

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**RESERVATÓRIOS DE QUALIDADE E QUANTIDADE:  
ESTUDO DE CASO EM SANTA MARIA - DF**

**GABRIELA RESTUCCI PARANAYBA**

**ORIENTADOR: SÉRGIO KOIDE**

**COORIENTADOR: DAVI NAVARRO**

**MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ENGENHARIA  
AMBIENTAL 2**

**BRASÍLIA/DF: DEZEMBRO/2020**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**RESERVATÓRIOS DE QUALIDADE E QUANTIDADE:  
ESTUDO DE CASO EM SANTA MARIA - DF**

**GABRIELA RESTUCCI PARANAYBA**

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS À OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHARELA EM ENGENHARIA AMBIENTAL.

**APROVADA POR:**

---

**SÉRGIO KOIDE, PhD (UnB)**  
**(ORIENTADOR)**

---

**ALEXANDRE KEPLER, PhD (UnB)**  
**(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**JEFERSON DA COSTA (ADASA)**  
**(EXAMINADOR EXTERNO)**

**BRASÍLIA/DF, 17 DE DEZEMBRO DE 2020.**

## FICHA CATALOGRÁFICA

PARANAYBA, GABRIELA RESTUCCI

Reservatórios de qualidade e quantidade: Estudo de caso em Santa Maria - DF,  
78p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharela, Engenharia Ambiental, 2020)

Monografia de Projeto Final – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.  
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Drenagem Sustentável                                      2. Bacia de Quantidade

3. Modelagem hidrológica                                      4. SWMM

I. ENC/FT/UnB    II. Título (série)

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

PARANAYBA, G. R. (2020). *Reservatórios de qualidade e quantidade: Estudo de caso em Santa Maria - DF*. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 78 p.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DA AUTORA: Gabriela Restucci Paranayba

TÍTULO DA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL: Reservatórios de qualidade e quantidade: Estudo de caso em Santa Maria - DF.

GRAU / ANO: Bacharela em Engenharia Ambiental / 2020

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. A autora reserva outros direitos de publicação, e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito da autora.

---

Gabriela Restucci Paranayba

[gabrielaparanayba@gmail.com](mailto:gabrielaparanayba@gmail.com)

## RESUMO

O crescimento dos centros urbanos impacta o ambiente de tal forma que o ciclo natural da água sofre alterações locais. Esse crescimento implica na redução da infiltração no solo, no aumento do escoamento superficial e nas vazões de pico. O escoamento superficial é coletado por redes de drenagem, que levam esse excedente para jusante da área urbana. Como forma de melhorar a qualidade da água e amortecer vazões de pico lançadas ao corpo receptor reservatórios de qualidade e quantidade podem ser utilizados. O condomínio urbanístico Porto Pilar, localizado em Santa Maria no Distrito Federal, possui um sistema de drenagem com reservatórios de qualidade e quantidade já implantados. Este estudo tem como objetivos analisar o desempenho das redes de drenagem e dos reservatórios em atendimento às legislações locais e comparar os resultados obtidos utilizando os métodos SCS e Racional. A análise da rede foi realizada utilizando tanto o PCSWMM quanto o C3Drenesg e os reservatórios somente o PCSWMM. Para a análise da rede foram simulados cinco cenários, dois utilizando o método Racional no C3Drenesg e três utilizando o método SCS no PCSWMM. O primeiro cenário no C3Drenesg permitiu verificar que a rede de drenagem possui trechos que não atendem aos critérios do Termo de Referência da NOVACAP. Na análise inicial dos reservatórios percebeu-se que para uma precipitação com tempo de retorno de 100 anos o volume útil do reservatório de qualidade chegou a apenas 76,88% e o de quantidade a 70%. Isso foi o primeiro indicativo de seu superdimensionamento. Nas condições originais de projeto dos reservatórios verificou-se que nenhuma das vazões máximas impostas pela Resolução nº9/2011 foram atendidas. Assim, foram proposta algumas alterações de forma a atender essas vazões. Portanto, um dos reservatório poderia ter função dual no atendimento dos limites e o outro poderia ser utilizado para amortecer vazões provenientes de outras áreas de contribuição. Vale ressaltar que as vazões de qualidade obtidas pelo método Racional foram sempre maiores que as do método SCS. Para obter valores mais precisos seria necessário calibrar o modelo do PCSWMM.

**PALAVRAS CHAVE:** drenagem urbana sustentável; modelagem hidrológica; reservatórios de qualidade e quantidade; PCSWMM; C3Drenesg.

## SUMÁRIO

RESUMO .....	iv
LISTA DE FIGURAS .....	vii
LISTA DE TABELAS .....	x
LISTA DE EQUAÇÕES.....	xi
LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES .....	xii
1 INTRODUÇÃO.....	1
2 OBJETIVOS.....	3
2.1 OBJETIVO GERAL .....	3
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	3
3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA E REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	4
3.1 ÁGUAS URBANAS E O ESCOAMENTO SUPERFICIAL.....	4
3.1.1 Precipitação .....	4
3.1.2 escoamento Superficial .....	6
3.2 IMPACTOS DA URBANIZAÇÃO .....	11
3.3 DRENAGEM URBANA .....	13
3.3.1 Critérios de Dimensionamento e Análise do Sistema de Drenagem .....	15
3.3.2 Sistemas de Drenagem Sustentáveis.....	16
3.4 RESERVATÓRIOS DE QUALIDADE E QUANTIDADE .....	18
3.4.1 Dispositivos hidráulicos de descarga.....	21
3.5 RESOLUÇÃO DA ADASA Nº 9, DE 8 DE ABRIL DE 2011 .....	24
3.6 MODELAGEM COMPUTACIONAL .....	26
3.6.1 <i>Storm Water Management Model (SWMM)</i> .....	27
3.6.2 PCSWMM .....	29
3.6.3 Civil 3D – <i>C3Drenesg</i> .....	30
4 METODOLOGIA.....	32
4.1 DESCRIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO .....	34
4.1.1 Sistema de Drenagem do Condomínio Porto Pilar .....	35
4.1.2 Topografia.....	43
4.1.3 Pedologia .....	44
4.1.4 Uso e ocupação do solo .....	44
4.1.5 Permeabilidade .....	46
4.1.6 Coeficiente de escoamento Superficial.....	47
4.1.7 Curva Número .....	47

4.1.8	Pluviometria .....	48
4.1.9	Áreas de Contribuição .....	51
4.1.10	Hidrograma Triangular – Vazão Máxima de Projeto .....	51
4.2	ANÁLISE DOS RESULTADOS .....	54
4.2.1	Simulação no <i>Drenesg</i> .....	54
4.2.2	Simulação no PCSWMM .....	54
5	Resultados.....	56
5.1	Análise da rede de drenagem .....	56
5.1.1	Atendimento aos critérios do TR da NOVACAP .....	56
5.1.2	Vazões – <i>Drenesg</i> x Projeto Executivo.....	58
5.1.3	Vazões – PCSWMM x Projeto Executivo .....	61
5.2	Análise dos Reservatórios.....	62
5.2.1	Cenário 1 .....	62
5.2.2	Cenário 2 .....	66
5.2.3	Cenário 3 .....	69
6	CONCLUSÕES.....	73
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	75

## LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 – Curvas típicas de intensidade-duração-frequência (Butler <i>et al</i> , 2018).....	5
Figura 3.2 – Resposta hidrológica de uma bacia hidrográfica (Tucci, 2001).....	6
Figura 3.3 – Processos que ocorrem numa área urbana (Hall 1984, modificado).....	12
Figura 3.4 – Alteração do fluxo de água devida à mudança de cobertura de solo (FIRSWG 1998, modificado) .....	12
Figura 3.5 – Canalização x Reservação das águas pluviais (Canholi, 2014) .....	14
Figura 3.6 – Seção transversal de um reservatório de qualidade (Gribbin 2006, modificado) .....	18
Figura 3.7 – Tipos de escoamento na galeria de fundo (Canholi, 2014).....	22
Figura 3.8 – Dissipador tipo impacto Bradley-Peterka (Adasa, 2018).....	23
Figura 4.1- Fluxograma geral da metodologia .....	32
Figura 4.2 – Metodologia de análise da rede de drenagem .....	33
Figura 4.3 – Metodologia de análise dos reservatórios .....	34
Figura 4.4 – Localização da área de estudo.....	35
Figura 4.5 – Lapso temporal dos reservatórios (Google Earth) .....	36
Figura 4.6 – Sistema de Drenagem do condomínio Porto Pilar .....	37
Figura 4.7 – Planta baixa dos reservatórios.....	38
Figura 4.8 – Foto de drone do reservatório de qualidade .....	39
Figura 4.9 – Foto de drone do reservatório de quantidade .....	39
Figura 4.10 – Vista lateral do dissipador padrão NOVACAP A4 .....	40
Figura 4.11 – Foto de drone de um dos dissipadores do reservatório de qualidade .....	40
Figura 4.12 – Dispositivo de descarga do reservatório de qualidade .....	41
Figura 4.13 – Fotos: <i>a</i> ) tubulação de descarga; <i>b</i> ) vista superior do vertedor e galeria de saída.....	41
Figura 4.14 – Hipsometria da área de estudo .....	43
Figura 4.15 – Declividade da área de estudo.....	43
Figura 4.16 – Finalidades de uso das áreas do condomínio Porto Pilar .....	44
Figura 4.17 – Área residencial típica do condomínio Porto Pilar (Google Earth) .....	45
Figura 4.18 – Edifícios residenciais do condomínio Porto Pilar .....	45
Figura 4.19 – Hietograma para precipitação com tempo de retorno de 5 anos .....	49

Figura 4.20 – Hietograma da precipitação com lâmina total de 22,5 mm.....	49
Figura 4.21 – Hietograma para precipitação com tempo de retorno de 10 anos e uma hora de duração.....	50
Figura 4.22 - Hietograma para precipitação com tempo de retorno de 10 anos e 24 horas de duração.....	50
Figura 4.23 – Áreas de Contribuição do projeto executivo.....	51
Figura 4.24 – Hidrograma para precipitação com lâmina total de 22,5 mm para o C de projeto.....	52
Figura 4.25 – Hidrograma para precipitação com TR de 10 anos para o C de projeto .....	52
Figura 4.26 - Hidrograma para precipitação com lâmina total de 22,5 mm para o C calculado.....	53
Figura 4.27 - Hidrograma para precipitação com TR de 10 anos para o C calculado.....	53
Figura 5.1 - Porcentagem das tubulações que tem lâmina superior a 82% ao simular com a Equação 3.2 .....	56
Figura 5.2 - Porcentagem das tubulações que tem lâmina superior a 82% ao simular com a Equação 3.3 .....	57
Figura 5.3 - Diferença da vazão de saída em relação a vazão de saída do projeto executivo em porcentagem com a Equação 3.2 .....	58
Figura 5.4 – Diferença da vazão de saída em relação a vazão de saída do projeto executivo em porcentagem.....	61
Figura 5.5 – Porcentagem da altura máxima da lâmina d’água pela altura do vertedor para eventos de precipitação com diferentes tempo de retorno.....	62
Figura 5.6 - Porcentagem da altura máxima da lâmina d’água pela altura do vertedor para os diferentes métodos – Cenário 1.....	63
Figura 5.7 – Porcentagem da vazão efluente do reservatório de qualidade pela vazão máxima estabelecida pela Adasa – Cenário 1.....	64
Figura 5.8 - Porcentagem da vazão efluente do reservatório de quantidade pela vazão máxima estabelecida pela Adasa – Cenário 1.....	65
Figura 5.9 - Porcentagem da altura máxima da lâmina d’água pela altura do vertedor para os diferentes métodos – Cenário 2.....	67
Figura 5.10 - Porcentagem da vazão efluente do reservatório de qualidade pela vazão máxima estabelecida pela Adasa – Cenário 2.....	68
Figura 5.11 - Porcentagem da vazão efluente do reservatório de quantidade pela vazão máxima estabelecida pela Adasa– Cenário 2.....	68
Figura 5.12 - Porcentagem da altura máxima da lâmina d’água pela altura do vertedor para os diferentes métodos – Cenário 3.....	69



Figura 5.13 - Porcentagem da vazão efluente pela vazão máxima estabelecida pela Adasa para o reservatório de quantidade– Cenário 3 .....	70
Figura 5.14 – Vazões efluentes do reservatório dual para precipitações com tempo de retorno de 10 anos – Cenário 3 .....	71
Figura 5.15 – Volume de inundações ao longo da rede de drenagem para precipitação com tempo de retorno de 10 anos.....	72

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Valores de CN para diferentes tipos de uso ou cobertura do solo (Tucci, 2015) .....	9
Tabela 3.2 – Valores de C par aos diferentes tipos de uso do solo .....	10
Tabela 3.3 – Critérios de dimensionamento e análise(NOVACAP 2005 e 2019, modificado) .....	15
Tabela 3.4 – Principais categorias de medidas não estruturais (Righetto, 2009) .....	17
Tabela 4.1 – Características gerais dos reservatórios .....	41
Tabela 4.2 – Relação Cota-Área para os reservatórios .....	42
Tabela 4.3 – Percentagem da área para cada tipo de uso e ocupação do solo .....	45
Tabela 4.4 –Estimativa das permeabilidades .....	46
Tabela 4.5 – Valores de Permeabilidade e C para cada tipo de uso .....	47
Tabela 4.6 – Estimativa dos CNs.....	48
Tabela 5.1 – Número de trechos em desacordo com algum critério TR da NOVACAP.....	57
Tabela 5.2 – Resultados da análise da rede 2 no Cenário 1 .....	59
Tabela 5.3 – Resultados da análise da rede 1 no Cenário 2 .....	60
Tabela 5.4 - Resultados da análise da rede 2 no Cenário 2 .....	60
Tabela 5.5 – Amortecimento das vazões no Cenário 3 .....	71

## LISTA DE EQUAÇÕES

$$I = \frac{a \cdot Tr^b}{(t + c)^d} \quad \text{Equação(3.1)}$$

$$I = \frac{21,7 \cdot Tr^{0,16}}{(t + 11)^{0,815}} \quad \text{Equação (3.2)}$$

$$I = \frac{1.574,7 \cdot Tr^{0,207}}{(t + 11)^{0,884}} \quad \text{Equação (3.3)}$$

$$Q = \frac{(P - 0,2 \cdot S)^2}{(P + 0,8 \cdot S)} \quad \text{Equação (3.4)}$$

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad \text{Equação (3.5)}$$

$$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{3,6} \quad \text{Equação (3.6)}$$

$$C = \frac{C_p \cdot A_p + C_i \cdot A_i}{A_t} \quad \text{Equação (3.7)}$$

$$n = A^{-k} \quad \text{Equação (3.8)}$$

$$I - O = \frac{\Delta S}{\Delta t} \quad \text{Equação (3.9)}$$

$$Q = k_0 \times a_0 \times \sqrt{2 \times g \times h} \quad \text{Equação (3.10)}$$

$$Q = c_v \times l_u \times \sqrt{2 \times g} \times H^{3/2} \quad \text{Equação (3.11)}$$

$$V_{qa} = (33,8 + 1,8 \cdot A_i) \cdot A_c \quad \text{Equação (3.12)}$$

$$Q = V_{qa} / 86,4 \quad \text{Equação (3.13)}$$

$$V = (4,705 \cdot A_i) \cdot A_c \quad \text{Equação (3.14)}$$

## **LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES**

ADASA – Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento Básico do Distrito Federal

CN – Curva Número

DF – Distrito Federal

GDF – Governo do Distrito Federal

EPC – Equipamento Público Comunitário

EPU – Equipamento Público Urbano

EUA – Estados Unidos da América

IDF – Intensidade-Duração-Frequência

MDE – Memorial Descritivo

NOVACAP – Companhia Urbanizadora Nova Capital

OD – Oxigênio Dissolvido

PCSWMM – *Personal Computer Storm Water Management Model*

PDDU – Plano Diretor de Drenagem Urbana do Distrito Federal

RA – Região Administrativa

SCS – *Soil Conservation Service*

STORM - *Storm, Treatment, Overflow, Runoff Model*

SWMM – *Storm Water Management Model*

TERRACAP – Agência de Desenvolvimento do Distrito Federal

Tr – Tempo de Retorno

TR – Termo de Referência

# 1 INTRODUÇÃO

A concentração de população humana em grandes centros urbanos acarretou uma série de impactos ambientais e sociais. A existência humana nesses centros se dava até o início do século XX de forma precária, onde aconteciam surtos de doenças que dizimavam boa parte da população. Isso ocorreu até a adoção do saneamento básico, o qual tem grande influência na viabilidade da sobrevivência populacional nesses centros.

Esse crescimento dos centros urbanos impacta o ambiente de tal forma que o ciclo natural da água sofre alterações locais, já que boa parte das áreas são desmatadas para construção de edifícios e uma parcela do solo considerável é impermeabilizada por construção de edifícios e pavimentos asfálticos. Isso implica na redução da infiltração no solo, no aumento do escoamento superficial e nas vazões de pico – o que resulta em risco de alagamentos.

O escoamento superficial é coletado por redes de drenagem, que levam esse excedente a jusante da área urbana. No entanto, essas redes nem sempre são suficientes ou mantidas em boas condições de funcionamento para captar todo o excedente precipitado. Isso pode gerar problemas de inundação. O escoamento também ocorre pelas vias que sofrem a lavagem superficial e, por consequência, leva consigo poluentes ao corpo hídrico receptor. Como forma de melhorar a qualidade da água e amortizar vazões de pico lançadas ao corpo receptor, assim como promover a infiltração no solo, alguns dispositivos alternativos de controle de escoamento são propostos neste trabalho.

Dentre esses dispositivos, vale citar os reservatórios de retenção e de detenção – a serem abordados neste trabalho como reservatórios de qualidade e quantidade, respectivamente. O reservatório de quantidade retém temporariamente a água coletada nas redes de drenagem, e sua vazão efluente é menor que a afluyente, sendo projetados para o esvaziamento completo após um evento de chuva (Adasa, 2018). O de qualidade tem como objetivo melhorar a qualidade da água antes do lançamento ao corpo receptor.

A Resolução da Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento Básico do Distrito Federal (Adasa) nº 9/2011 recomenda a utilização desses reservatórios no Distrito Federal quando for necessário melhorar a quantidade e qualidade das águas drenadas, se não for possível fazer medidas de controle na fonte. Outro aspecto importante a respeito dessa resolução é a vazão máxima de lançamento em corpo hídrico correspondente a 24,4 L/s.ha

– um fator determinante para o dimensionamento dos reservatórios. Nessa base legal, existem fórmulas para o cálculo de seus volumes no caso de a bacia de contribuição ter área menor que 200 hectares (ha). Para áreas maiores, há alguns critérios, dentre eles a simulação da modelagem hidrológica (Adasa, 2011).

A simulação hidrológica é essencial para o manejo das águas pluviais, pois possibilita a análise das vazões de cheia, níveis e áreas de inundação, como também medidas mitigadoras de problemas locais. A simulação também pode ser utilizada para planejamento de ocupação de novas áreas (Righetto, 2009). O *Storm Water Management Model* – SWMM (Rossman, 2016) é um modelo hidráulico-hidrológico que calcula a quantidade e qualidade do escoamento na rede de drenagem de cada sub-bacia, assim como o hidrograma de entrada e vazão de saída de reservatórios.

O *C3Drenesg* é um software que funciona como *plug in* do Civil 3D. O *C3Drenesg* permite o dimensionamento de redes de drenagem e esgoto dentro do Civil 3D. Esse programa contém uma planilha de cálculo inteligente que recalcula o dimensionamento a cada alteração feita. (C3DRENESG4, 2020)

O presente estudo consiste em analisar as redes de drenagem e os reservatórios de qualidade e quantidade no condomínio Porto Pilar em Santa Maria-DF, levando em consideração os aspectos de projeto por meio de simulação no *Personal Computer Storm Water Management Model* – PCSWMM (PCSWMM, 2019). As redes de drenagem também são analisadas pelo *Drenesg*. Feito isso, há a possibilidade de fazer proposições de melhorias para esses reservatórios. Caso haja melhorias, elas também serão simuladas como forma de analisar o novo desempenho dos reservatórios.

