junto com seus respectivos volumes finais, diâmetro dos descarregadores de fundo e vertedores. No final são mostrados resumidamente os parâmetros de todo o dimensionamento realizado.

### 6.1 CENÁRIO 1: MICRORRESERVATÓRIO COM BASE NO RELATÓRIO DO PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA DE CAXIAS DO SUL

Esta seção tem o objetivo de mostrar os resultados encontrados em termos de vazão efluente do reservatório e níveis da água no seu interior, considerando o abatimento da vazão de pico do loteamento estudado, com utilização de um microrreservatório de detenção.

Na figura 32 mostra três hidrogramas, sendo o hidrograma de entrada do reservatório, representado pela cor azul, e o hidrograma total efluente (descarregador de fundo + vertedor), representado na cor vermelha e o hidrograma na cor preta representando a descarga apenas através do descarregador de fundo. A máxima vazão de saída do reservatório foi de 0,42 m<sup>3</sup>/s através do conjunto (descarregador + vertedor), mostrando um abatimento da vazão de pico, mas não atendendo a vazão de restrição limite de 0,12 m<sup>3</sup>/s.

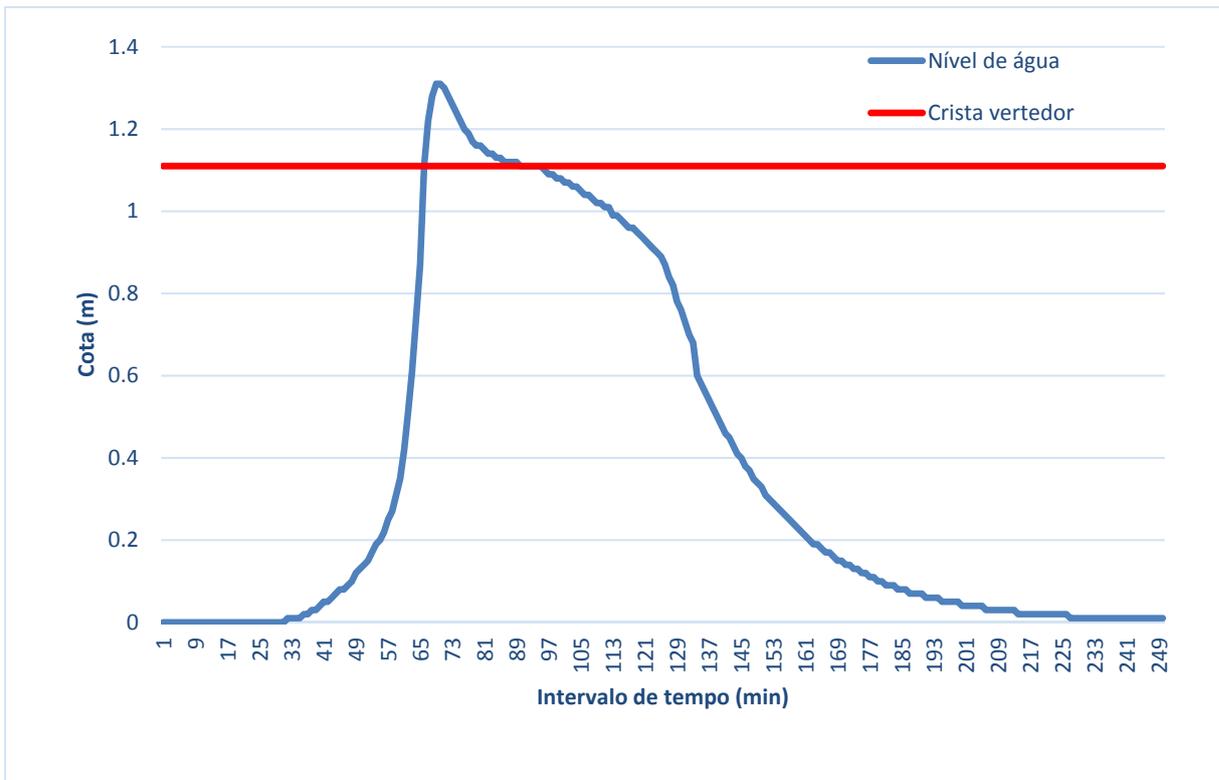
Figura 32 – Hidrograma resultante cenário 1



(fonte: elaborado pelo autor)

Na figura 33 a seguir pode-se ver a variação do nível da água dentro do reservatório onde a máxima altura atingida foi de 1,31 metros, superando a cota crista do vertedor de 1,11 metros ocasionando o vertimento pelo dispositivo extravasor.