Este estudo está dividido nos seguintes capítulos, além desta Introdução:

- O Capítulo 2 apresenta o objetivo geral e os objetivos específicos;
- O Capítulo 3 abrange a fundamentação teórica e a revisão bibliográfica, que consiste em conceituar os principais pontos de estudo e apresentar os trabalhos já realizados sobre o assunto;
- O Capítulo 4 aborda a metodologia a ser adotada;
- O Capítulo 5 apresenta os resultados;
- O Capítulo 6 as conclusões.

## **2 OBJETIVOS**

### **2.1 OBJETIVO GERAL**

O presente trabalho tem como objetivo geral analisar o desempenho de reservatórios de qualidade e quantidade do condomínio Porto Pilar em Santa Maria no DF, considerando seu projeto e a análise do seu desempenho por simulação de eventos precipitação utilizando o PCSWMM.

### **2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

Os objetivos específicos são:

- Verificar o atendimento da rede de drenagem nas simulações no PCSWMM e no *Drenesg* ao TR da NOVACAP de 2005 e 2019;
- Verificar por simulação o desempenho dos reservatórios do projeto no atendimento às restrições impostas pela Resolução da Adasa nº 9/2011;
- Comparar o amortecimento das vazões nos reservatórios utilizando diferentes valores do parâmetro CN do método SCS com o amortecimento obtido utilizando hidrogramas gerados utilizando o método Racional;
- Propor eventuais modificações no intuito de melhorar o desempenho da rede de drenagem e dos reservatórios.

### **3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA E REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

Este capítulo tem como principal objetivo embasar os conceitos utilizados para realizar a presente pesquisa e, para efeito de comparação, apresentar trabalhos relacionados ao tema a ser abordado. Portanto, é essencial o estudo do manejo e comportamento das águas urbanas, assim como ações e medidas necessárias para mitigar os impactos causados a elas devido à urbanização.

#### **3.1 ÁGUAS URBANAS E O ESCOAMENTO SUPERFICIAL**

A preservação da saúde pública em centros urbanos foi uma das principais motivações para o início do saneamento. O saneamento é definido por fases e, em cada uma, o manejo das águas urbanas é aprimorado.

Na década de 70 deu-se início a utilização de sistemas de amortecimento de água em detrimento de canalização nas obras de drenagem e isso começou a fazer parte do saneamento. Esse período foi chamado de fase corretiva das águas urbanas, mas nem todos os países chegaram a este estágio (Tucci, 2008).

A fase de desenvolvimento sustentável das águas urbanas teve início em 1990, e assegura a conservação no escoamento pluvial pela preservação dos caminhos naturais de escoamento e a priorização da infiltração (Tucci, 2008).

Para melhor compreensão do comportamento das águas urbanas é necessário entender primeiramente a precipitação. O subtópico a seguir faz alguns esclarecimentos a respeito desse assunto.

##### **3.1.1 Precipitação**

A precipitação é a principal forma de entrada de água em uma bacia hidrográfica e com isso ela fornece subsídios para quantificação do abastecimento de água, controle de inundações e é de fundamental importância para o dimensionamento de obras hidráulicas (Collischon e Dornelles, 2013).

A forma mais comum de estimar a precipitação para projetar sistemas de drenagem é a curva de intensidade-duração-frequência (IDF). Na Figura 3.1 pode-se perceber que para um mesmo tempo de retorno a intensidade e a duração da precipitação são inversamente proporcionais, ou seja, quanto menor a duração da chuva maior a intensidade. Já a intensidade e a frequência são diretamente proporcionais (Butler *et al*, 2018). Vale ressaltar



que os valores das curvas IDF são estimados a partir de registros históricos de alturas de precipitação em relação a duração (Canholi, 2014).

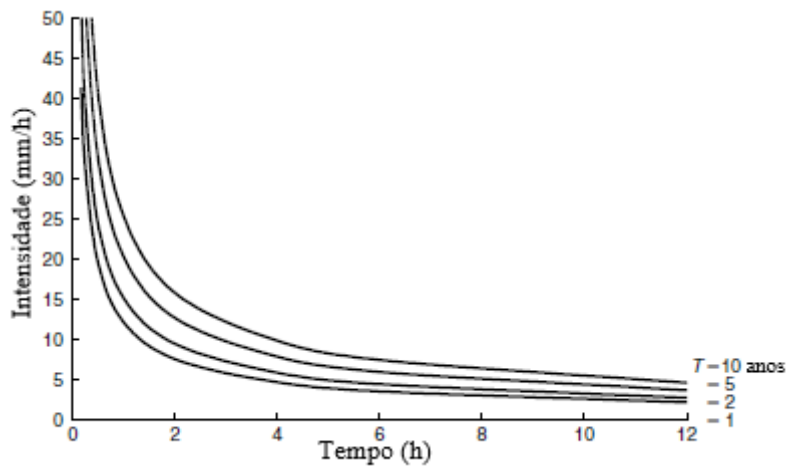


Figura 3.1 – Curvas típicas de intensidade-duração-frequência (Butler *et al*, 2018)

A curva IDF pode ser expressa na forma de uma equação e uma das formas mais comuns para representá-la é a partir da equação (Collischon e Dornelles, 2013):

$$I = \frac{a \cdot Tr^b}{(t+c)^d} \quad \text{Equação(3.1)}$$

Onde:

$I$ : intensidade da precipitação (mm/h);

$Tr$ : tempo de retorno (anos);

$t$ : duração da precipitação (min);

$a, b, c$  e  $d$ : parâmetros característicos de cada local.

No Distrito Federal duas curvas IDF já foram estimadas sendo que a primeira presente no Termo de Referência da NOVACAP de 2005 e a segunda no ano de 2019. A primeira é dada pela Equação 3.2 e a segunda pela Equação 3.3:

$$I = \frac{21,7 \cdot Tr^{0,16}}{(t+11)^{0,815}} \quad \text{Equação (3.2)}$$

$$I = \frac{1.574,7 \cdot Tr^{0,207}}{(t+11)^{0,884}} \quad \text{Equação (3.3)}$$

### 3.1.2 Escoamento Superficial

O escoamento superficial das águas, naturalmente, depende de vários fatores físicos do meio, tais como: o tipo de vegetação, solo e clima. Dependendo da vegetação, pode haver variação na porcentagem de interceptação, e isso interfere no volume escoado. O tipo de solo e o seu grau de saturação influenciam fortemente no escoamento, pois irão determinar a sua permeabilidade. A taxa de evaporação afeta o escoamento, pois a depender dela, pode acontecer de boa parte da água evaporar antes mesmo de escoar. E este processo é determinado pelo clima da região.

Em uma bacia hidrográfica, o escoamento superficial consiste no carreamento da água compelido pela força da gravidade e moldado pela topografia. Isso resulta numa rede de microdrenagem que converge para cursos d'água de escoamento direto. Esse escoamento pode ser representado por um gráfico, denominado hidrograma, que relaciona vazão escoada e tempo. Quando chove, geralmente ocorre um aumento lento na vazão da bacia, sendo esse retardo causado pela interceptação vegetal, pelo tempo de deslocamento da água e armazenamento em depressões do solo. Ao atingir a vazão de pico, o escoamento superficial começa a decrescer. Geralmente, pode-se observar um ponto de inflexão no hidrograma, devido aos fenômenos de infiltração e percolação no solo (Tucci, 2001). Isso pode ser observado na Figura 3.2.

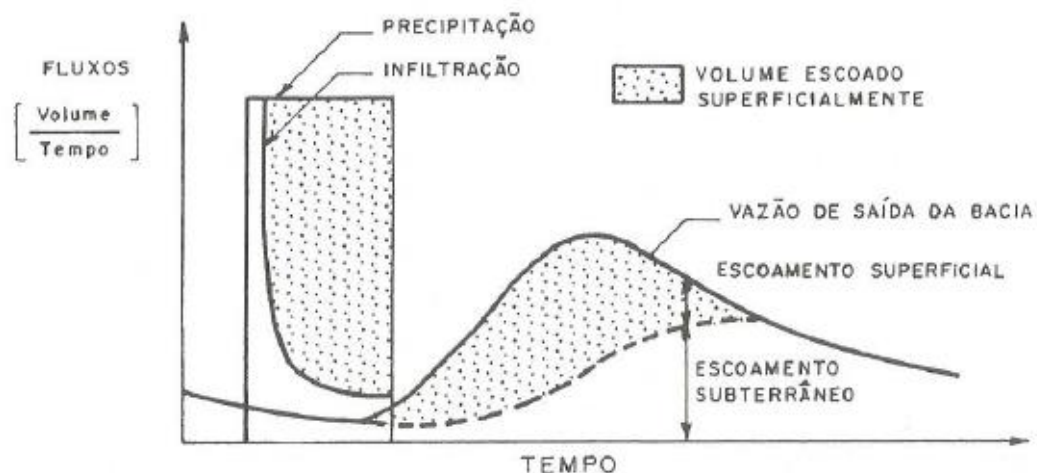


Figura 3.2 – Resposta hidrológica de uma bacia hidrográfica (Tucci, 2001)

O escoamento superficial representa o fluxo sobre a superfície do solo e pelos seus múltiplos canais; o subsuperficial tem como uma de suas definições o fluxo junto às raízes

da cobertura vegetal, e o subterrâneo corresponde ao fluxo devido à contribuição do aquífero. O superficial e o subterrâneo compõem a maior parte do escoamento. Para que o escoamento superficial seja analisado individualmente, é necessário separar no hidrograma qual parcela corresponde a cada tipo de fluxo (Tucci, 2015).

A precipitação de água em intensidade superior à capacidade de infiltração e a precipitação sobre solos saturados são os principais processos reconhecidos na formação do escoamento superficial. O primeiro consiste na geração de escoamento devido ao excesso de chuva em relação à capacidade de infiltração, conhecido como processo Hortoniano. Esse é de grande importância em bacias urbanas onde o solo foi modificado pelo homem ou em locais com chuvas muito intensas. O segundo acontece em bacias naturais com menor intensidade de chuvas onde o escoamento superficial origina-se quase inteiramente da parcela de água que atinge zonas de solo saturado. A parcela da precipitação que se transforma em escoamento é denominada de chuva efetiva ou precipitação efetiva (Collischon e Dornelles, 2013).

Para a identificação da parcela do escoamento individual existem algumas formas (Tucci, 2015):

- Diretamente pelo hidrograma com a utilização dos métodos gráficos;
- Precipitação efetiva;
- Modelos de escoamento superficial.

A precipitação efetiva indica quanto da precipitação total gerou escoamento superficial. O hietograma é obtido ao remover a parcela de volumes evaporados, retidos nas depressões e infiltrados; assim remanesce a precipitação efetiva. Esta pode ser determinada por diferentes metodologias: as equações de infiltração, índices e relações funcionais (Tucci, 2015).

Em eventos de precipitação, de forma geral, há um período inicial em que toda água precipitada se infiltra devido à intensidade da chuva ser inferior à capacidade de infiltração do solo. Nesse período, essa capacidade diminui e isso pode ser descrito por equações de infiltração como as de Horton, Green e Ampt. A partir do momento que a intensidade da precipitação é superior à capacidade de infiltração do solo, a água começa a se acumular na superfície, resultando em escoamento superficial (Collischon e Dornelles, 2013). A precipitação efetiva é obtida pela diferença entre o que foi precipitado e o que foi infiltrado,

calculado por uma das equações de infiltração (Tucci, 2015).

### 3.1.2.1 Método Soil Conservation Service (SCS)

Uma das relações funcionais mais utilizadas é o método do Soil Conservation Service (SCS), que relaciona a razão entre o volume infiltrado e a capacidade máxima com a razão entre a precipitação efetiva e a precipitação total (Tucci, 2015). Este método leva em conta o balanço hídrico na superfície do solo; e a precipitação efetiva pode ser calculada de acordo com a Equação 3.4:

$$Q = \frac{(P-0,2 \cdot S)^2}{(P+0,8 \cdot S)} \quad \text{Equação (3.4)}$$

Onde:

Q: precipitação efetiva ao longo do evento (mm);

P: precipitação ocorrida ao longo de um evento de chuva (mm),

S: potencial máximo de retenção do solo em mm.

Sendo que o termo  $0,2.S$  é a abstração inicial, ou seja, as perdas iniciais por retenção superficial, infiltração e interceptação (Sartori *et al.*, 2005)

Esse método é também conhecido como SCS-CN porque se baseia em um parâmetro, CN (Curva Número), que relaciona as características de ocupação da bacia e tipo de solo. A máxima infiltração  $S$  é obtida pela Equação 3.5 com o fator CN, que varia de 0 a 100, sendo 0 um solo com capacidade de infiltração infinita e 100 com solo completamente impermeável (Gonçalves, 2007).

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad \text{Equação (3.5)}$$

O parâmetro CN pode ser estimado considerando quatro grupos de solo, em ordem crescente de potencial de geração de escoamento superficial: A, B, C e D. Existem diversas tabelas e diferentes combinações de grupo de solo e uso do solo para obtenção do CN, que varia de acordo com a região onde se quer fazer o estudo e as condições de umidade antecedente. A Tabela 3.1 apresenta alguns valores de CN para os diferentes tipos de uso do solo.

Tabela 3.1 – Valores de CN para diferentes tipos de uso ou cobertura do solo (Tucci, 2015)

Uso ou cobertura do solo		A	B	C	D
<b>Espaços abertos, relvados, parques, boas condições com relva:</b>	> 75% da área	39	61	74	80
	De 50 a 75% da área	49	69	79	84
<b>Zonas comerciais e de escritórios</b>		89	92	94	95
<b>Zonas residenciais – lotes(m<sup>2</sup>)</b>	Média impermeável	-	-	-	-
< 500	65 %	77	85	90	92
1000	38 %	61	75	83	87
1300	30 %	57	72	83	87
2000	25 %	54	70	80	85
4000	20 %	51	68	79	84
<b>Arruamentos e estradas asfaltadas com drenagem de águas pluviais</b>		98	98	98	98

O escoamento superficial é regido por uma combinação do fluxo em pequena profundidade e pequenos canais que constituem a drenagem da bacia hidrográfica. Esse escoamento pode ser representado por modelos lineares, não-lineares, empíricos e conceituais. Um modelo linear bem conhecido é o hidrograma unitário. Mostra a resposta da bacia a uma precipitação de volume unitário com duração em um intervalo de tempo (Tucci, 2015).

### 3.1.2.2 Vazão Máxima de Projeto – Método Racional

O Termo de Referência da NOVACAP (NOVACAP, 2019) afirma que, para áreas de contribuição de até 100 hectares, o método de cálculo a ser utilizado para determinar a vazão de projeto nas redes é o Método Racional. Esse método foi originalmente desenvolvido em 1851 para estimar as vazões máximas em bacias a partir de dados de chuva (Collischonn e Dornelles, 2013).

Alguns princípios básicos regem essa metodologia (FRANCO, 2004; CETESB, 1980; TUCCI, 2015):

- A precipitação na área de contribuição da bacia ocorre com intensidade constante e distribuição uniforme;
- A vazão máxima corresponde a uma precipitação igual ao tempo de concentração da bacia;
- As condições de permeabilidade da área de contribuição permanece constante durante a precipitação;

- Adota-se um coeficiente único, denominado C, estimado com base nas características da bacia.

O coeficiente de escoamento superficial (C) depende da capacidade de infiltração e da cobertura do solo, esse parâmetro representa a relação entre a vazão escoada superficialmente e a vazão de chuva precipitada (Adasa, 2018). Com isso, o método Racional se baseia na seguinte equação:

$$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{3,6} \quad \text{Equação (3.6)}$$

Onde:

*Q*: vazão de projeto (m<sup>3</sup>/s);

*C*: coeficiente de escoamento, adimensional;

*i*: intensidade da chuva de projeto (mm/h);

*A*: área de contribuição da bacia (km<sup>2</sup>).

Esse é um método simplificado, portanto é admitido adotar coeficientes de escoamento superficial extraído de tabelas da literatura que os relacionam ao uso do solo. O Termo de Referência de 2019 da NOVACAP utiliza os seguintes coeficientes:

Tabela 3.2 – Valores de C par aos diferentes tipos de uso do solo

Uso do Solo	C
Áreas calçadas ou impermeabilizadas	0,90
Áreas com bloco intertravado maciço	0,78
Áreas urbanizadas com áreas verdes	0,70
Áreas de solo com recobrimento de brita	0,30
Áreas com inclinação superior a 5% integralmente gramadas ou com jardins ou vegetação natural	0,20
Áreas com inclinação inferior a 5% integralmente gramadas ou com jardins ou vegetação natural	0,15

O coeficiente de escoamento de uma bacia com diferentes tipos de uso pode ser estabelecido ao considerar dois tipos de superfícies: permeáveis e impermeáveis. Isso pode ser expresso como (Tucci, 2000):

$$C = \frac{C_p \cdot A_p + C_i \cdot A_i}{A_t} \quad \text{Equação (3.7)}$$

Onde:

*C<sub>p</sub>*: coeficiente de escoamento de área permeável da bacia, adimensional

*A<sub>p</sub>*: área da bacia com superfície permeável, (km<sup>2</sup>);

$C_i$ : coeficiente de escoamento de uma área impermeável, adimensional;

$A_i$ : área da bacia com superfície impermeável, (km<sup>2</sup>);

$A_t$  é a área de contribuição total da bacia, (km<sup>2</sup>).

Franco (2004) utilizou o método Racional para analisar a duração da chuva crítica que conduz o maior volume para o dimensionamento de reservatórios de quantidade ao fixar o tempo de recorrência e a vazão efluente. Ele também estimou o volume desses reservatórios por esse método e afirma ser uma estimativa conservadora para projetos de drenagem.

Tucci (2000) analisou a relação do coeficiente de escoamento de bacias urbanas brasileiras em função da área impermeável e a vazão máxima correspondente. Ele utilizou o método Racional e os resultados apresentaram um bom ajuste com dados observados, considerando que apenas a área impermeável foi utilizada como variável independente.

### **3.2 IMPACTOS DA URBANIZAÇÃO**

Segundo Tucci (2008), de um modo geral, acontecem alguns dos seguintes impactos quando a cidade se urbaniza:

- Aumento da frequência e magnitude das vazões máximas devido ao aumento da capacidade de escoamento por meio de canais e condutos, além da impermeabilização de superfícies;
- A retirada da proteção superficial e a geração de resíduos sólidos causam aumento na produção de sedimentos;
- O escoamento superficial faz lavagem de vias e transporta material sólido; isso, juntamente com ligações clandestinas de esgoto, causa a deterioração da qualidade da água superficial e da subterrânea;
- Deposição e obstrução de rios, canais e condutos por lixos e sedimentos.

O fluxograma da Figura 3.3 demonstra o encadeamento dos impactos devidos ao processo de urbanização.

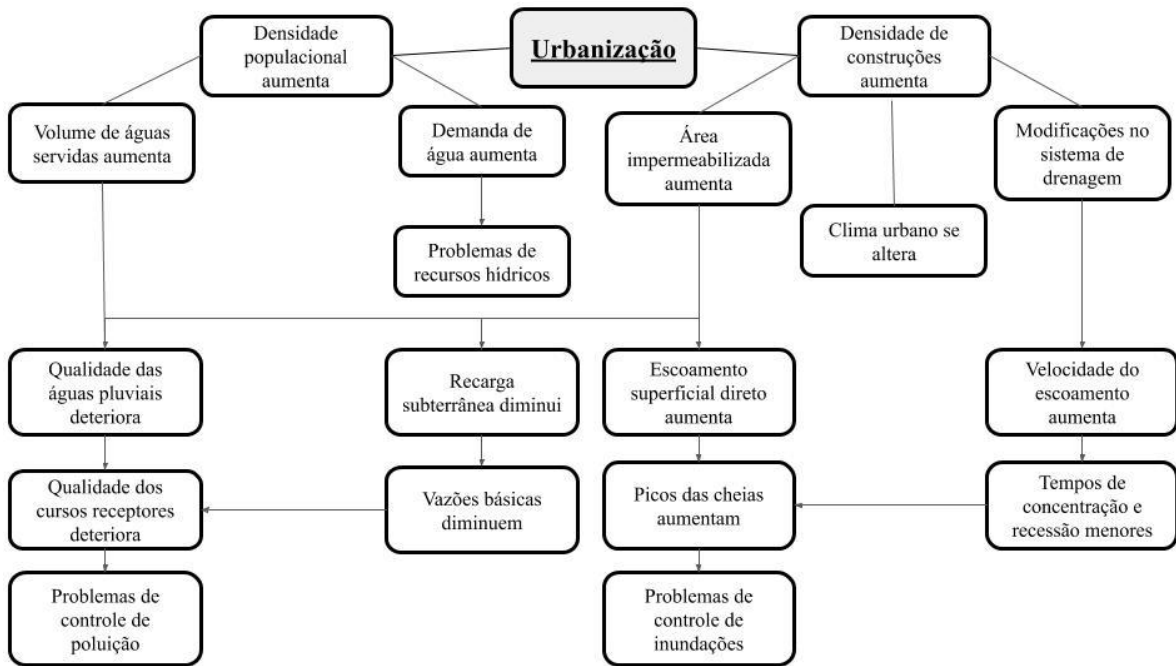


Figura 3.3 – Processos que ocorrem numa área urbana (Hall 1984, modificado)

A Figura 3.4 representa bem o aumento do escoamento superficial devido à impermeabilização do solo e à redução da evapotranspiração. A combinação de aumento da magnitude das vazões máximas com obstrução de canais e condutos resulta, em boa parte das vezes, em alagamentos e, conseqüentemente, na proliferação de vetores e doenças de veiculação hídrica. Outra consequência importante é a diminuição do nível do lençol freático do aquífero devida à redução da infiltração (Tucci; Mendes, 2006).