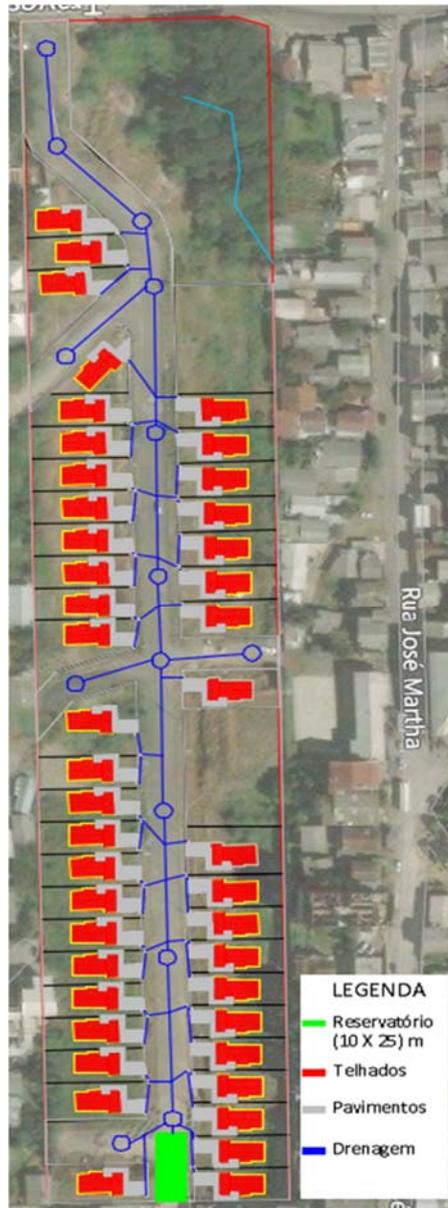
Figura 33 – Nível de água cenário 1



(fonte: elaborado pelo autor)

O descarregador de fundo é responsável por garantir que o esvaziamento do reservatório ocorra de forma lenta e gradual, respeitando a vazão de saída seja igual ou menor a vazão de pré-desenvolvimento. Já o vertedor de excesso é dimensionado para escoar o excesso quando ocorrem chuvas com intensidade superior à utilizada no dimensionamento. Na figura 34 é possível identificar o microrreservatório na área hachurada com cor verde.