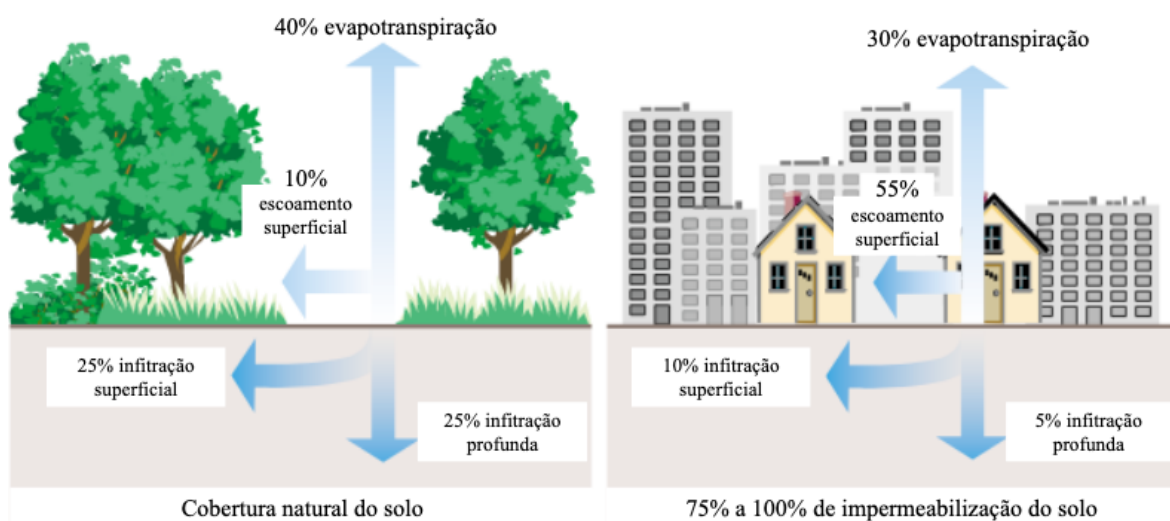


Figura 3.4 – Alteração do fluxo de água devida à mudança de cobertura de solo (FIRSWG 1998, modificado)



De acordo com o manual de drenagem urbana da ADASA (2018), as superfícies impermeáveis absorvem parte da energia solar, sofrem aumentos de temperatura e podem resultar em ilhas de calor. O aumento dessa absorção provoca um aumento na emissão de radiação térmica de volta ao ambiente, gerando calor. Devido ao aumento de temperatura, iniciam-se movimentos de ar ascendente, que podem causar a elevação da intensidade das precipitações, podendo agravar os alagamentos.

O fluxo do escoamento superficial acontece também pelas vias urbanas. Dessa forma, a lavagem das vias carrega materiais potencialmente contaminantes, e a quantidade de carga poluidora depende da intensidade e duração de cada evento de precipitação. Os principais tipos de poluentes urbanos no aporte a cursos d'águas, são (Righetto, 2009):

- Nitrogênio e fósforo – podem reduzir o oxigênio dissolvido (OD), provocar o crescimento de algas e degradar a água de consumo;
- Sedimentos – aumentam a turbidez, reduzem o OD e degradam a vida aquática;
- Organismos patogênicos – causam riscos à saúde humana pelo consumo e inviabilizam o uso recreacional de corpos hídricos;
- Metais pesados, produtos sintéticos e pesticidas – provocam toxicidade na água e sedimentos, assim como bioacumulam-se na cadeia alimentar.

### **3.3 DRENAGEM URBANA**

A gestão integrada das águas urbanas é de extrema importância para o melhor funcionamento da infraestrutura de saneamento das cidades. Essa gestão é composta pelos seguintes grupos: planejamento urbano, serviços de saneamento (abastecimento de água, esgotamento sanitário, resíduos sólidos e drenagem urbana), metas dos serviços e gestão institucional. O planejamento urbano define como e de que forma os espaços serão ocupados e inclui as demandas de consumo de água, produção de esgoto, geração de resíduos e a porcentagem de impermeabilização do solo. O uso do solo norteia-se pelo Plano Diretor de Uso do Solo e, a depender de como foi estruturado, pode conservar a água e mitigar os impactos da infraestrutura. A gestão institucional utiliza as legislações e entidades que forneçam serviços adequados e tem por objetivo atingir as metas estabelecidas (Tucci, 2012).

Os sistemas de esgotos urbanos podem ser divididos em três tipos: unitário, separador parcial e separador absoluto. O unitário veicula as águas residuárias, de infiltração e pluviais

por um único sistema; o separador parcial encaminha águas residuárias e pluviais, provenientes de pátios e telhados, juntas, e as de infiltração para um único sistema; e o separador absoluto veicula as águas residuárias e de infiltração num sistema separado das pluviais (Tsutiya *et al.*, 2005). No Brasil, o sistema de separador absoluto é mais adotado apesar de ter um custo mais elevado que o unitário. Algumas de suas vantagens são evitar odores fétidos durante inundações e a proliferação de vetores em climas quentes (Tucci, 2005).

A Figura 3.5 ilustra a diferença no efeito das vazões de pico ao utilizar sistema de drenagem convencional, representado pela canalização à esquerda da figura; o sustentável, representado pela reservação à direita da figura.

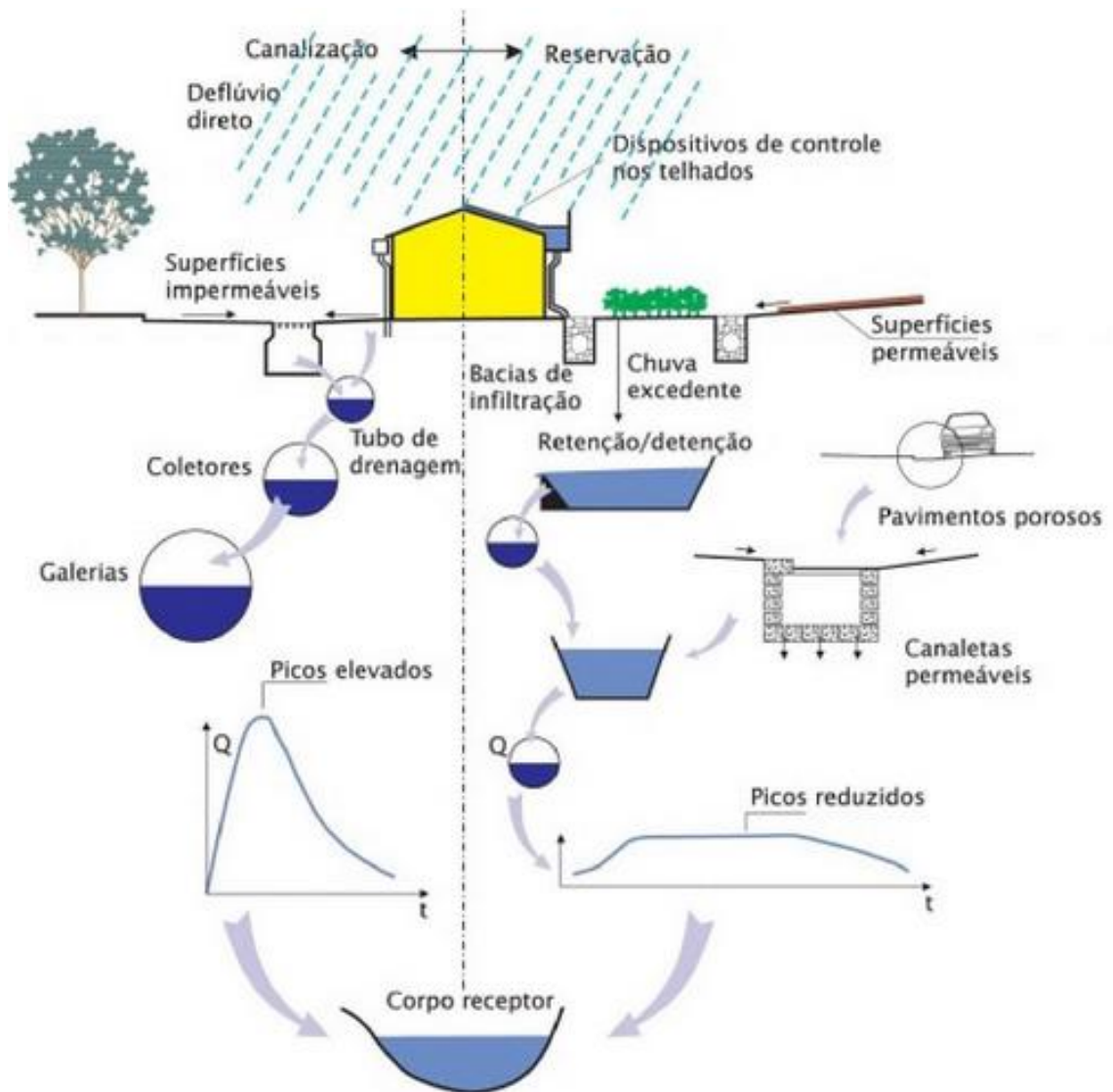


Figura 3.5 – Canalização x Reservação das águas pluviais (Canholi, 2014)

O sistema de drenagem convencional tem como objetivo a canalização das águas

pluviais, encaminhando-as para jusante, e engloba a macro e a microdrenagem (Adasa, 2018). A macrodrenagem é composta por canais, galerias e tubulações com dimensão mínima de um metro, que recebem a vazão de um conjunto de redes da microdrenagem (Adasa, 2018). A microdrenagem é uma rede de dispositivos que coleta água pluvial, sendo que, em geral, a parcela superficial proveniente das ruas, calçadas, pátios e outras áreas impermeáveis ou permeáveis, que geraram escoamento superficial. Esse escoamento entra na rede através das bocas de lobo; e o proveniente dos coletores residenciais, pelos condutos pluviais que alimentam os condutos secundários (Tucci, 2015). O destino é algum corpo hídrico ou a uma rede de macrodrenagem. De acordo com Adasa (2018), os condutos e tubulações considerados têm diâmetro máximo de um metro.

### 3.3.1 Critérios de Dimensionamento e Análise do Sistema de Drenagem

O Termo de Referência (TR) de Projetos de Drenagem Pluvial do Distrito Federal tem como objetivo disciplinar a execução dos projetos de sistema de drenagem pluviais e a reavaliação de sistemas já projetados no DF (NOVACAP, 2019). O TR da NOVACAP de 2005 foi o utilizado para o dimensionamento de drenagem do presente estudo e o TR de 2019 é o utilizado atualmente. Alguns critérios desses Termos de Referências são apresentados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Critérios de dimensionamento e análise (NOVACAP 2005 e 2019, modificado)

	2019	2005
<b>Equação da curva IDF</b>	$I = \frac{1.574,7 \cdot Tr^{0,207}}{(t + 11)^{0,884}}$	$I = \frac{21,7 \cdot Tr^{0,16}}{(t + 11)^{0,815}}$
<b>Tempo de Retorno</b>	10 anos	5 anos
<b>Tempo de entrada na primeira boca de lobo</b>	10 a 15 minutos	15 min
<b>Diâmetro mínimo da rede</b>	600 mm	400 mm
<b>Declividade mínima Tubos, Galerias e Canais</b>	Declividade que garante uma velocidade não inferior a mínima	Idem
<b>Velocidades</b>	Mínima	1,0 m/s para tubos, canais e galerias
	Máxima	6 m/s para redes, canais e galerias
<b>Distância Máxima entre poços de visita</b>	60 m para áreas urbanizadas 100 m para áreas não urbanizadas	100 metros
<b>Lâmina máxima</b>	Tubos	0,82 vezes o diâmetro
	Galerias	0,9 vezes o diâmetro

O dimensionamento da rede para o TR da NOVACAP de 2019 utiliza ao método Racional de acordo com a equação 3.6. Já a de 2005 levava em consideração o coeficiente de retardamento “n”. Esse coeficiente considerava que a medida que a área de contribuição aumenta a possibilidade da precipitação não estar ocorrendo simultaneamente e com a mesma intensidade ao longo de toda área também aumenta. Ele corrigia parcialmente a imperfeição do método Racional que aumenta à medida que a área de drenagem aumenta e era definido como:

$$n = A^{-k} \quad \text{Equação (3.8)}$$

Onde:

*n*: coeficiente de retardamento.

*A*: área de contribuição do trecho de rede em dimensionamento;

$$k: = \begin{cases} 0,00 \text{ para } A < 10 \text{ ha} \\ 0,05 \text{ para } 10 \leq A < 50 \text{ ha} \\ 0,10 \text{ para } 50 \leq A < 150 \text{ ha} \\ 0,15 \text{ para } 150 \leq A \leq 300 \text{ ha} \end{cases}$$

### 3.3.2 Sistemas de Drenagem Sustentáveis

Os sistemas de drenagem com medidas não estruturais utilizam formas naturais para minimizar a geração de escoamento e de carga poluidora. Envolve ações sociais para modificar padrões de comportamento da sociedade, denominados de sistema de controle na fonte, já que os critérios de controle do uso e ocupação do solo atuam no local ou nas proximidades de fontes de escoamento. O Plano Diretor de Drenagem Urbana do Distrito Federal (PDDU/DF) estabelece regras para controle e prevenção, assim como combina medidas não estruturais e estruturais nos cenários de ocupação atual e futura (Righetto, 2009). As principais categorias e medidas não estruturais podem ser visualizadas na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Principais categorias de medidas não estruturais (Righetto, 2009)

<b>Principais Categorias</b>	<b>Medidas não estruturais</b>
<b>Educação Pública</b>	<b>Educação pública e disseminação do conhecimento</b>
<b>Planejamento e manejo de água</b>	<b>Equipe técnica capacitada Superfícies com vegetação Áreas impermeáveis desconectadas Telhados verdes Urbanização de pequeno impacto</b>
<b>Usos de materiais e produtos químicos</b>	<b>Uso de produtos alternativos não poluentes Práticas de manuseio e de armazenamento adequado</b>
<b>Manutenção dos dispositivos de infiltração nas vias</b>	<b>Varrição das ruas Coleta de resíduos sólidos Limpeza dos sistemas de filtração Manutenção das vias e dos dispositivos Manutenção dos canais e cursos d'água</b>
<b>Controle de conexão ilegal de esgoto</b>	<b>Medidas de prevenção contra a conexão ilegal Fiscalização: detecção, retirada e multa Controle do sistema de coleta de esgoto e de tanques sépticos</b>
<b>Reúso da água pluvial</b>	<b>Jardinagem e lavagem de veículos Sistema predial Fontes e lagos</b>

Como medida compensatória da impermeabilização de uma edificação pode ser adotado o telhado reservatório. Funciona como um reservatório provisório para a água precipitada no telhado do edifício e a libera gradualmente para rede pluvial. Os edifícios com telhados planos ou de pouca inclinação são os mais adequados. Adaptações, no entanto, podem ser feitas para telhados inclinados. Uma variedade desse tipo de reservatório é o telhado verde em que o telhado reservatório é coberto por um jardim (Adasa, 2018). Já as medidas estruturais têm por objetivo deter o escoamento e favorecer a infiltração por meio de alguns dispositivos como os pavimentos permeáveis, as trincheiras de infiltração, os reservatórios de qualidade e quantidade (Righetto, 2009).

O pavimento permeável atende tanto à demanda por esforços mecânicos e condições de rolamento quanto promove a infiltração das águas pluviais, conduzidas para um reservatório preenchido por material granular com alto índice de vazios. O sistema permite diminuir o escoamento superficial sem causar dano à estrutura. Esse pavimento pode ser construído de forma a diferir-se de acordo com a infiltração em seu subleito (Adasa, 2018).

Trincheiras de infiltração são dispositivos com geometria linear, em relação ao comprimento, onde o escoamento superficial é recolhido para amortecê-lo e infiltrá-lo no

solo. Quando o solo é pouco permeável, pode ser adotada a trincheira de retenção, com sua única função de amortecimento. Esses dispositivos de infiltração são escavados e preenchidos com material granular uniforme para garantir a boa permeabilidade. Podem ser cobertos com grama, com algum tipo de revestimento permeável ou nenhuma cobertura (Adasa, 2018).

Os reservatórios de qualidade e quantidade são importantes dispositivos de sistemas de drenagem sustentáveis e são o foco deste trabalho. Daí a necessidade de serem explicados no próximo tópico.

### 3.4 RESERVATÓRIOS DE QUALIDADE E QUANTIDADE

A eficiência de tratamento, de modo geral, limita-se à remoção de sólidos suspensos e contaminantes associados devido ao assentamento gravidade (Souza, 2014). A eficiência de remoção de poluentes aumenta proporcionalmente ao tempo de residência, e funciona de forma similar à lagoa de sedimentação. Esse dispositivo utilizado para remover parte dos poluentes é chamado de reservatório de qualidade (Gribbin, 2006). O tempo de residência pode aumentar ao elevar o orifício de saída, em vez de deixá-lo no nível do terreno. A Figura 3.6 ilustra a seção transversal de um reservatório de qualidade.

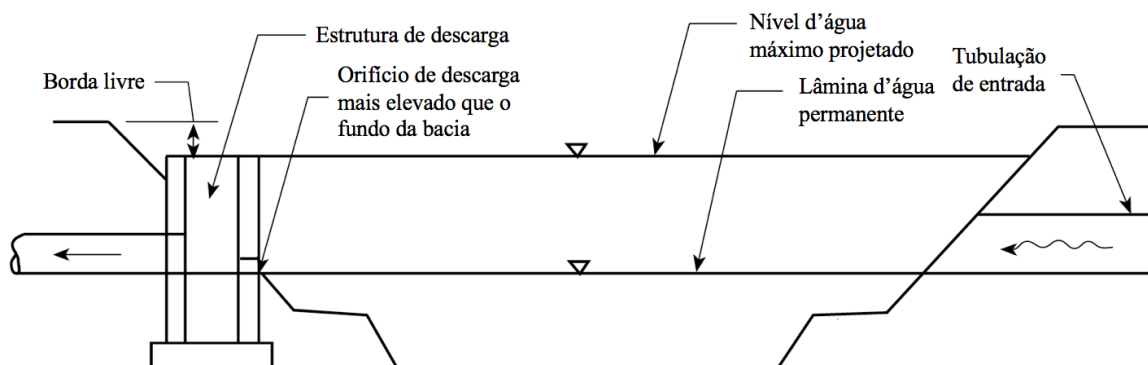


Figura 3.6 – Seção transversal de um reservatório de qualidade (Gribbin 2006, modificado)

Os reservatórios de quantidade armazenam temporariamente o escoamento superficial com objetivo de amortecer os impactos quantitativos a jusante. Eles detêm temporariamente o escoamento, liberando volumes afluentes em um período pré-determinado. Devem ser projetados para realizar a drenagem completa da água após um evento de chuva e permanecerem secos no período sem chuva (DNR, 2006). Segundo o PDDU, o tempo de armazenamento nesse tipo de reservatório não deve ultrapassar 24 horas (GDF, 2009b).