Figura 34 – Implantação microrreservatório cenário 1



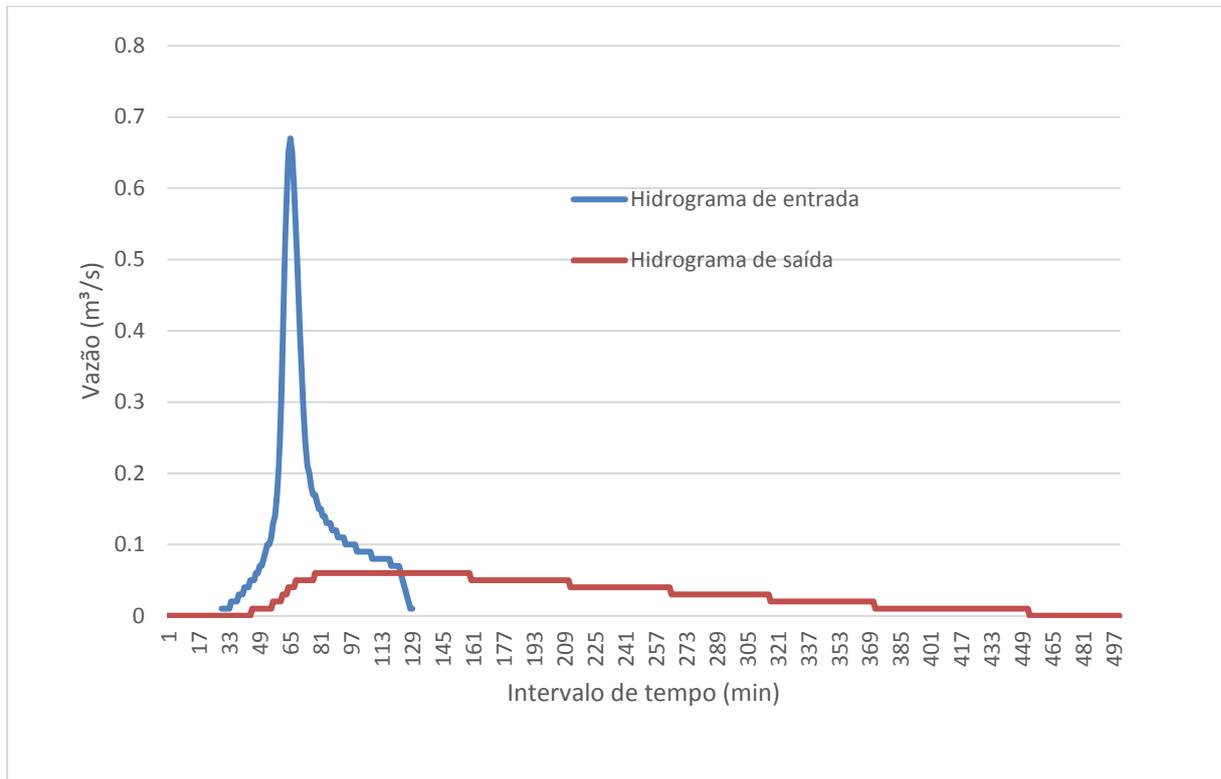
(fonte: elaborado pelo autor)

## 6.2 CENÁRIO 2: MICRORRESERVATÓRIO COM BASE NO MANUAL DE DRENAGEM URBANA DE PORTO ALEGRE

O segundo cenário correspondeu à implantação do microrreservatório no loteamento situado no Município de Caxias do Sul, mas utilizando como restrição a vazão de pré-urbanização do Município de Porto Alegre. Na figura 35 a seguir é mostrado os hidrogramas de entrada e saída

sendo que a vazão de saída, neste caso, tem um valor menor em relação ao primeiro cenário, consequentemente um volume maior de armazenamento

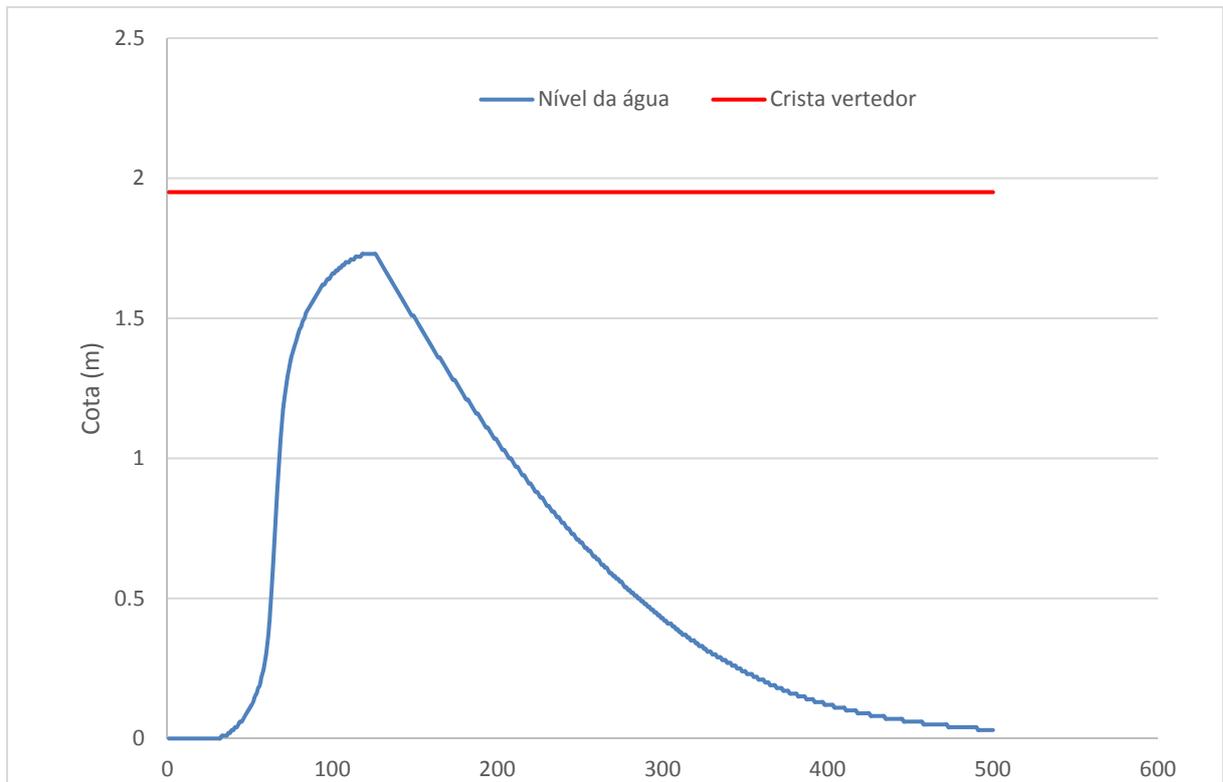
Figura 35 – Hidrograma resultante cenário 2