Segundo IOWA *Storm Water Management* (2006), esse tipo de reservatório geralmente tem menor custo do que um de qualidade com a mesma capacidade de armazenamento. Pode ser usado em conjunto com reservatório de qualidade e para atividades recreacionais no período de seca.

Sharma *et al.* (2016) analisou um reservatório de qualidade em Albertslund, na Dinamarca, com uma bacia de contribuição de 95 ha. Foi observado, por meio de amostras durante o monitoramento, o amortecimento de picos máximos de vazão no intervalo de 52% a 73%, além da redução de sólidos suspensos totais (SST) em um intervalo de 66% a 94%. Similarmente, para dois estudos de um reservatório localizado na cidade de Christchurch, na Nova Zelândia, foi observada a redução de 73% nos SST para uma bacia de contribuição de 246 ha (Charters, 2017).

Coodegowda (2015) fez um estudo para desenvolver um desenho preliminar de um reservatório de quantidade perto da cidade de Manhattan, no estado de Kansas nos EUA. Foram utilizados sete métodos diferentes para estimar o volume do reservatório e três eventos de chuva com 24 horas de duração para obter o hidrograma de entrada. O volume calculado para o reservatório por diferentes métodos variou de acordo com o tempo de retorno (cinco, 25 e 100 anos); e a média para cada um deles foram, respectivamente: 8,02; 13,18 e 14,46 ha/m. Para o evento com o tempo de retorno de cinco anos, a vazão de pico foi reduzida em aproximadamente 47% e para 25 anos, 63%. Na simulação com tempo de retorno de 100 anos houve extravasamento, no entanto não foi recomendado aumentar o volume do reservatório devido ao alto custo. Optou-se por construir pequenos reservatórios na bacia de contribuição para mitigar os impactos críticos de eventos de chuva. Com isso, o reservatório de quantidade apresenta boa eficiência de amortecimento de vazões de pico para tempo de retorno menor que 25 anos na área em questão.

No Setor Habitacional Taquari do DF, foram analisados por Silva *et al.* (2017) reservatórios de quantidade em duas sub-bacias de contribuição. Uma tem 105,5 ha e a outra, 38,9 ha. Os reservatórios da primeira implicaram na eficiência de amortecimento das vazões de saída em 96%; a segunda, em 89%. Outro reservatório no DF localizado na RA do Guará com uma bacia de contribuição de 657 ha apresentou eficiência de 95,5% (Paula, 2019). Nessa mesma unidade da federação, Campana *et al.* (2007) analisaram dois outros reservatórios: um no Parque da Cidade de Brasília, com área de contribuição de 612 ha, e outro na Asa Norte, com 475 ha. Este apresentou redução de 62,6% das vazões de pico, e

aquele, 74%. Com esses dados, pode-se afirmar que a eficiência hidráulica para essa estrutura nessa região é boa.

Para analisar preliminarmente o dimensionamento de um reservatório de quantidade, com dois dispositivos de saída – um orifício e um vertedor – Porto (2003) desenvolveu um método gráfico baseado em cinco parâmetros adimensionais. A metodologia permitiu realizar análise de verificação em estruturas já existentes e representar diversas situações práticas.

A alocação do reservatório depende principalmente da disponibilidade de área. Observa-se que estar junto ao sistema de drenagem é o cenário ideal para ter mais efeito sobre a vazão de jusante. A disposição do reservatório em relação à rede de drenagem pode ser “*off-line*”, ao lado da rede, ou “*in-line*” alinhados a ela (Adasa, 2018). A disposição “*off-line*” tende a reduzir a dimensão do reservatório (Matias, 2006) e, de acordo com Nix e Tsay (1988), essa redução varia de 20% a 40%.

A água no reservatório é liberada lentamente por uma estrutura que geralmente consiste em um orifício ou combinação de orifício e vertedor. A estrutura de saída mais simples é um único orifício na elevação mais baixa do reservatório. No entanto, outra estrutura mais elevada é geralmente utilizada como saída de emergência, caso o orifício seja insuficiente para liberar todo o escoamento. Uma das estruturas mais utilizadas para isso são os vertedores (Gribbin, 2006).

Quando o escoamento entra em um reservatório de quantidade, é temporariamente armazenado e escoado pelo orifício de saída. Isso indica que o pico da vazão de saída é menor que o da entrada. Essa redução do pico é denominada de atenuação, e o procedimento para computar o hidrograma de saída, quando o de entrada é conhecido, denomina-se *routing*. Esse termo descreve um procedimento matemático, e um dos métodos mais conhecidos é o Método de Puls Modificado (Gribbin, 2006). O método de *routing* é baseado numa equação de continuidade que leva em consideração a conservação de massa da água entrando e saindo do reservatório. Essa equação é expressa por (Gribbin, 2006):

$$I - O = \frac{\Delta S}{\Delta t} \quad \text{Equação (3.9)}$$

Onde:

*I*: média da entrada de vazão no reservatório no intervalo de tempo *delta t* (m<sup>3</sup>/s);

*O*: média da vazão de saída do reservatório no intervalo de tempo (m<sup>3</sup>/s);



$\Delta S$ : alteração do volume do reservatório durante o tempo ( $m^3$ );

$\Delta t$ : incremento de intervalo de tempo (s).

Algumas suposições estão implícitas nesse método:

- A superfície do reservatório é horizontal.
- O fluxo de saída é uma função do volume do reservatório.
- A taxa do fluxo de saída varia linearmente com o intervalo de tempo  $\Delta t$ .

### 3.4.1 Dispositivos hidráulicos de descarga

As vazões descarregadas em reservatórios dependem dos tipos de estruturas de descarga, das suas dimensões e do controle de saída.

#### 3.4.1.1 Extravadores Tipo Orifício

O orifício é definido como uma abertura de perímetro fechado com forma geométrica definida, segundo Porto (2006). Localiza-se na parede, no fundo de um reservatório ou na parede de um canal ou conduto em pressão, pelo qual o líquido escoar devido à energia potencial e/ou cinética que possui. Esse escoamento pode ocorrer sob pressão atmosférica, descarga livre, ou para uma região ocupada com o líquido, orifício submerso. Os orifícios variam tanto de forma quanto em relação às suas disposições na parede.

Não apenas os orifícios, mas as tubulações ou galerias curtas também podem ser incluídas nesse grupo. A vazão descarregada por esses tipos de extravadores em condições de entrada afogada – ou seja, quando a altura d'água supera em pelo menos 20% a altura do orifício – é definida pela Equação 3.10 (Canholi, 2014):

$$Q = k_0 \times a_0 \times \sqrt{2 \times g \times h} \quad \text{Equação (3.10)}$$

Onde:

$Q$ : vazão descarregada pelo orifício ( $m^3/s$ );

$k_0$ : coeficiente de descarga adimensional do orifício;

$a_0$ : área da seção do orifício ( $m^2$ );

$g$ : aceleração da gravidade assumida como  $9,81 \text{ m/s}^2$ ;

$h$ : altura da lâmina d'água, medida a partir do eixo central do orifício, ou ainda diferença de nível d'água para situações na qual a saída está afogada.

### 3.4.1.2 Galeria de fundo

Galerias de fundo são estruturas, normalmente de concreto, com formato circular ou retangular colocados na saída de reservatórios. O escoamento é limitado pelas características hidráulicas da entrada da galeria, e pode ser inferior à capacidade de vazão do seu trecho à jusante. Ou é possível que o escoamento seja limitado pela saída da galeria, com isso diz que possui controle na saída (Canholi, 2014).

Quando uma onda de cheia passa por um reservatório que tem esse controle, pode ocorrer diversos tipos de escoamento a medida que o nível do reservatório sobe (Canholi, 2014). Alguns desses tipos de escoamento são apresentados na Figura 3.7.

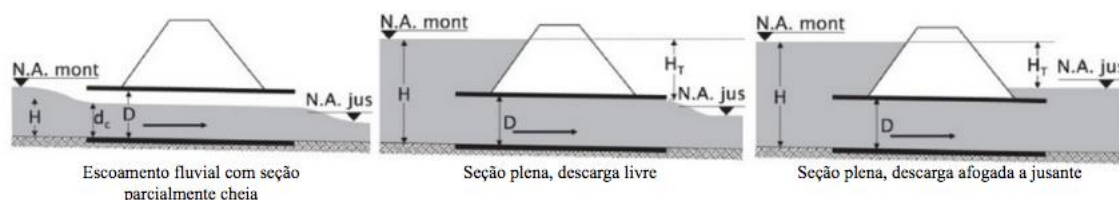


Figura 3.7 – Tipos de escoamento na galeria de fundo (Canholi, 2014)

### 3.4.1.3 Vertedor de soleira livre

Vertedor é um tipo de dispositivo utilizado para medir ou controlar a vazão por um canal. Pode ser considerado como uma parede com abertura de geometria específica, geralmente utilizado para elevar o nível d'água a montante de uma corrente de água até obter-se a lâmina desejada, compatível com a vazão almejada (Porto, 2006). Nos diferentes tipos de reservatórios mencionados anteriormente, o vertedor é comumente utilizado com um extravasor de emergência.

Além das diferentes formas geométricas, o vertedor também pode ter a soleira delgada ou espessa. Isso é definido de acordo com a lâmina vertente e a espessura do vertedor. A lei de descarga da soleira livre para vertedores retangulares, por serem os mais utilizados, é dada pela Equação 3.11 (Assunção, 2012):

$$Q = c_v \times l_u \times \sqrt{2 \times g} \times H^{3/2} \quad \text{Equação (3.11)}$$

Onde

$Q$ : vazão descarregada pelo vertedor ( $m^3/s$ );

$c_v$ : coeficiente de vazão adimensional de soleira;

$l_u$ : comprimento útil da soleira (m);

$g$ : aceleração da gravidade assumida como  $9,81 m/s^2$ ;

$H$ : carga total acima da soleira (m).

O valor do coeficiente depende do tipo de soleira e da relação entre a carga total e a altura da soleira em relação ao fundo do reservatório. Quando a espessura da parede é maior que  $2/3$  da carga, o vertedor é considerado de soleira espessa, comumente utilizado em reservatórios de quantidade (Assunção, 2012).

#### 3.4.1.4 Dissipador

Segundo o Manual de Drenagem da Adasa (Adasa, 2018) a NOVACAP exige a instalação de dissipadores tipo impacto Bradley-Peterka. A Resolução da Adasa nº 9/2011 (Adasa, 2011) estabelece que uma obra de drenagem executada no DF não deve aumentar a velocidade do escoamento a jusante, ou seja, não alterar a condição existente. Essas exigências têm por objetivo minimizar os efeitos da erosão no ponto de lançamento e de serem consideradas no projeto (Adasa, 2018).

Para minimizar os efeitos de erosão é necessário limitar a velocidade de saída e para tanto a energia do escoamento deve ser dissipada. Para determinar as dimensões dos dissipadores é necessário determinar a vazão e velocidade máximas na tubulação de lançamento e o número de Froude. Com isso é possível consultar um ábaco que auxilia na determinação das dimensões do dissipador (Thompson & Kilgore, 2006).

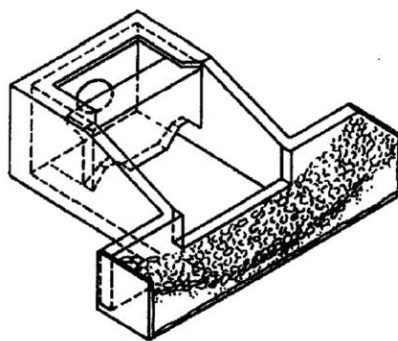


Figura 3.8 – Dissipador tipo impacto Bradley-Peterka (Adasa, 2018)

### 3.5 RESOLUÇÃO DA ADASA Nº 9, DE 8 DE ABRIL DE 2011

A Resolução da Adasa nº 9/2011 (Adasa, 2011) estabelece que o lançamento em corpo hídrico deve manter a sua qualidade e quantidade. Para tanto, deverão ser utilizados, de preferência, reservatórios de qualidade e de quantidade em série, nesta ordem.

O reservatório de qualidade, com o objetivo de reduzir a concentração de poluentes a ser lançada no corpo hídrico receptor, é dimensionada pela equação:

$$V_{qa} = (33,8 + 1,8 \cdot A_i) \cdot A_c \quad \text{Equação (3.12)}$$

Onde:

$V_{qa}$ : volume ( $m^3$ );

$A_i$ : percentual de área impermeável do terreno (%);

$A_c$ : área de contribuição do empreendimento (ha).

Já a vazão máxima de saída para o reservatório de qualidade é dada por:

$$Q = V_{qa} / 86,4 \quad \text{Equação (3.13)}$$

Onde

$V_{qa}$ : volume ( $m^3$ );

$Q$ : vazão (L/s).

O dimensionamento do reservatório de qualidade deve prever a redução de, no mínimo, 80% dos sólidos totais gerados na área impermeabilizada pelo empreendimento implementado. Já para o dimensionamento do reservatório de quantidade, deve-se levar em consideração o tamanho do terreno, seu percentual de impermeabilização e as características do reservatório. Para tanto, deve considerar-se o lançamento no corpo hídrico limitado à vazão máxima específica de 24,4 L/s.ha para uma precipitação com tempo de retorno de 10 anos.

Se a área de contribuição da bacia for inferior a 200 ha e o reservatório de quantidade for a medida adotada para controle de lançamento no corpo hídrico, aquela mesma resolução indica que o volume do reservatório é determinado por:

$$V = (4,705 \cdot A_i) \cdot A_c \quad \text{Equação (3.14)}$$

Onde:

$V$ : volume ( $m^3$ )

$A_i$ : percentual de área impermeável do terreno (%);

$A_c$ : área de contribuição do empreendimento (ha).

No caso de empreendimentos com área superior a 200 ha, faz-se necessário elaborar um estudo hidrológico para determinar o volume do reservatório e seus dispositivos de saída.

Para tanto, esse estudo deve ter minimamente os seguintes quesitos:

- Considerar um tempo de retorno de 10 anos ao usar um modelo hidrológico de transformação de precipitação em vazão, utilizando pelo menos o método do hidrograma para estimar o volume escoado superficialmente que chega ao reservatório;
- Duração da chuva de projeto de no mínimo 24 horas;
- A área impermeável deve ser estabelecida de acordo com o somatório das áreas impermeáveis estabelecidas no projeto;
- A vazão máxima de saída não pode ultrapassar a máxima de pré-desenvolvimento;
- A simulação deverá demonstrar o atendimento da retenção do volume correspondente à chuva de projeto por 24 horas e o amortecimento da vazão.

Tucci (2016) ao analisar essa forma de dimensionar os reservatórios diz o seguinte: “Considerando que as equações de volume para controlar a quantidade e qualidade foram obtidas de forma independente, a pergunta usual é a seguinte: Os volumes devem se somar ou o volume de qualidade da água estaria embutido no volume de quantidade?”

Para solucionar essa questão ele analisou precipitações com tempo de retorno de 10 anos e distribuição dela dentro de 24 horas. Ao analisar as primeiras 18 horas, em cenários com áreas de contribuição de diferente permeabilidades, verificou-se que o dimensionamento com o volume de qualidade dentro do de quantidade se satisfaz já que a vazão de saída dada pela Equação (3.13) tende a ser inferior a precipitação o que permite o acúmulo de água no reservatório. No caso do último quartil observou-se que a diferença do volume necessário para o dimensionado foi menor que 10%.

Ele também afirma que a soma dos volumes seria muito conservadora considerando os cenários analisados. Com isso, ele recomenda que o volume total do reservatório seja definido pela Equação (3.14).

### 3.6 MODELAGEM COMPUTACIONAL

Righetto (2009) considera a modelagem hidrológica e da administração das várias infraestruturas do ambiente como um instrumento imprescindível para gestão das águas urbanas e manejo das águas pluviais, já que possibilita a avaliação de vazões de cheia, os níveis e áreas de inundação e medidas a serem executadas para resolver problemas locais. O autor também considera que simulações devem ser feitas para o planejamento de ocupação de novas áreas urbanas de forma que se possa regulamentar ações voltadas à drenagem urbana.

O propósito dos modelos para drenagem urbana é representar o sistema e suas respostas para diferentes condições problemáticas. Os programas computacionais para projetos e análise de drenagem surgiram na década de 1970, mas os modelos computacionais complexos só se tornaram ferramentas de trabalho quando houve capacidade computacional para tanto. O modelo *Storm Water Management Model* (SWMM) surgiu no começo da década de 1970 nos EUA, já o Modelo Wallingford (Price e Kidd, 1978) teve seu início na década de 1980, no Reino Unido (Butler *et al.*, 2018). Outros modelos como Storm, Treatment, Overflow, Runoff (*STORM*) Model (*Hydrologic Engineering Center*, 1977), *Enhanced Stream Water Quality Model* QUAL2E-UNCA (Brown e Barnewll, 1987) e *Computer Aided Design for modeling Hydrology and Hydrolics of stormwater runoff*, HydroCAD, (Salisbury *et al.*, 2015) foram criados com o mesmo propósito.

O Modelo Wallingford é um conjunto que inclui um modelo de chuva-vazão, um simples e completo de roteamento dinâmico, assim como um módulo de qualidade de água. O *STORM* simula o escoamento e cargas de poluentes provenientes de bacias hidrográficas em resposta a eventos de precipitação. O QUAL2E-UNCA foi desenvolvido para ter a capacidade de simular a qualidade da água, foi criado para ser uma ferramenta de planejamento, e pode simular o transporte de poluentes (Souza, 2014).

O HydroCAD calcula a vazão de pico, hidrograma de saída, tempo de concentração na bacia, escoamento total e vazão de saída. Ele reconhece a trajetória da água em cada sub-bacia até a entrada e saída de um reservatório de quantidade. Esse modelo é composto por três componentes relacionados para resolver analiticamente uma equação de continuidade, e criar hidrogramas de saída em cada área de estudo (Salisbury *et al.*, 2015)

O modelo SWMM será detalhado no próximo tópico, pois este programa foi a base do

desenvolvimento do PCSWMM – a principal ferramenta de trabalho neste estudo.

### **3.6.1 *Storm Water Management Model (SWMM)***

O *Storm Water Management Model (SWMM)* é um modelo de simulação de chuva e escoamento usado para evento contínuo ou único, e simula qualidade e quantidade do escoamento. O componente de escoamento funciona com um conjunto de áreas de sub-bacias, as quais recebem precipitação geradora de carga de poluente e de escoamento superficial. O escoamento é transportado por um sistema de tubulações, canais, dispositivos de armazenamento ou tratamento, bombas e reguladores. O SWMM calcula a qualidade e quantidade do escoamento gerado dentro de cada sub-bacia (Paula, 2019). Vale ressaltar que o SWMM é um software de código aberto e gratuito, dessa forma é bem difundido no meio acadêmico.

Este modelo conceitua o sistema de drenagem como séries de fluxo de água e material entre os principais compartimentos. São eles: Atmosférico, Superfície do Solo, Águas Subterrâneas e de Transporte. O Atmosférico gera precipitação e deposição de poluentes do compartimento da Superfície do Solo, representado por uma ou mais sub-bacias. Esse compartimento recebe a precipitação em forma de chuva ou neve e encaminha o fluxo de saída na forma de infiltração para o compartimento das Águas Subterrâneas. Tanto o escoamento superficial quanto a carga de poluição vão para o compartimento de Transporte.

A rede de condução dos elementos (canais, tubulações, bombas e reguladores) e as unidades de armazenamento ou tratamento, que são transportados para o exutório ou unidade de tratamento, estão contidas no compartimento de Transporte. Os fluxos desse compartimento podem ser provenientes do escoamento superficial, do fluxo de águas subterrâneas ou de hidrogramas definidos pelo usuário (Rossman, 2015).

As sub-bacias são unidades hidrológicas de solo na qual a topografia e os elementos do sistema de drenagem direcionam o escoamento superficial para um único ponto de descarga. Cada uma delas é dividida em subáreas permeáveis ou impermeáveis, e o escoamento pode infiltrar na subárea permeável não saturada usando os métodos de infiltração de Horton, Green-Ampt ou Curva Número (Silva, 2017).