(fonte: elaborado pelo autor)

Para a vazão de pré-desenvolvimento de  $0,06 \text{ m}^3/\text{s}$  como sendo limite, o dimensionamento do reservatório com um volume total de  $682,22 \text{ m}^3$  onde critério da vazão limite foi garantido. A vazão de restrição foi feita através do descarregador de fundo com diâmetro nominal de 150 mm. A máxima cota atingida pelo nível da água foi de 1,73 m, demonstrada na figura 36 a seguir e sua implantação pode ser vista na figura 37.

Figura 36 – Nível de água cenário 2



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 37 – Implantação microrreservatório cenário 2

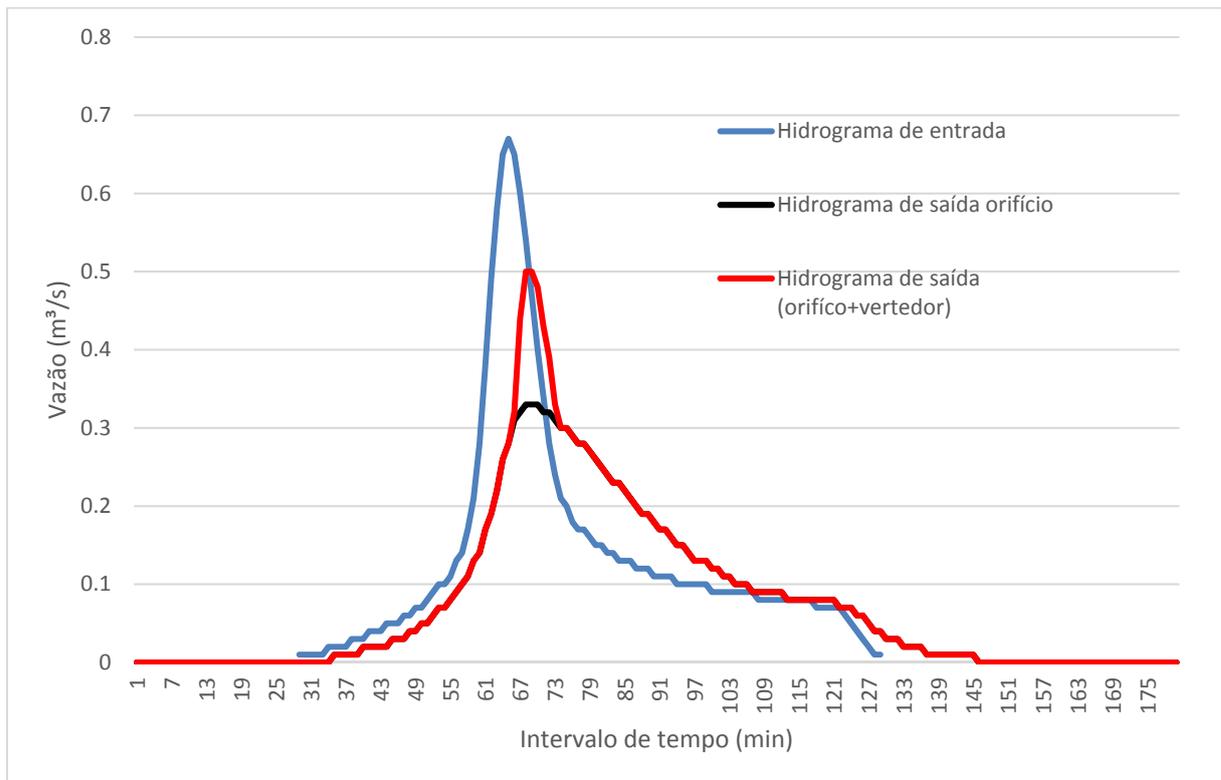


(fonte: elaborado pelo autor)

### 6.3 CENÁRIO 3: MICRORRESRVATÓRIO DEFINIDO PELAS DIRETRIZES DE CAXIAS DO SUL

De modo semelhante ao primeiro cenário ocorre o abatimento da vazão de pico, mas não garantido a vazão de restrição do lote. O descarregador de fundo foi dimensionado a partir da máxima vazão de saída do lote, resultando em um diâmetro nominal de 350 mm. Na figura 38 mostra três hidrogramas, sendo o hidrograma de entrada do reservatório, representado pela cor azul, e o hidrograma total efluente (descarregador + vertedor), representado na cor vermelha, sendo o hidrograma na cor preta representando a vazão efluente apenas através do orifício. A máxima vazão de saída do reservatório foi de  $0,50 \text{ m}^3/\text{s}$  através do conjunto (descarregador + vertedor), mostrando um abatimento da vazão de pico, mas não atendendo a vazão de restrição limite de  $0,29 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Figura 38 – Hidrograma resultante cenário 3

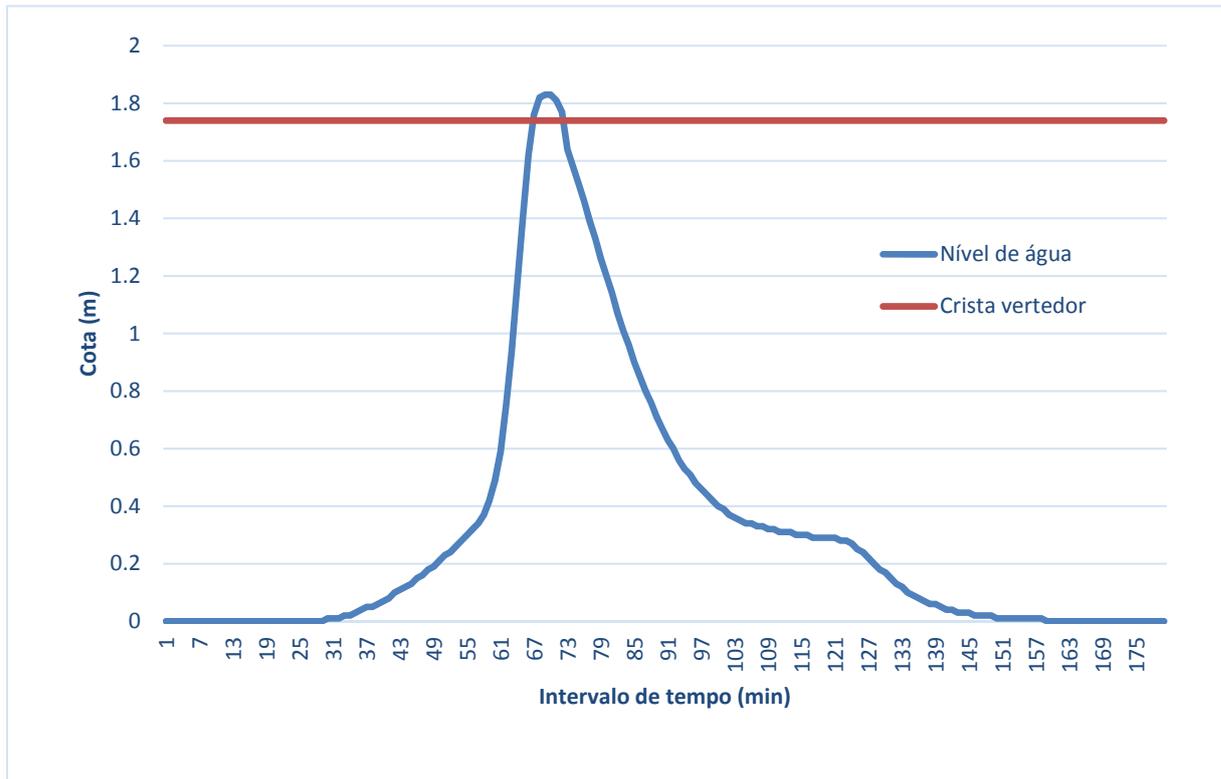


(fonte: elaborado pelo autor)