A hidráulica do escoamento não permanente é representada pelo SWMM por um par de equações diferenciais de conservação de massa e momento. São conhecidas como equações de St. Venant. Soluções simultâneas dessas equações para cada conduto,

juntamente com a conservação do volume em cada nó, implica em informação espacial e temporal do nível de água e a taxa de descarga pela rede. Os nós podem ser de junção entre um conduto e outro, exutório da rede, nós de divisão de fluxo e unidades de armazenamento (Rossman, 2017).

A unidade de armazenamento é o único tipo de nó que pode armazenar volume e conter uma superfície de área. Fisicamente, a unidade pode representar reservatórios de quantidade, contudo suas propriedades volumétricas variam de acordo com uma função ou uma tabela que relaciona área com altura. Além de receber e descarregar fluxo, esse tipo de nó pode perder água por evaporação, mas diferentemente dos outros nós, ele não pode ser pressurizado (Rossman, 2017).

O modelo SWMM utiliza o método de Puls modificado para calcular a variação do volume d'água dentro do reservatório no tempo, e determinar o hidrograma de saída do reservatório de quantidade. Para fazer esse cálculo, o método aplica uma equação diferencial que representa o comportamento do volume dentro do reservatório repetidas vezes em um intervalo de tempo. Esse intervalo é discretizado em unidades tempo cada vez menores até que a variação de vazão entre uma unidade e a subsequente seja pequena o suficiente para ser considerada como uma variação linear. A equação é resolvida por integração numérica de forma que o volume acumulado seja conhecido a cada momento (Barros *et al.*, 2015). O escoamento superficial é considerado, para a maioria das aplicações do SWMM, a origem primária dos constituintes da qualidade da água devido à lavagem e ao acúmulo de poluentes (Rossman, 2016).

Além de todas as aplicabilidades já mencionadas, o SWMM também é capaz de simular alguns tipos de sistema de drenagem sustentáveis: são células de biorretenção, telhados verdes, trincheiras de infiltração, pavimentos permeáveis contínuos, cisternas e valas vegetadas. E todas elas podem ser aplicadas a uma mesma sub-bacia (Souza, 2014).

Zanandrea e Silveira (2018) modelaram cenários utilizando o SWMM para uma sub-bacia, dentro da bacia de Mãe D'Água na região metropolitana de Porto Alegre (RS), para avaliar a eficiência de amortização de volume escoado superficialmente das possíveis medidas compensatórias estruturais a serem implementadas. Para essa localidade, essas medidas se mostraram eficientes, já que reduziram 10% do escoamento superficial. Nesse contexto, tais medidas tiveram melhor eficiência para eventos de precipitação de menor intensidade do que os de maior.



Santini Junior (2018) analisou a rede drenagem da cidade de Ilha de Soleira (SP) utilizando o SWMM. Os dados dos eventos de precipitação foram coletados de três pluviógrafos distribuídos na bacia de contribuição; dados de vazão foram coletados no exutório da rede. O estudo foi feito com base em 31 eventos. Os resultados mostram que o modelo da rede apresentou um desempenho satisfatório, com um erro médio da vazão de pico equivalente a 21% e o de tempo de pico igual a dois minutos e 40 segundos.

Souza (2014) utilizou o SWMM para simular a vazão da sub-bacia do Iate Clube, inserida na bacia do Lago Paranoá. A autora destacou a importância da calibração e dos parâmetros necessários para considerá-la aceitável. Portanto, Souza (2014) coletou dados de pluviógrafos e linígrafos instalados na área de estudo para calibrar. De todos os 20 eventos simulados, 95% deles obtiveram resultados de calibração aceitáveis. Com isso, pode-se observar a eficiência do SWMM para esse tipo de simulação. Além disso, 13 alternativas de reservatórios de quantidade foram simuladas para analisar qual seria a combinação ótima entre volume, altura e localização para melhor eficiência de amortecimento de vazão. Isso demonstra que o SWMM é uma importante ferramenta para planejamento e análise de soluções mitigadoras.

O sistema de drenagem pluvial do Lago Norte – DF foi analisado por Araújo (2018), onde foram verificadas falhas na rede de drenagem por meio da análise com o SWMM. Feito isso, buscou-se medidas compensatórias para mitigar os pontos que apresentavam extravasamento. Ao utilizar o SWMM, Araújo (2018) concluiu que essas medidas contribuíram para a redução do volume total de extravasamento para tempo de retorno entre um e cinco anos. No entanto, para tempo de retorno de dez anos, essas medidas não foram suficientes para alcançar o limite de vazão de lançamento imposto por lei. Dessa forma, pode-se propor outros tipos de medidas com base nesse modelo de simulação para que tal limite seja alcançado.

### **3.6.2 PCSWMM**

O *Personal Computer Storm Water Management Model* (PCSWMM) desenvolvido pela *Computational Hydraulics International* em 1978 é composto pelos mesmos modelos e conceitos do SWMM, mas possui uma interface que apresenta maior facilidade para o usuário quanto à entrada de dados e visualização dos resultados. Ele é amplamente utilizado para gestão de águas pluviais urbanas especialmente por permitir a integração de dados de softwares com sistema de informações geográficas (PCSWMM, 2019).

O PCSWMM fornece ferramentas inovadoras para modelagem de sistemas com precisão, para análise e desenho de projetos de drenagem. Isso quer dizer que ele consegue analisar fluxos de escoamento na superfície simultaneamente com o subterrâneo. Ou seja, possui capacidade dual de modelagem em um sistema de drenagem. A possibilidade de processar um ilimitado tamanho de redes e de número de estruturas de controle de escoamento são alguns de seus aspectos vantajosos. Incluem-se ainda a facilidade em determinar o tamanho e as configurações de um reservatório de quantidade e suas respectivas estruturas hidráulicas necessárias para o controle do escoamento e da qualidade da água (PCSWMM, 2019).

Volken (2018) fez a simulação quantitativa da rede de drenagem e do reservatório de quantidade localizado na região administrativa do Guará no DF utilizando o PCSWMM. Para um tempo de retorno de 10 anos, ela pôde observar que 50,7% dos poços de visita ficaram inundados. E o abatimento médio dos picos de vazão pelo reservatório chegou a 96,7%; a vazão efluente corresponde a apenas 10,4% da vazão máxima permitida pela Resolução da Adasa nº 9/2011 (Adasa, 2011), o que é atribuído ao superdimensionamento desse reservatório.

### **3.6.3 Civil 3D – C3Drenesg**

A Autodesk é uma empresa norte-americana que desenvolveu o AutoCAD. O AutoCAD “Civil 3D é um software usado para documentação e projeto de engenharia civil. Ele possibilita a manutenção de dados mais consistentes e mais rapidez na resposta de alteração de projetos (CBIC, 2016).

O *C3Drenesg* é um software que funciona como *plug in* do Civil 3D que não é comercializado pela Autodesk. Ele foi programado pelo Engenheiro Civil Neyton Luiz Dalle Molle. O *C3Drenesg* permite o dimensionamento de redes de drenagem e esgoto dentro do Civil 3D. E possibilita o lançamento da rede de forma prática necessitando somente desenhar a posição da rede. Esse programa contém uma planilha de cálculo inteligente que recalcula o dimensionamento a cada alteração feita. (C3DRENESEG4, 2020)

Para o dimensionamento de rede de drenagem o *C3Drenesg* utiliza o método Racional e a equação de Manning para calcular as vazões dentro das tubulações. A metodologia de cálculo utilizada é a mesma do Manual de Drenagem do DNIT 2006 e obedece os critérios de dimensionamento mencionados no item 3.3.1. (C3DRENESEG4, 2020)

Sousa (2019) utilizou o *C3Drenesg* para fazer o dimensionamento de duas alternativas de sistema de drenagem e pôde comparar o custo-benefício entre uma sistema mais sustentável (Alternativa 2) que o outro (Alternativa 1). Ele concluiu que apesar da extensão da rede da alternativa 1 ser menor que a da alternativa 1, o custo de implantação do sistema mais sustentável seria 4% maior que a alternativa 1. Isso se deu devido ao fato do pavimento permeável utilizado na alternativa 2 custar o dobre de pavimentos asfálticos.

## 4 METODOLOGIA

Para a realização dos estudos, foi selecionado um sistema de drenagem com reservatórios de qualidade e quantidade localizado em Santa Maria no DF. Para início do estudo foi necessária a obtenção de dados a respeito desse sistema, os quais foram obtidos no projeto executivo de drenagem desenvolvido pela empresa Geológica e no Memorial Descritivo do Residencial Porto Pilar (MDE – 026/08).

Foi utilizado o programa PCSWMM para fazer a simulação dos reservatórios e suas respectivas redes de drenagem e a análise da eficiência no abatimento das vazões de pico, considerando que as vazões de saída dos reservatórios devem respeitar o limite de lançamento impostas pela Resolução Adasa nº 9/2011 (Adasa, 2011). Foi utilizado o plug in Drenesg para analisar o atendimento ao TR da NOVACAP de 2005 e 2019.

Por último, algumas proposições de melhorias nos reservatórios foram feitas de forma a aumentar as suas eficiências. A Figura 4.1 apresenta o fluxograma geral da metodologia.

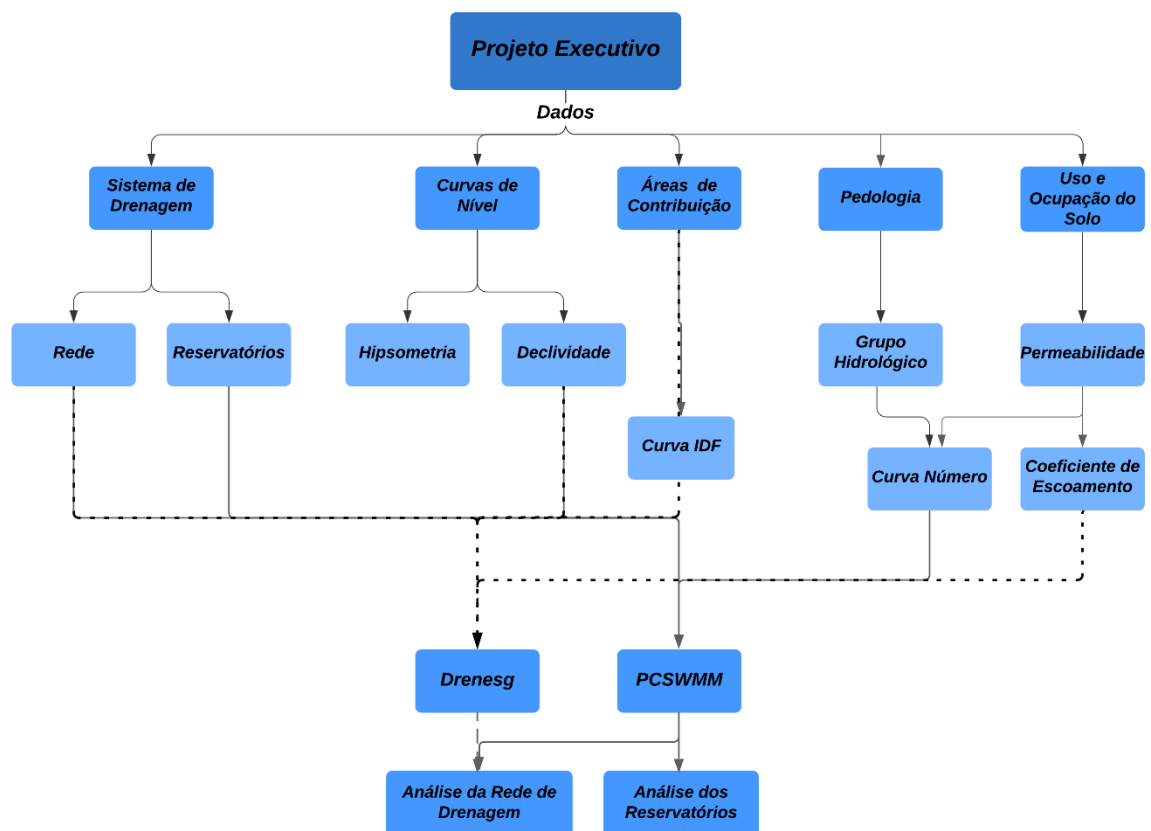


Figura 4.1- Fluxograma geral da metodologia

A análise da rede de drenagem consiste na comparação entre as vazões obtidas na planilha hidráulica do projeto executivo com os resultados das simulações no *Drenesg* para 2 cenários utilizando a curva IDF de Brasília (Equação 3.2) do TR da NOVACAP de 2005 com tempo de retorno de 5 anos. Na comparação do PCSWMM com o projeto executivo são 3 cenários diferentes utilizando tanto a curva IDF dada pela equação 3.2 (Tr de 5 anos) quanto para a equação 3.3 (Tr de 10 anos). A Figura 4.2 apresenta a metodologia de análise da rede de drenagem.

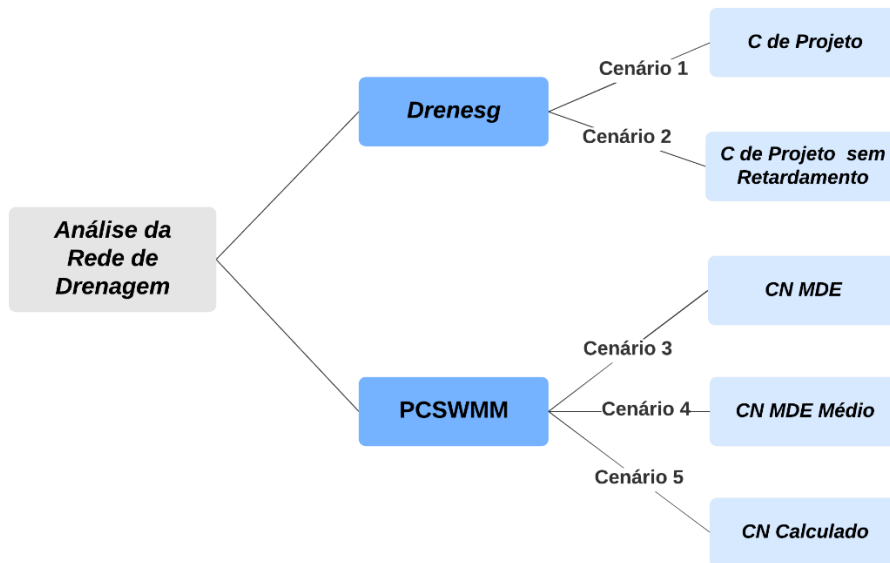


Figura 4.2 – Metodologia de análise da rede de drenagem

A análise dos reservatórios utiliza os dados do projeto executivo para verificar o desempenho deles nas condições originais e com alterações propostas de forma que eles respeitem os limites de vazão impostos pela Adasa e também sejam eficientes. Os 3 cenários utilizam tanto o método SCS quanto o método Racional de forma que os valores de vazão obtidos possam ser comparados.

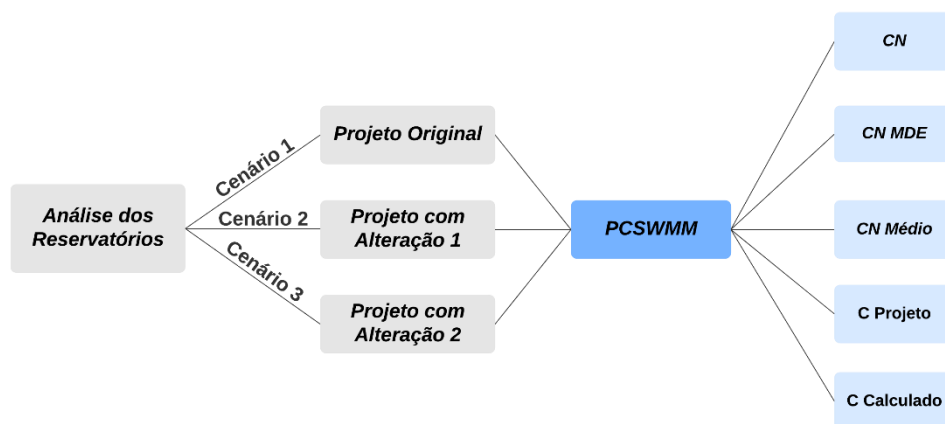


Figura 4.3 – Metodologia de análise dos reservatórios

#### 4.1 DESCRIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

Os objetos de estudo deste trabalho são os reservatórios de qualidade e quantidade, assim como a rede de drenagem do condomínio Porto Pilar da Região Administrativa de Santa Maria no DF. A localização do condomínio pode ser observada na Figura 4.4.

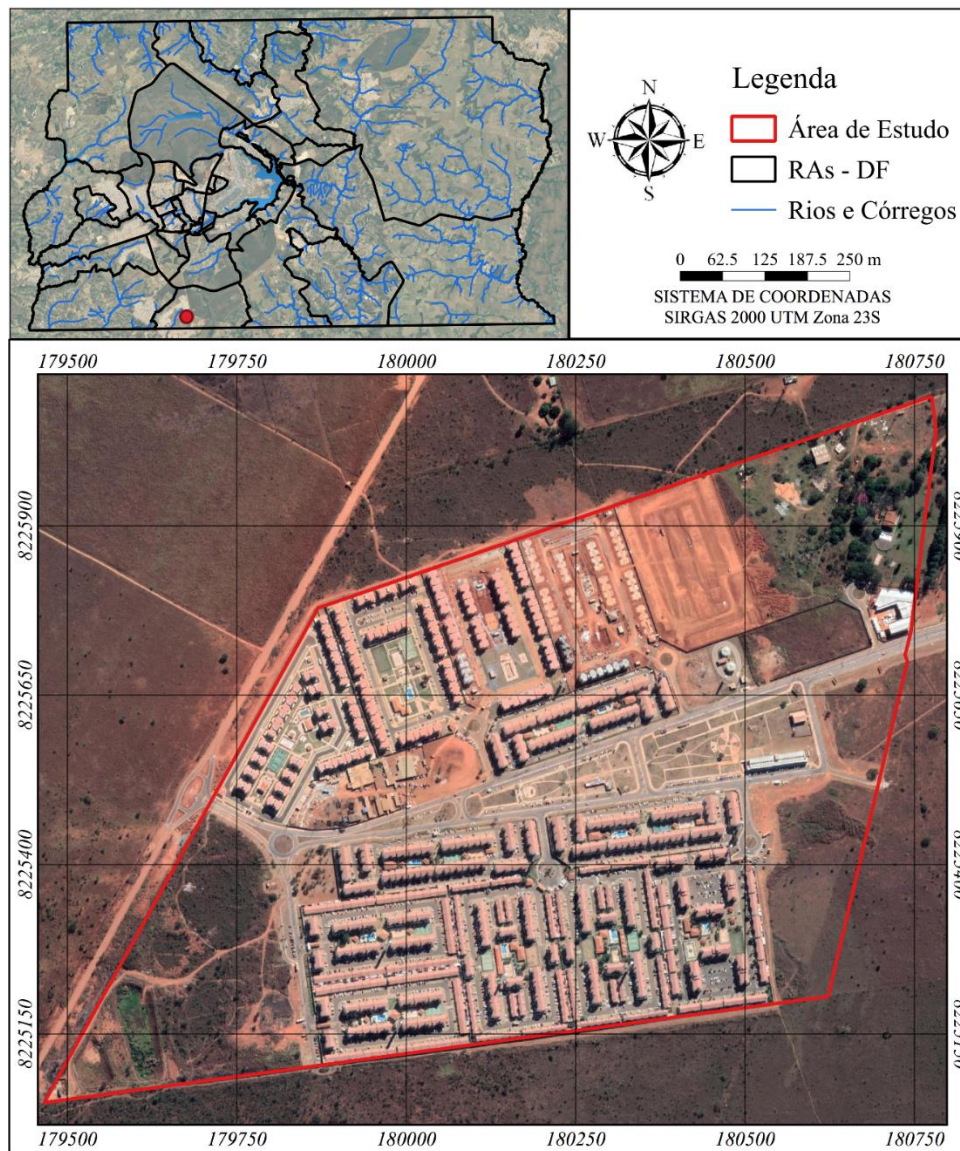


Figura 4.4 – Localização da área de estudo

A caracterização da área de estudo acontece por meio de um estudo dos aspectos pedológicos, topográficos, climatológicos, tipo de uso e cobertura do solo. Assim, utilizou-se o software QGis para a construção dos mapas temáticos relacionados a essa caracterização.