Na figura 39 a seguir pode-se ver a variação do nível da água dentro do reservatório onde a máxima altura atingida foi de 1,83 metros, superando a cota crista do vertedor de 1,74 metros

ocasionando o vertimento pelo dispositivo extravasor. Na figura 40 é possível identificar o microrreservatório na área hachurada com cor verde.

Figura 39 – Nível de água cenário 3



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 40 – Implantação microrreservatório cenário 3



(fonte: elaborado pelo autor)

## 6.4 RESUMO DOS RESULTADOS

Na presente seção são apresentados os resultados finais referentes a todos cenários estudados. Sendo que na tabela 18 são demonstradas as máximas vazões de saída dos reservatórios, os volumes úteis, o diâmetro de cada um dos orifícios de descarga, cota máxima atingida e a dimensão do vertedor.

O vertedor foi dimensionado em função da área do loteamento, como esta área não mudou para nenhum dos cenários estudados ele é comum a todos.

Tabela 18 – Resumo dos resultados

Cenário	Vazão máxima de saída do loteamento (m <sup>3</sup> /s)	Volume útil (m <sup>3</sup> )	Diâmetro nominal (mm)	Cota máxima atingida (m)
1	0.42	277.70	250	1.31
2	0.06	682.22	150	1.73
3	0.50	174.47	350	1.83

(fonte: elaborado pelo autor)

Conforme mostrando anteriormente nos cenários 1 e 3 o abatimento da vazão de pico ocorreu, mas de forma ineficiente, ficando acima do valor máximo permitido, já para o segundo cenário o volume do reservatório demonstrou-se eficiente para o abatimento da vazão de pico, mostrando assim a importância na utilização de um método para análise das vazões afluentes e efluentes ao reservatório. Para o presente estudo foi utilizado o método SCS, onde com a utilização de hidrogramas estimou-se a vazão para um evento com período de retorno de 2 anos. A verificações de todos os reservatórios foram feitas através do método de puls, através da utilização do *software* IPHS1, onde são analisadas as vazões de entrada e saída do reservatório. Para que nos cenários 1 e 3 ocorra o abatimento das vazões os volumes de reservação devem ser maiores para atender ao evento de período de retorno de 2 anos, sendo assim os volumes foram novamente calculados, onde o valor encontrado para o cenário 1 foi de 497,50 m<sup>3</sup>, cerca de 44 % no incremento do volume, já para o terceiro cenário o volume foi de 260 m<sup>3</sup> com aumento de 33 %.

## 7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

É necessário, incorporar ao plano diretor urbano medidas de controle de águas pluviais na fonte, de modo a não haver transferência das zonas de alagamentos, evitando o agravamento dos impactos gerados pela urbanização crescente. Neste sentido, dentre as técnicas estruturais os reservatórios de detenção são dispositivos que podem ser adotados ao meio urbano.

Também foram dimensionados os sistemas de instalações prediais de águas pluviais das residências. Estes foram determinados através da NBR 10844, onde foram dimensionados as calhas, os condutores verticais e os condutores horizontais para uma melhor interpretação dos volumes escoados.

O objetivo de realizar este trabalho foi de estudar soluções para a detenção de águas pluviais através do uso de microrreservatório. Com análise hidrológica através de simulações tornou-se possível verificar quantitativamente das diferenças de condições de funcionamento de cada cenário estudado. A análise foi feita através do *software* IPHS1, onde com os volumes dos reservatórios, descarregador de fundo e vertedores definidos, pode-se verificar o funcionamento dos reservatório quanto ao evento de precipitação criado, sendo que para dois cenários mostraram-se ineficientes quanto ao abatimento da vazão de pico, demonstrando a importância do estudos dos hidrogramas de entrada e saída do reservatório, no final foram calculados novamente os volumes necessário para o abatimento da vazão de pico para os cenários onde os critérios de restrição de vazão não foram atendidos. Com os volumes calculados e garantido a vazão de restrição para os três cenários foi determinado um fator de correção dos volumes, onde o valor do fator de correção para atender a vazão de restrição utilizando o Relatório de Drenagem Urbana de Caxias do Sul é de 1,44 do volume calculado, ou seja, um aumento do volume 44%, já para as Diretrizes de Caxias do Sul o fator é de 1,33 do volume, garantindo o funcionamento do reservatório sem vertimento através do vertedor e garantido a vazão de restrição em qualquer um dos cenários estudados.

Recomenda-se para continuação do trabalho o estudo dos seguintes pontos:

- a) atualização das curvas IDF para uma melhor representação da precipitação;
- b) dimensionamento das estruturas de drenagem como bocas de lobo e galerias, para uma melhor análise do tempo de concentração da bacia;
- c) análise de viabilidade econômica de instalação do sistema;

## REFERÊNCIAS

- AGRA, S. G. **Estudo experimental de microrreservatórios para controle do escoamento superficial**. 2001. Dissertação. (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.
- ARCHIBALD, J. M. **Manual de instalações hidráulicas e sanitárias**. Rio de Janeiro: Guanabara Koogan s. a., 1990.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 10.884: instalações prediais e águas pluviais. Rio de Janeiro, 1989.
- ASSUNÇÃO, V. R. de. A. **Proposta de metodologia de cálculo para reservatórios de detenção em bacias hidrográficas urbanizadas**. 2012. Dissertação. (Mestrado em Engenharia) - Universidade de São Paulo. São Carlos, 2012.
- AYOADE, J. O. **Introdução à climatologia para os trópicos**. São Paulo: DIFEL, 1986.
- AZEVEDO NETTO, J. M., ARAÚJO, R., FERNANDEZ, M. F., ITO, A. E. **Manual de Hidráulica**. 8ª. Ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1998.
- BACK, A. J. Relações entre precipitações intensas de diferentes durações ocorridas no município de Urussanga, SC. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**. v.13, n. 2, p. 170-175, set. 2009.
- BERTONI, J. C.; TUCCI, C. E. M. Precipitação. In: TUCCI, C. M.(Org.); SILVEIRA, A. L. L. da.; BENETTI, A.;LANNA, A. E. L.; BIDONE, F.; SEMMELMAN, F.; LOUZADA, J. A.; BERTONI, J. C.; ZAHED FILHO, K.; BELTRAME, L. F. S.; BORDAS, M. P.; PESSOA, M. L.; CAICEDO, N. L.; CHEVALLIER, P.; PORTO, R. L.; CLARKE, R. T. **Hidrologia: Ciência e Aplicação**. 4. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH, 2009. P. 177-242.
- BRAGA, B.; HESPANHOL, I.; CONEJO, J. G. L.; MIERZWA, J. C.; BARROS, M. T. L. de.; SPENCER, M.; PORTO, M.; NUCCI, N.; JULIANO, N.; EIGER, S. **Introdução à engenharia ambiental**. 2. ed. São Paulo: Prentice Hall, 2005.
- BUFFON, F. T. **Aproveitamento de águas pluviais: efeito sobre o sistema de drenagem urbana**. 2010. 59 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.
- CARDOSO, C. O.; ULLMANN, M. N.; BERTOL, I. **Análise de chuvas intensas a partir da desagregação das chuvas diárias de Lages e Campos Novos (SC)**. Revista Brasileira de Ciência do Solo. Viçosa. v. 22, n. 1, p. 131-140, 1998.
- CASTRO, A. S.; ALLASIA, D. G.; ORDOÑEZ, J. S.; GONÇALVES, L. S. **Águas pluviais urbanas: guia da oficina de capacitação**. Porto Alegre: Nudeme, 2008.
- CECÍLIO, R. V. ET AL.,. Avaliação de interpoladores para os parâmetros das equações de chuvas intensas no Espírito Santo. **Revista Ambiente e Água**. V.4, n. 3, p. 82-92, dez. 2009.