#### 4.1.1 Sistema de Drenagem do Condomínio Porto Pilar

O condomínio Porto Pilar começou a ser construído em 2010 e a expectativa do número de habitantes nesse parcelamento é de 12.000. A obra dos reservatórios teve início em 2012 e a Figura 4.5 ilustra parte da construção e como eles se encontram recentemente. Na imagem de 2019, pode-se perceber o crescimento de vegetação, o que pode indicar a falta de manutenção, já que o reservatório não foi projetado para isso.



Figura 4.5 – Lapso temporal dos reservatórios (Google Earth)

O corpo hídrico receptor, Ribeirão Santa Maria, encontra-se na bacia hidrográfica do Corumbá. Os reservatórios de qualidade e quantidade do condomínio Porto Pilar estão localizados às margens da Rodovia BR-040 em Santa Maria. O projeto executivo desses reservatórios foi realizado devido à necessidade de atender à vazão máxima de lançamento no Ribeirão Santa Maria. A área do condomínio é de 80,8 ha e a de contribuição é 78,7 ha para os reservatórios. O reservatório de quantidade possui um volume de 32.565 m<sup>3</sup>, e o de qualidade, de 11.650 m<sup>3</sup>, com funcionamento em série. O projeto executivo denomina o primeiro reservatório como de quantidade e o segundo como de qualidade, no entanto eles não funcionam nessa ordem. Portanto, neste estudo os reservatórios serão analisados conforme a ordem de funcionamento estabelecida pela Adasa, ou seja, primeiro o de qualidade e segundo o de quantidade. O sistema de drenagem desse condomínio pode ser visualizado na Figura 4.6.



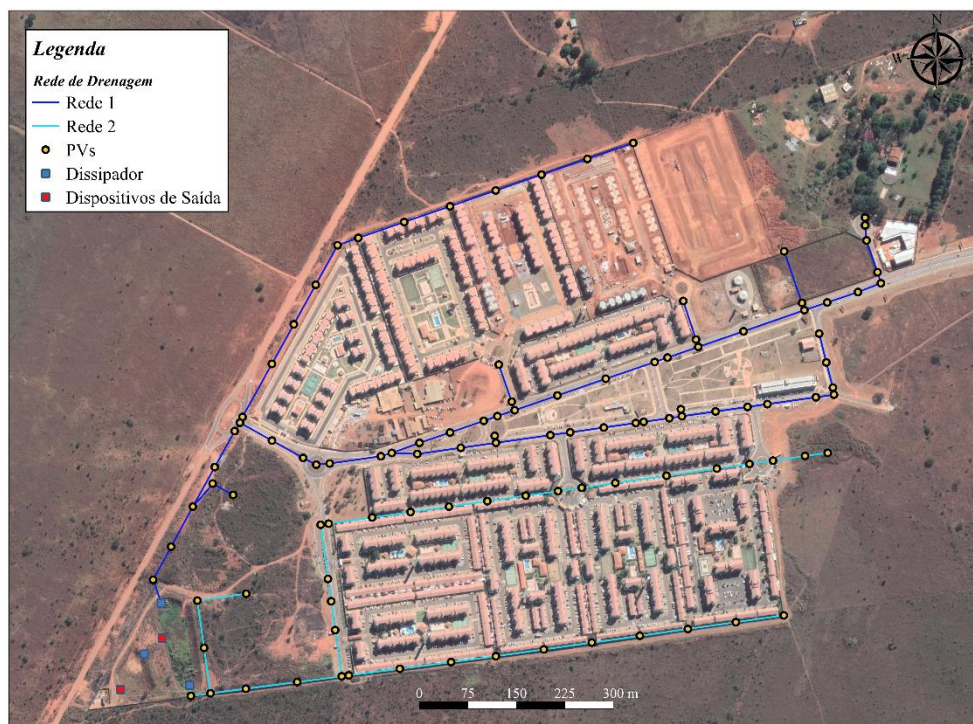


Figura 4.6 – Sistema de Drenagem do condomínio Porto Pilar

A Rede 1 possui 70 trechos de tubulação com diâmetro variando de 400 a 1.500 mm e extensão total de 3,37 km. A Rede 2 possui 36 trechos com diâmetro de 500 a 1.200 mm e extensão total de 2,18 km. Ambas as redes são constituídas de tubulações de concreto armado.

A Figura 4.7 apresenta a planta baixa dos reservatórios, assim como a disposição dos dispositivos de entrada e saída. O volume da Bacia 01 foi definida pelo método Aron Kinbler para funcionar como reservatório quantidade e o Reservatório 02 não se sabe ao certo pois não foi mencionado no projeto executivo.

As Figura 4.8 e Figura 4.9 apresentam fotos aéreas feitas por drone em vista a campo.

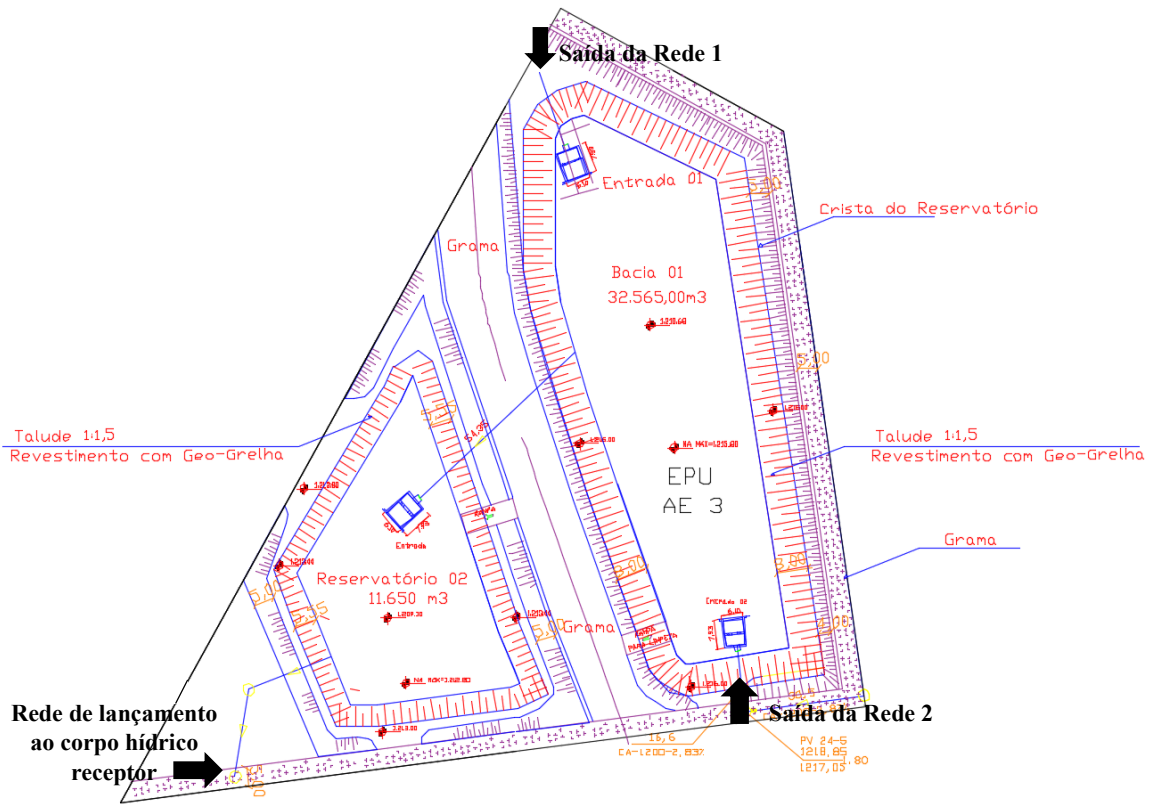


Figura 4.7 – Planta baixa dos reservatórios



Figura 4.8 – Foto de drone do reservatório de qualidade



Figura 4.9 – Foto de drone do reservatório de quantidade

Os tipos de dissipadores no padrão da NOVACAP foram definidos de acordo com um ábaco que relaciona a vazão de lançamento com as dimensões requeridas. Para o reservatório de qualidade foi definido o dissipador padrão tipo impacto A4 (Figura 4.10) com largura frontal de 5,5 m para as duas as entradas.

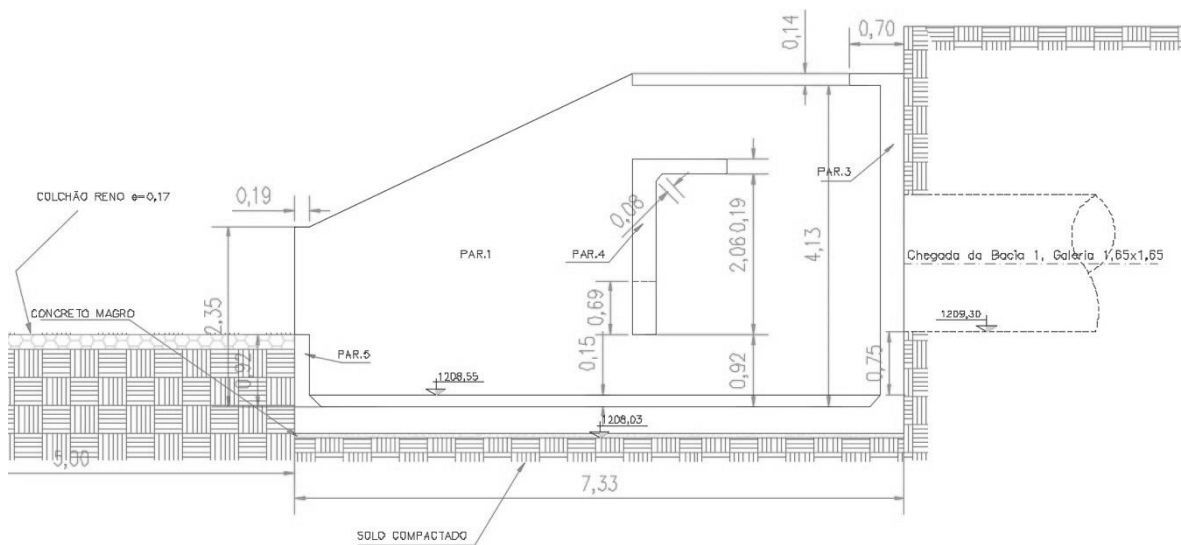


Figura 4.10 – Vista lateral do dissipador padrão NOVACAP A4



Figura 4.11 – Foto de drone de um dos dissipadores do reservatório de qualidade

Os dispositivos de descarga possuem o mesmo padrão, tanto para a saída do reservatório de qualidade quanto para o de quantidade. Esse padrão pode ser visualizado na Figura 4.12 – a vista lateral do dispositivo de saída do reservatório de qualidade.

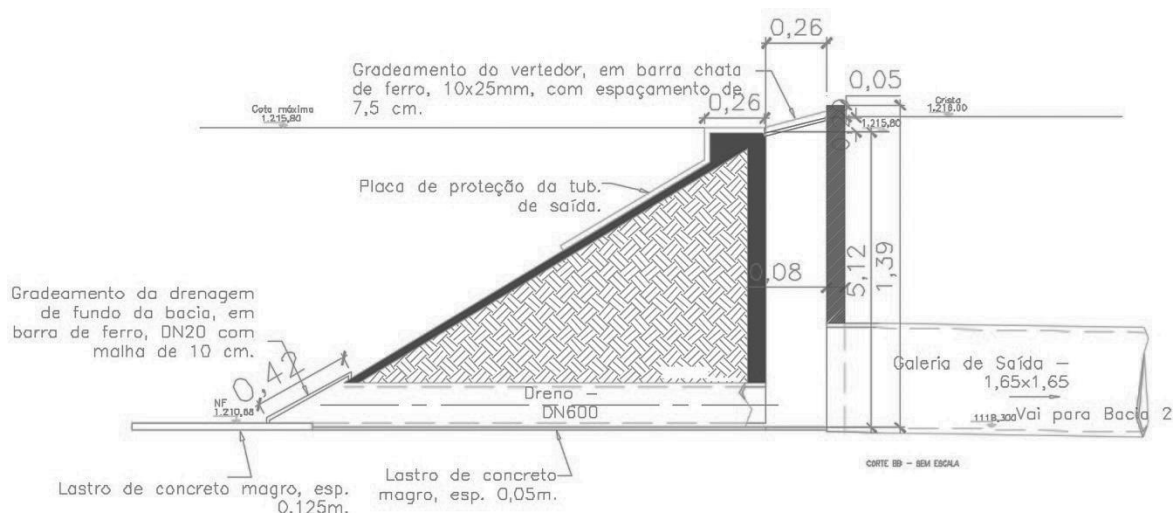


Figura 4.12 – Dispositivo de descarga do reservatório de qualidade

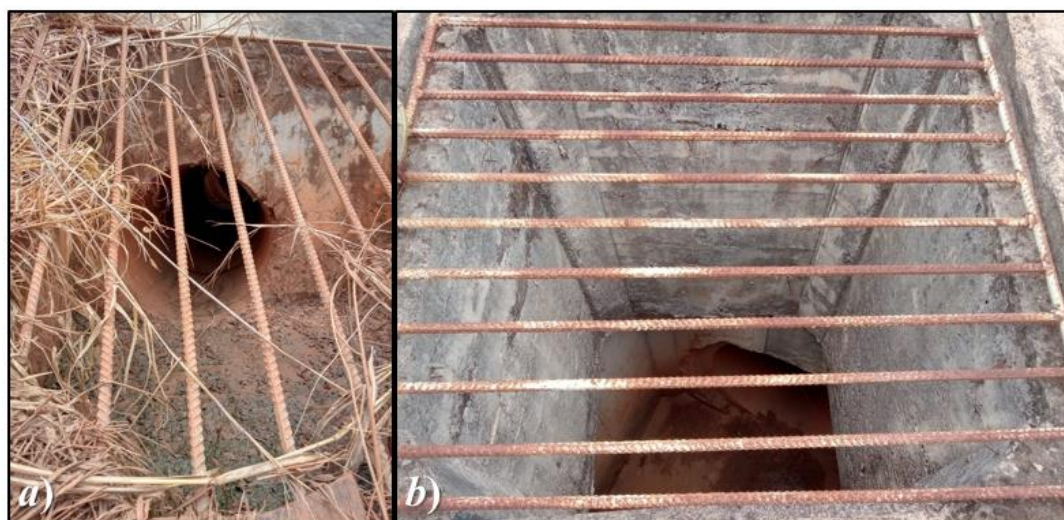


Figura 4.13 – Fotos: a) tubulação de descarga; b) vista superior do vertedor e galeria de saída

As características gerais de ambos os reservatórios são apresentadas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Características gerais dos reservatórios

<i>Reservatório</i>	<i>Qualidade</i>	<i>Quantidade</i>
<i>Volume</i>	32.565 m <sup>3</sup>	11.650 m <sup>3</sup>
<i>Área da base</i>	5.070 m <sup>2</sup>	2.588 m <sup>2</sup>
<i>Declividade dos taludes</i>	1:1,5	1:1,5
<i>Comprimento dos taludes</i>	8 m	5,5 m
<i>Revestimento – Taludes</i>	Geogrelha	Geogrelha

<i>Reservatório</i>	<i>Qualidade</i>	<i>Quantidade</i>
<i>Cota de fundo</i>	1.210,68 m	1.209,30 m
<i>Crista</i>	1.216,00 m	1.213,00 m
<i>NA máx.</i>	1.215,80 m	1.212,80 m
<i>Nº dispositivos de entrada</i>	2	1
<i>Dispositivos de entrada</i>	Dissipador A4 com tubulação de entrada D = 1,2 m (Entrada 1) e D = 1,5 m (Entrada 2)	Dissipador A4 com tubulação de 1,65 x 1,65 m
<i>Dispositivos de descarga</i>	Vertedor e tubulação	Vertedor e tubulação
<i>Altura e seção do vertedor</i>	5,12 m e 1 x 1 m	3,5 m e 1 x 1 m
<i>Descarga</i>	Descarga de fundo D = 0,6 m e tubulação de saída com seção = 1,65 x 1,65 m	Descarga de fundo D = 0,6 m e tubulação de saída para o corpo receptor D = 1,2 m

A partir dos dados do projeto executivo foi possível fazer a relação cota área para ambos os reservatórios e essa relação é apresentada na Tabela 4.2

Tabela 4.2 – Relação Cota-Área para os reservatórios

<b>Reservatório de Qualidade</b>		<b>Reservatório de Quantidade</b>	
Altura (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Altura (m)	Área (m <sup>2</sup> )
0	5.074	0	2.588
5,32	7.236	3,7	3.744

O projeto da rede de drenagem foi realizado em 2009 e, desde então, alguns parâmetros de projeto mudaram, como o tempo de retorno ( $T_r$ ), antes de cinco anos, passou para 10 anos e a curva de Intensidade-Duração-Frequência para Brasília também sofreu alterações

Os dados da rede de drenagem do projeto serão inseridos no PCSWMM para conferir se as vazões de entrada no reservatório de qualidade são compatíveis com aquelas obtidas no projeto executivo. Com isso, o dimensionamento do volume do reservatório também poderá ser verificado e, por consequência, o reservatório de quantidade.

### 4.1.2 Topografia

O estudo da topografia é um aspecto importante quanto à análise da bacia de contribuição, já que a direção do escoamento superficial é predominantemente regida pela declividade local. A elevação na área do condomínio diminui na direção sudoeste, o que favorece o escoamento para os reservatórios. A partir das curvas de nível de um metro, utilizadas no projeto executivo, foi possível gerar a hipsometria (Figura 4.14) e a declividade (Figura 4.15) da área de estudo com o *software* QGis. A declividade é essencial para o cálculo do escoamento superficial das sub-bacias no PCSWMM.

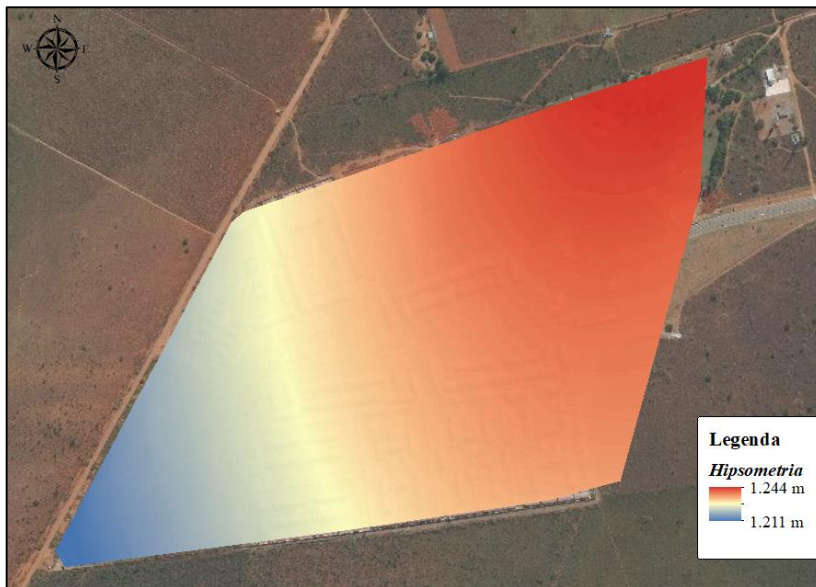


Figura 4.14 – Hipsometria da área de estudo

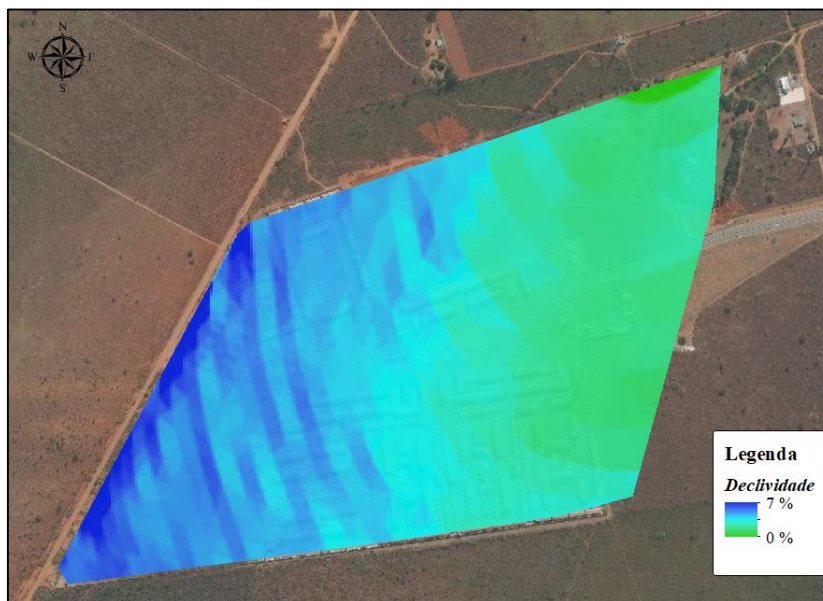


Figura 4.15 – Declividade da área de estudo

### 4.1.3 Pedologia

O solo identificado nessa região foi o Latossolo Vermelho, resultado de alto grau de intemperismo e lixiviação, o que forma uma estrutura bastante porosa. O solo é formado a partir de rochas metamórficas ricas em quartzo e sílica (EMBRAPA, 1978; Santos *et al*, 2006). Lombardi-Neto (1989) classificou os tipos de solo do DF em Grupos Hidrológicos para utilização do método SCS. Segundo ele, o Latossolo Vermelho enquadra-se no Grupo Hidrológico A. A determinação desse grupo é de extrema importância definição do CN.