COSTA, A. R. da.;SIQUEIRA, E. Q. de.;MENEZES FILHO, F. C. M. de. **Águas pluviais urbanas**: curso básico de hidrologia urbana. Brasília: ReCESA, 2007.

CREDER, H. **Instalações hidráulicas e sanitárias**. 6 ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda, 2006.

DRUMOND, P.de. P. **Estudo da influência da reservação de águas pluviais em lotes no município de Belo Horizonte, MG**: Avaliação hidráulica e hidrológica. 2012. Dissertação. (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012.

FENDRICH, R. **Canais de drenagem em pequenas bacias hidrográficas**. Curitiba-PR. 121p. 2008.

GAROTTI, L. M. **Caracterização urbanística e hidrológica do uso e ocupação do solo urbano da cidade de Ribeirão Preto-SP**. 2008. Dissertação. (Mestrado em Engenharia Urbana) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2008.

GOOGLE EARTH. **[Localização da área de estudo]**. [2016]

NAKAZONE, L. M. **Implantação de reservatórios de detenção em conjuntos habitacionais**: a experiência da CDHU. 2005. Dissertação. (Mestrado em Engenharia) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

OLIVEIRA, L. F. C. de. et al.,. Métodos de estimativa de precipitação máxima para o Estado de Goiás. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**. v. 12, n. 6, p. 620-625, abr. 2008.

ONHUMA JÚNIOR, A. A. **Medidas não convencionais de reservação d'água e controle da poluição hídrica em lotes domiciliares**. 2008. Tese. (Doutorado em Ciência da Engenharia Ambiental) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

PORTO ALEGRE. Prefeitura Municipal. Departamento de Esgoto Pluviais. **Plano Diretor de Drenagem Urbana**: Manual de Drenagem Urbana. Porto Alegre, 2005. v. IV.

SÁNCHEZ, J. **Fundamentos de hidrologia**. Porto Alegre, 2008.

SAMPAIO, M. V. **Espacialização dos coeficientes das equações de chuvas intensas em bacias hidrográficas do Rio Grande do Sul**. 2011. 25 f. Tese. (Doutorado em Engenharia Agrícola) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2011.

SILVEIRA, A. L. L.. Desempenho de fórmulas de tempo de concentração em bacias urbanas e rurais. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**. Porto Alegre, v.10, n.1, p. 5-23, 2005.

SOUZA, R. O. R. de M. et al.,. Equações de chuvas intensas para o estado do Pará. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**. v.16, n. 9, p. 999-1005, jun.2012.

TASSI, R. **Efeito dos microrreservatórios de lote sobre a macrodrenagem urbana**. 2002. Dissertação. (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

TEIXEIRA, C. A. **Apostila de Hidrologia Aplicada**. 2010. 133f. Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, 2010.

TOMAZ, P. **Cálculos hidrológicos e hidráulicos para obras municipais**. São Paulo: Navegar Editora, 2011. P. 535

TUCCI, C. E. M.; VILLANUEVA, A. O. N.; ALLASIA PICCILLI, D. G.; TASSI, R.; NEVES, M. G. F. P.; RISSO, A. **Plano diretor de drenagem urbana de Caxias do Sul**. Porto Alegre: IPH/UFRGS, 2001.

TUCCI, C. E. M. Inundações Urbanas, in: TUCCI, C. E. M.; PORTO, R.; BARROS, M. (Org). **Drenagem Urbana**. Porto alegre: Editora da UFRGS; ABRH, 1995. p. 15-348.

\_\_\_\_\_. Coeficiente de escoamento e vazão máxima de bacias urbanas. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 5, n. 1, p. 61-68, jan./mar., 2000.

\_\_\_\_\_. **Hidrologia: ciência e aplicada**. 4. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS, 2007.

\_\_\_\_\_. **Inundações Urbanas na América do Sul**. Porto Alegre, 2003. Disponível em: <<http://http://www.cepal.org/samtac/noticias/documentosdetrabajo/5/23335/inbr02803.pdf>>. Acesso em: 24 maio 2016.

VIOLA, H. **Gestão de águas pluviais em áreas urbanas: o estudo de caso da cidade do Samba**. 2008. Dissertação. (Mestrado em Ciência em Planejamento Energético) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.