### 4.1.4 Uso e ocupação do solo

A Figura 4.16 apresenta a distribuição da finalidade de usos do solo no condomínio, e é composto principalmente por áreas residenciais e comerciais. O uso misto é composto pela integração dessas áreas. As áreas de Equipamentos Públicos Comunitários (EPC) são destinadas ao atendimento e execução das políticas públicas de saneamento ambiental, infraestrutura, transporte, segurança, saúde, educação, cultura, esporte e lazer e demais serviços públicos. Vale salientar que os reservatórios estão inseridos em uma área de EPU. O uso definido como passeio é composto por calçadas e gramados (Figura 4.18).



Figura 4.16 – Finalidades de uso das áreas do condomínio Porto Pilar



Tabela 4.3 – Percentagem da área para cada tipo de uso e ocupação do solo

<b>Uso e Ocupação</b>	<b>Área</b>
<b>Área Verde</b>	0,95 %
<b>Comercial</b>	13,07 %
<b>EPC</b>	3,2 %
<b>EPU</b>	3,62 %
<b>Passeio</b>	5,82 %
<b>Praça</b>	5,6 %
<b>Residencial</b>	63,22 %
<b>Vias</b>	4,61 %
<b>Total</b>	100,00 %

Apesar de ser um condomínio residencial, o conjunto apresenta-se altamente impermeabilizado, já que as áreas exclusivamente residenciais são compostas, principalmente, por edifícios de quatro andares e área asfaltada, conforme pode ser observado nas Figura 4.17 e Figura 4.18.



Figura 4.17 – Área residencial típica do condomínio Porto Pilar (Google Earth)



Figura 4.18 – Edifícios residenciais do condomínio Porto Pilar

A porcentagem de áreas impermeabilizadas foi determinada de acordo com a taxa de permeabilidade mínima requerida presente no Memorial Descritivo. Essa porcentagem permitirá a estimativa ponderada do coeficiente de escoamento para calcular a vazão de projeto pelo método Racional. O uso do solo também permite a definição do CN.

#### 4.1.5 Permeabilidade

Segundo o Memorial Descritivo (MDE) os lotes Residenciais e Equipamentos Público Urbano (EPU) devem respeitar a permeabilidade mínima de 30%. Os lotes Comerciais e de Equipamento Público Comunitário (EPC) não tem permeabilidade mínima definida, então, para os cálculos posteriores, considerou-se EPC com permeabilidade de 30% e os lotes comerciais com 0%.

Essa permeabilidade de 0% foi considerada ao realizar uma visita em campo e analisar imagens de satélite percebeu-se que os lotes comerciais existentes estão 100% impermeabilizados. A permeabilidade dos uso “Passeio” foi definido por meio de imagem de satélite usando o software QGIS, já que parte é composta por calçadas e parte por gramado. O uso “Áreas Verde” é principalmente canteiros e rotatórias com áreas pequenas e/ou estreitas, por isso levou-se em consideração o meio-fio com 10 cm de largura. A partir do perímetro dessas áreas foi possível estimar que o meio-fio compõe 5% dessa área e com isso a permeabilidade considerada foi de 95%.

O uso “Residencial” compõe a maior parte da área de contribuição então fez-se necessário realizar uma análise mais detalhada. Portanto, comparou-se o urbanismo interno de um lote residencial com fotos de um voo de drone e com imagens de alta resolução do GeoPortal. Dessa forma, chegou-se ao valor de permeabilidade de 22,4%.

Tabela 4.4 – Estimativa das permeabilidades

Uso e Ocupação	Permeabilidade	Permeabilidade
	MDE	Atual
Área Verde	95%	95%
Comercial	0%	0%
EPC	30%	30%
EPU	30%	30%
Passeio	14%	14%
Praça	70%	70%
Residencial	30%	22,4%
Vias	0%	0%

#### 4.1.6 Coeficiente de Escoamento Superficial

O Coeficiente de Escoamento, C, foi estimado a partir da ponderação que relaciona permeabilidade mínima, extraídas da Tabela 4.4, das áreas e os valores de C fornecidos pelo Termo de Referência da NOVACAP presentes na Tabela 3.2. Essa ponderação foi feita de acordo com a Equação 3.6 e o resultado dos valores obtidos são apresentados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Valores de Permeabilidade e C para cada tipo de uso

<b>Uso e Ocupação</b>	<b>Permeabilidade Atual</b>	<b>C Calculado</b>
<b>Área Verde</b>	95%	0,1875
<b>Comercial</b>	0%	0,900
<b>EPC</b>	30%	0,675
<b>EPU</b>	30%	0,675
<b>Passeio</b>	14%	0,795
<b>Praça</b>	70%	0,375
<b>Residencial</b>	22,4%	0,732
<b>Vias</b>	0%	0,900

A média ponderada desse C calculado resultou em 0,738. O projeto executivo tem um valor de C ponderado para as áreas de contribuição de cada rede. O coeficiente da rede 1 é de 0,66 e da rede 2 é 0,69.

#### 4.1.7 Curva Número

O CN MDE foi determinado pela combinação do Grupo Hidrológico do solo, o uso e cobertura. A Tabela 3.1 foi utilizada como base para estimar os parâmetros. Então, 95%, gramado, do tipo “Área Verde” tem um CN de 39 e 5%, meio-fio, tem um CN de 98. Isso resulta num CN de 46,85 pra o tipo de uso “Área Verde”. A mesma lógica foi utilizada para estimar o CN do tipo de uso “Passeio”, 14%, gramado, da área desse tipo de uso tem um CN de 39 e 86%, calçada, um CN de 98 que resulta no CN de 89,74. A Tabela 4.6 apresenta o resultado da estimativa dos CNs para área de estudo.

Para o “CN Calculado” foi feita uma ponderação dos valores de “Permeabilidade Atual” seguindo a mesma lógica dos usos “Passeio” e “Área Verde”. Em seguida fez-se a média ponderada do parâmetro CN para todos os usos dos valores de “CN calculado” que resultou em 83,65.

O “CN MDE” utiliza os valores do parâmetro CN do Memorial Descritivo conforme a coluna “Permeabilidade MDE” da Tabela 4.4, o “CN MDE Médio” é a média dos valores do CN do “CN MDE”. Já o “CN Calculado” conforme a coluna “Permeabilidade Atual” da Tabela 4.4 e o “CN Médio” é a média dos valores de CN do “CN Calculado”.

Tabela 4.6 – Estimativa dos CNs

<b>Uso e Ocupação</b>	<b>CN MDE</b>	<b>CN MDE Médio</b>	<b>CN Calculado</b>	<b>CN Médio</b>
<b>Área Verde</b>	46,85	78,46	46,85	83,65
<b>Comercial</b>	89,00	78,46	89,00	83,65
<b>EPC</b>	77,00	78,46	80,30	83,65
<b>EPU</b>	77,00	78,46	80,30	83,65
<b>Passeio</b>	89,74	78,46	89,74	83,65
<b>Praça</b>	49,00	78,46	49,00	83,65
<b>Residencial</b>	77,00	78,46	84,77	83,65
<b>Vias</b>	98,00	78,46	98,00	83,65

O método SCS permitirá o cálculo do escoamento superficial a partir do parâmetro CN. Durante a simulação de eventos de precipitação, as sub-bacias encaminham o escoamento calculado para a rede de drenagem, que o destina aos reservatórios. Portanto, será possível estimar o hidrograma e a vazão de entrada nos reservatórios.

#### **4.1.8 Pluviometria**

A pluviometria foi obtida a partir da equação da curva de intensidade (IDF) adotada pelo TR da NOVACAP para verificar o desempenho das redes e dos reservatórios de qualidade e quantidade.

A rede de drenagem foi dimensionada de acordo com a Equação (3.2), então a análise inicial será feita com essa equação. Os parâmetros para análise da rede são os mesmos presentes no projeto executivo, ou seja, o tempo de retorno de 5 anos e intervalo de tempo de 15 min. A Figura 4.19 apresenta o hietograma utilizado para essa análise no PCSWMM.

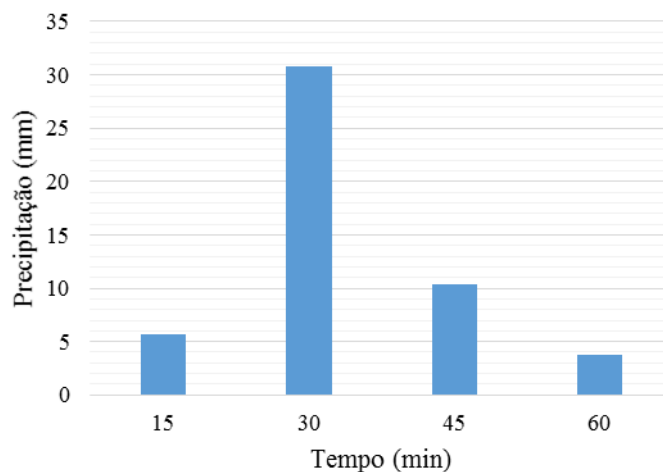


Figura 4.19 – Hietograma para precipitação com tempo de retorno de 5 anos e uma hora de duração

Já para a análise dos reservatórios no PCSWMM utilizou-se a Equação (3.3) e utilizou-se diferentes parâmetros para análise de cada um deles. Estima-se que as precipitações na região de Brasília são iguais ou menores a 22,5 mm em 90% do tempo no período chuvoso (Adasa, 2018). Com isso, para análise do reservatório de qualidade utilizou-se parâmetros que resultasse numa precipitação com lâmina total de 22,5mm para um intervalo de tempo de 1 hora. Os hietogramas das Figura 4.20 e Figura 4.21 foram obtidos utilizando a metodologia dos blocos alternados.

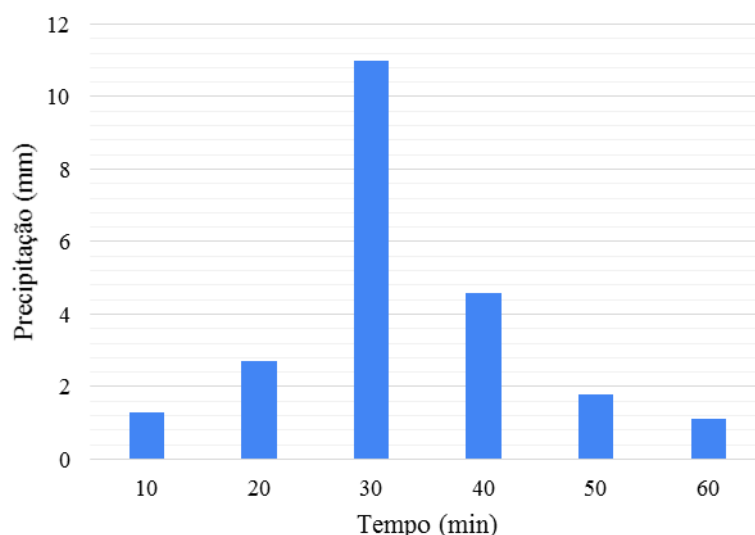


Figura 4.20 – Hietograma da precipitação com lâmina total de 22,5 mm

O reservatório de quantidade foi analisado de acordo com os parâmetros da Resolução

da Adasa nº 9/2011(Adasa, 2011) que propõe a utilização de uma precipitação com tempo de retorno de 10 anos para o dimensionamento dele. O hietograma da Figura 4.21 foi utilizado também para a análise da rede de drenagem para o TR da NOVACAP de 2019. Já a Figura 4.22 somente para a simulação do reservatório de quantidade.

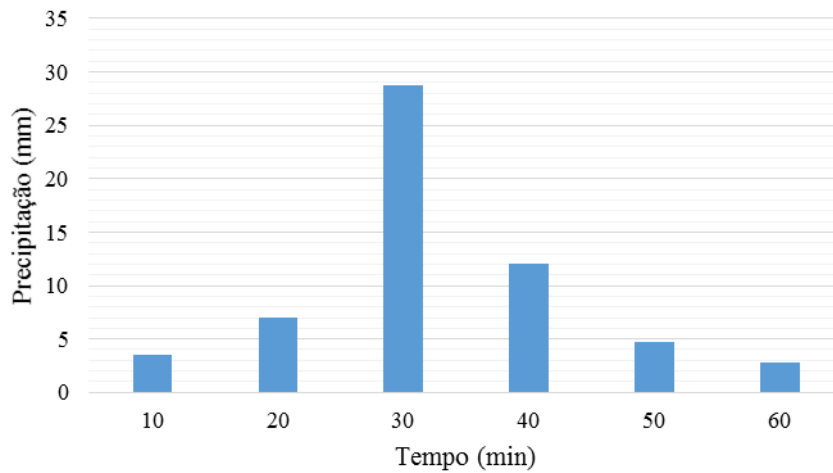


Figura 4.21 – Hietograma para precipitação com tempo de retorno de 10 anos e uma hora de duração

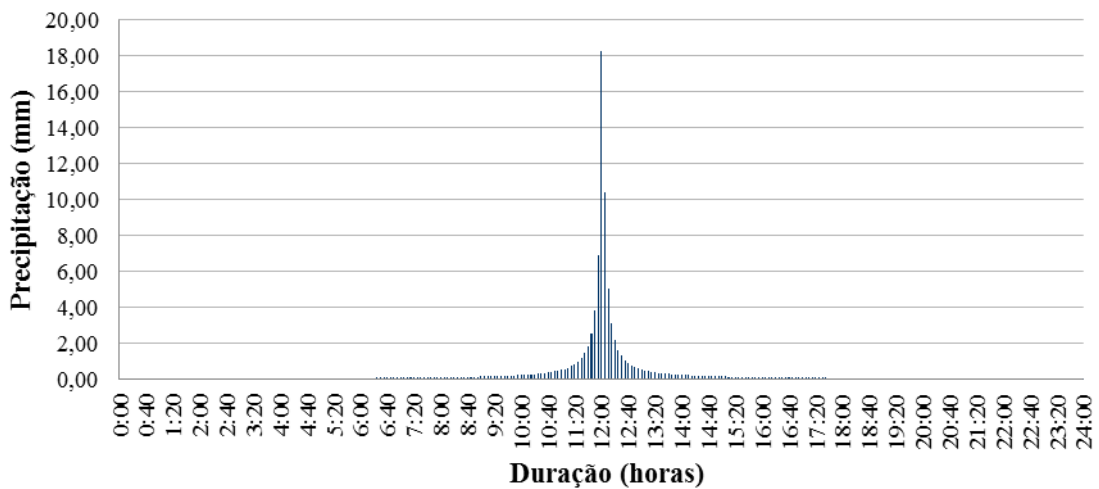


Figura 4.22 - Hietograma para precipitação com tempo de retorno de 10 anos e 24 horas de duração

Além disso, alguns outros hietogramas com diferentes tempo de retorno foram utilizados para verificar o desempenho dos reservatórios no PCSWMM.

#### 4.1.9 Áreas de Contribuição

As áreas de contribuição utilizadas foram as mesmas do projeto executivo e podem ser visualizadas na Figura 4.23. A área de contribuição da rede 1 é de 46,7 ha e a da rede 2 é de 32,0 ha.

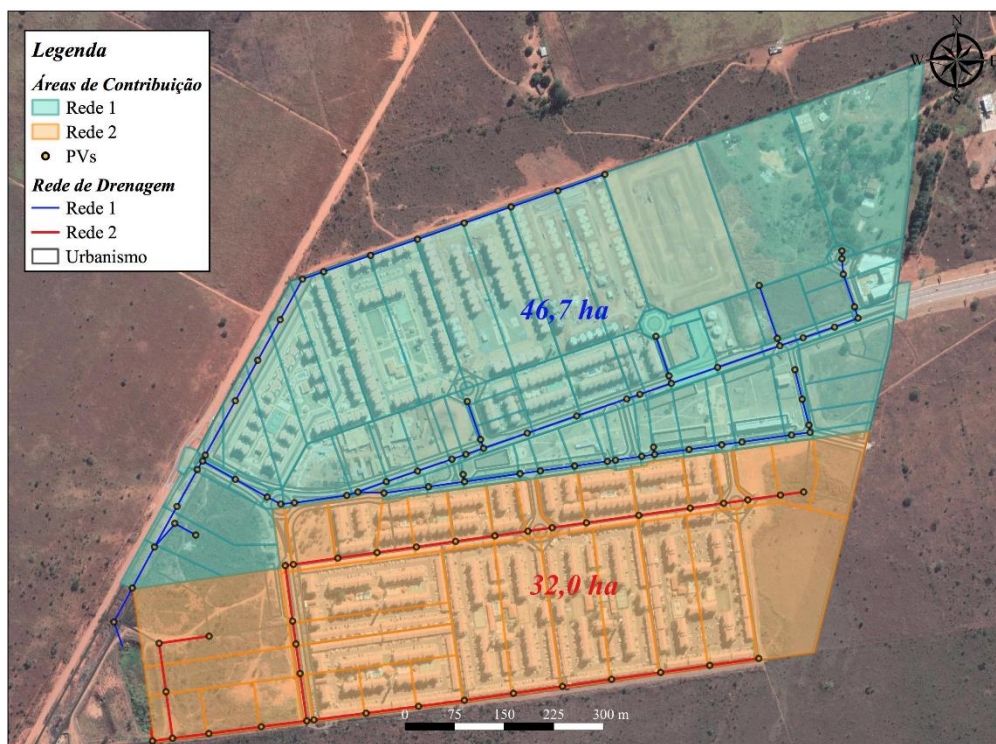


Figura 4.23 – Áreas de Contribuição do projeto executivo

#### 4.1.10 Hidrograma Triangular – Vazão Máxima de Projeto

Para analisar o desempenho dos reservatórios pelo método Racional utilizou-se hidrogramas das vazões máximas de projeto. Os hidrogramas foram calculados com os valores originais do coeficiente C do projeto executivo e com C calculado, conforme item 4.1.6. Como há duas redes chegam ao reservatório de qualidade o hidrograma final é a soma dos hidrogramas de cada rede. O tempo de concentração utilizado para cada rede é o mesmo do projeto executivo, ou seja, de 22,36 min para rede 1 e 22,77 min para rede 2. As áreas de contribuição foram de 46,7 ha para a rede 1 e 32,0 ha para a rede 2. A precipitação com lâmina total de 22,5 mm foi utilizada para análise do reservatório de qualidade e para o de quantidade utilizou-se a Equação 3.3 com tempo de retorno 10 anos. Os hidrogramas utilizados são apresentados nas figuras a seguir.

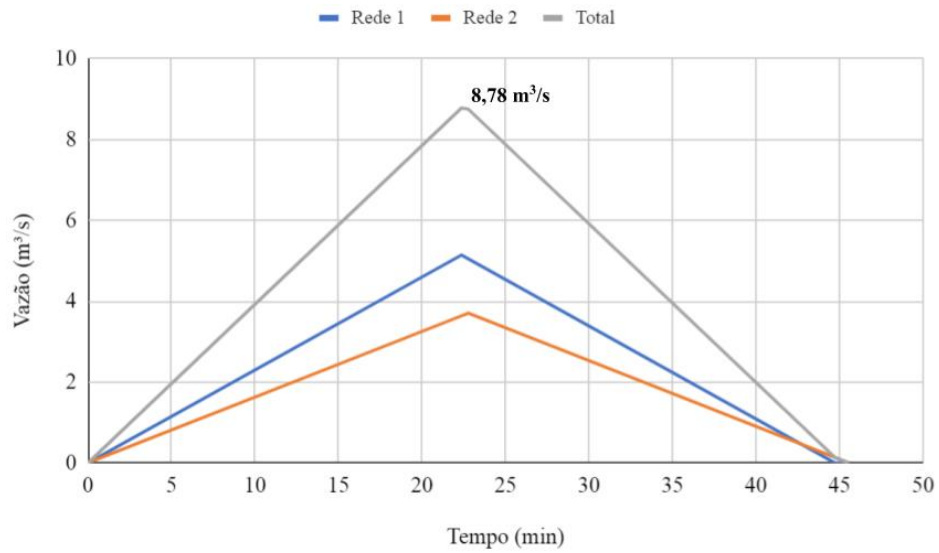


Figura 4.24 – Hidrograma para precipitação com lâmina total de 22,5 mm para o C de projeto

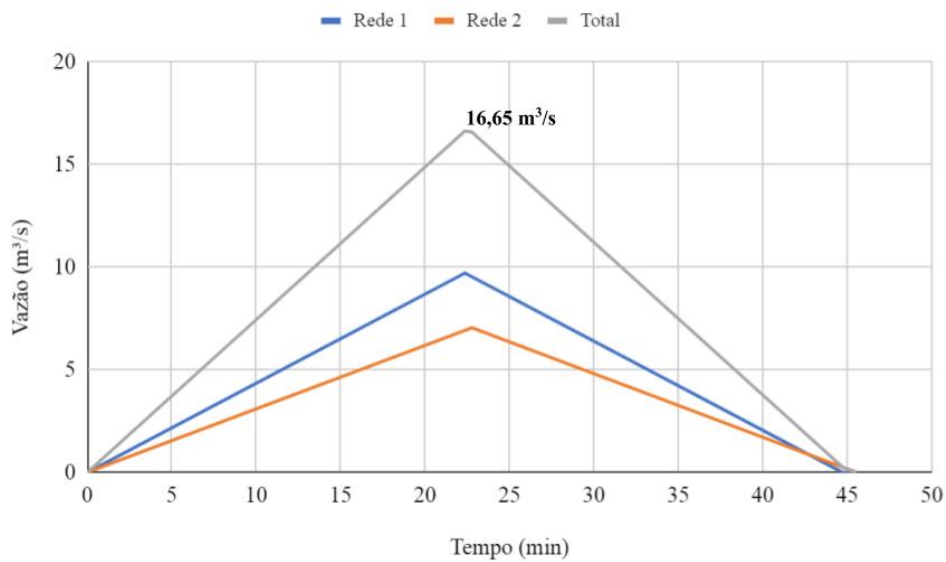


Figura 4.25 – Hidrograma para precipitação com tempo de retorno de 10 anos para o C de projeto



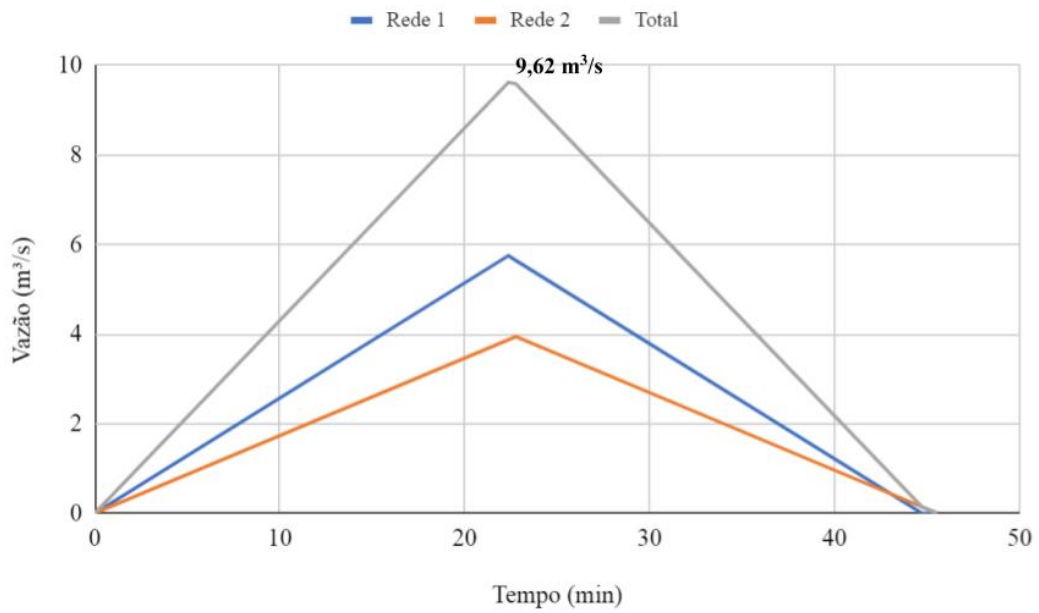


Figura 4.26 - Hidrograma para precipitação com lâmina total de 22,5 mm para o C calculado

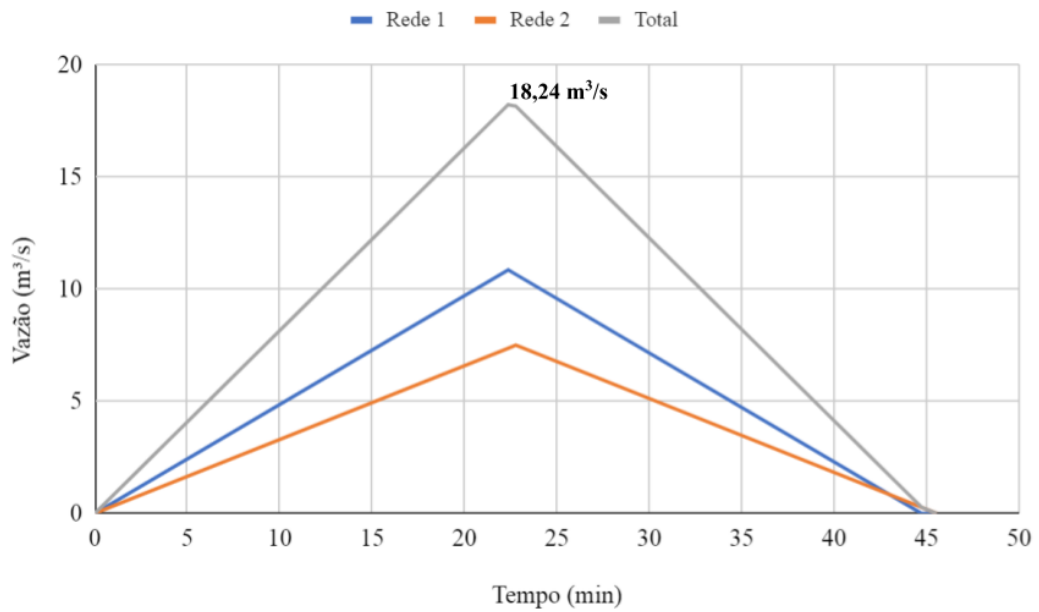


Figura 4.27 - Hidrograma para precipitação com tempo de retorno de 10 anos para o C calculado

## 4.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS

A análise foi feita de acordo com os resultados das simulações no *Dresnesg* e no PCSWMM para os diferentes cenários.

### 4.2.1 Simulação no *Dresnesg*

Para a simulação no *Dresnesg* utilizou-se as áreas de contribuição, a declividade do terreno, a extensão das tubulações, as cotas dos poços de visita, os valores do coeficiente de escoamento e a equação 3.2 para precipitação. O *Dresnesg* foi utilizado somente para analisar a rede de drenagem.

### 4.2.2 Simulação no PCSWMM

Para a simulação no PCSWMM é necessário a entrada de parâmetros para modelagem como a precipitação, declividade, áreas de contribuição e valores de CN para o método SCS. O CN de cada uma das áreas de contribuição foi obtido por meio de ponderação do uso e ocupação do solo. E hidrogramas triangulares obtidos a partir do método Racional que serviu como as vazões de entrada nos reservatórios.

O modelo de transporte para o escoamento superficial utilizado foi o da Onda Dinâmica, pois pode ser aplicado a qualquer tipo de traçado de rede drenagem, na medida em que calcula, de forma simultânea, os valores dos níveis d'água nos nós e nas vazões de conduto. Esse modelo de transporte produz os teóricos mais precisos. Já, dentro dos reservatórios, a simulação dos hidrogramas de entrada e saída são calculados pelo *routing* com Método Puls.

O cálculo das vazões para dimensionamento da rede e dos reservatórios de qualidade e quantidade, geralmente, é obtido a partir do método Racional. E, para inserir os dados de entrada equivalentes no PCSWMM, hidrogramas triangulares foram desenhados a partir das vazões de projeto e da metade do tempo de concentração de cada rede, conforme explicitado no item 4.1.10.

Inicialmente, a rede de drenagem e os reservatórios foram simulados com os parâmetros e condições utilizadas no projeto executivo original. E a análise foi feita com eventos de precipitação com diferentes tempo de retorno por meio da curva de IDF do DF do TR da NOVACAP de 2005 e 2019 gerando hidrogramas pelo método dos blocos alternados, conforme item 4.1.8. A infiltração e o volume de escoamento superficial foram

simulados pelo método SCS. Para tanto, foi desconsiderada a evaporação potencial, já mencionada na revisão bibliográfica, tendo em vista comparar com o que foi obtido pelo método Racional.

Em seguida, a rede foi simulada com as Equações 3.2 e 3.3 para comparar os resultados obtidos na simulação do *Drenesg*.

Por último, a análise do dimensionamento dos reservatórios e seus dispositivos também foram feitos pelo método SCS e pelo Racional. Esses resultados foram analisados com relação à eficiência do amortecimento das vazões de pico, da melhoria da qualidade e da conformidade com a Resolução nº 9 de 2011 da Adasa (Adasa, 2011). Caso os reservatórios não estejam em conformidade com essa Resolução alterações serão propostas.

## 5 RESULTADOS

### 5.1 ANÁLISE DA REDE DE DRENAGEM

#### 5.1.1 Atendimento aos critérios do TR da NOVACAP

As simulações no *Drenesg* consistem em dois cenários com o método Racional em que o único parâmetro modificado é o coeficiente de escoamento. O primeiro cenário (Cenário 1) utilizou os mesmos valores de coeficiente de escoamento da planilha hidráulica do projeto executivo a qual leva em consideração o coeficiente de retardamento. O segundo cenário (Cenário 2) consistiu na utilização do coeficiente sem o retardamento. Essas simulações foram realizadas com a equação da curva IDF vigente na época da realização do projeto executivo, Equação 3.2, com tempo de retorno de 5 anos e 1 hora de duração.

As simulações no PCSWMM consistem em 3 cenários utilizando o método SCS. Os valores do parâmetro CN são os obtidos na Tabela 4.6. O primeiro com os valores de CN da coluna “CN MDE” (Cenário 3), o segundo da coluna “CN MDE Médio” (Cenário 4) e o terceiro “CN Calculado” (Cenário 5). As simulações utilizaram a equação 3.2 com tempo de retorno de 5 anos e duração de 1 hora e a Equação 3.3 com tempo de retorno de 10 anos e duração de 1 hora.

As Figura 5.1 e Figura 5.2 apresentam a porcentagem das tubulações que tem lâmina superior a 82%.

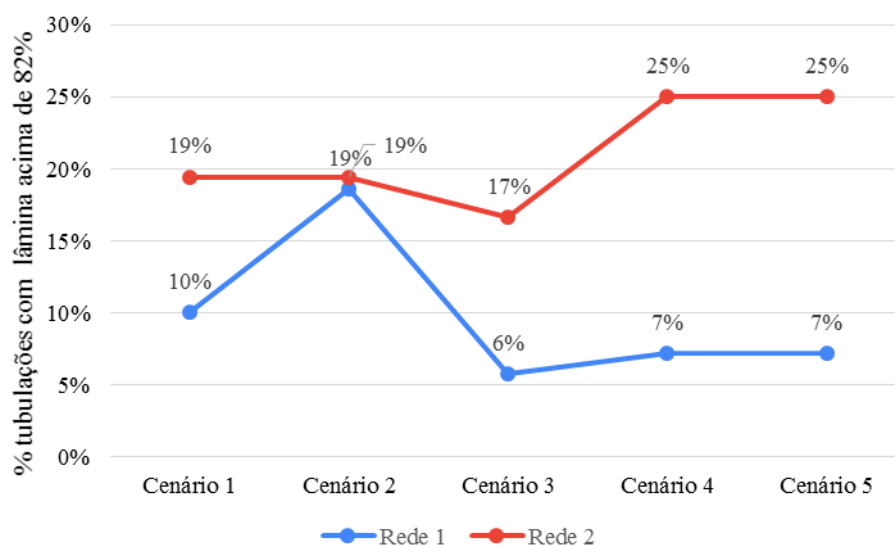


Figura 5.1 - Porcentagem das tubulações que tem lâmina superior a 82% ao simular com a Equação 3.2

Ao utilizar a equação 3.3 a porcentagem de tubulações com lâmina superior a 82% aumenta do Cenário 1 para o 2 quando o coeficiente de retardamento não é utilizado. Os Cenários 3, 4 e 5, método SCS, da rede 1 têm menor porcentagem que os Cenários 1 e 2, método Racional. Já para a rede 2 os Cenários 4 e 5 têm maiores porcentagens.

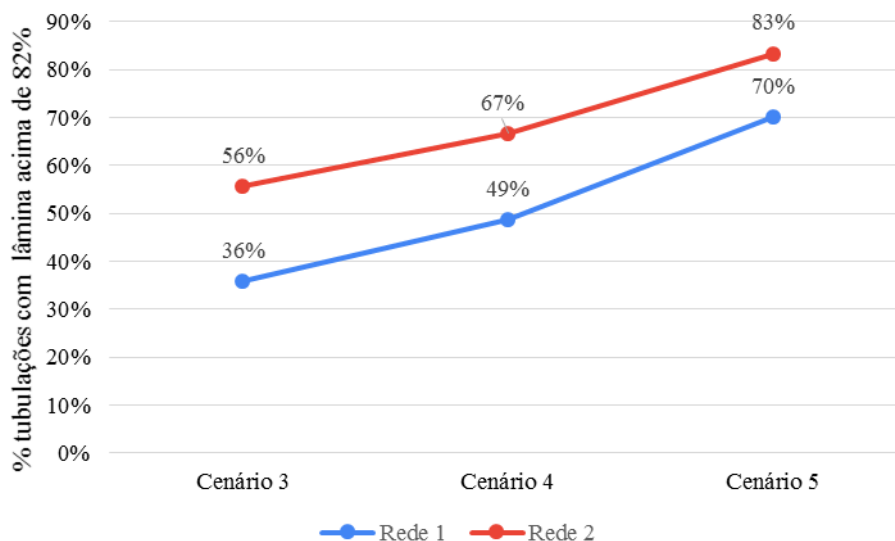


Figura 5.2 - Porcentagem das tubulações que tem lâmina superior a 82% ao simular com a Equação 3.3

Como a vazão total escoada superficialmente aumenta para a Equação 3.3 as vazões médias dentro das tubulações também aumentam. Por isso, as porcentagens de tubulações com lâminas maiores que 82% são acrescidas.

Além do critério da lâmina máxima outros critérios de análise foram levados em consideração e foram baseados na Tabela 3.3. O tempo de entrada adotado para a primeira boca de lobo adotado foi de 15 minutos e isso respeita o TR da NOVACAP de 2005 vigente na época do projeto da rede. A Tabela 5.1 apresenta a número de trechos de cada rede que desrespeitaram algum critério.

Tabela 5.1 – Número de trechos em desacordo com algum critério TR da NOVACAP

Critérios		Rede 1	Rede 2
Velocidades	Mínima	0	0
	Máxima	1	0
Distância Máxima entre poços de visita > 60 m		25	21

O trecho que ultrapassou a velocidade máxima de 6 m/s teria que ter sua declividade reduzida para não ultrapassar o limite máximo. E os trechos com extensão maior que 60 metros teria que ser divididos.

### 5.1.2 Vazões – Drenesg x Projeto Executivo

A Figura 5.5 apresenta as diferença das vazões de saída em relação a vazões de saída do projeto executivo em porcentagem com a Equação 3.2

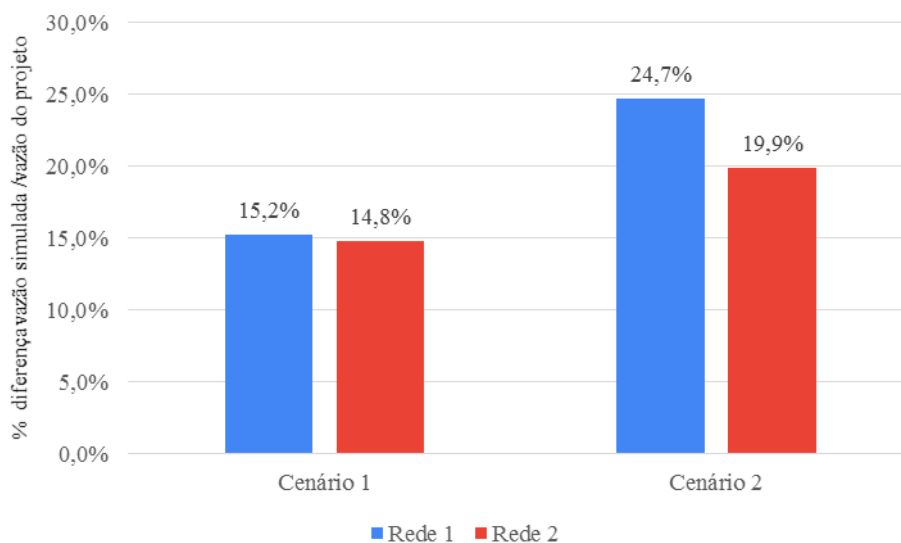


Figura 5.3 - Diferença da vazão de saída em relação a vazão de saída do projeto executivo em porcentagem com a Equação 3.2

O Cenário 1 na rede 1 difere em 15,2% do valor de vazão do projeto executivo e isso ocorre por dois motivos principais. O primeiro é a forma como as vazões geradas pelas áreas de contribuição são calculadas.

#### Planilha Hidráulica do Projeto Executivo

$$Q = C \times I \times \sum A_{montante}$$

#### Drenesg

$$Q = ((C \times A) + \sum (C \times A_{montante})) \times I$$

Onde:

$C$ : coeficiente de escoamento;

$I$ : intensidade da chuva;

$A$ : área de contribuição do trecho de rede;

$A_{montante}$ : área de contribuição a montante do trecho da rede.

Ao isolar as variáveis, no último trecho da rede,  $C$  e  $\sum A_{montante}$  tem-se um valor de 26,82 ha e ao calcular o valor  $\sum(C \times A_{montante})$  com os dados do projeto executivo resulta-se em 32,18 ha. Dessa forma o valor de vazão calculado pelo método do *Drenesg*, com a intensidade de chuva do projeto, implicaria numa vazão 20% maior do que a originalmente calculada pela planilha. A vazão calculada por esse método é de 8.667 L/s.

O segundo é que área total de contribuição do *Drenesg* é 1,54 ha menor que a do projeto executivo. Isso aconteceu pois os valores utilizados na planilha hidráulica do projeto não condizem exatamente com as áreas delimitadas no desenho de projeto da rede de drenagem.

Ao considerar  $\sum(C \times A_{montante}) = 32,18$  ha e utilizar a intensidade de chuva no último trecho da rede obtida na simulação do *Drenesg* obtém-se uma vazão de 8.744 L/s que é 1,23% maior que 8.667 L/s. Essa diferença pode ser atribuída ao tempo de concentração ser 0,95% menor na simulação do *Drenesg* do que no projeto o que implica numa maior intensidade da chuva e por consequência maior vazão. Essa diferença no tempo de concentração pode ser atribuída a diferença nas extensões das tubulações que influenciam na declividade deles. Essa diferença ocorreu pois a extensão das tubulações da planilha não condizem com distância obtida das coordenadas geográficas entre os poços de visita. A extensão total das tubulações na planilha é 59 metros maior que a das coordenadas utilizadas no *Drenesg*.

Com a mesma lógica de análise do Cenário 1 rede 1 elaborou-se a Tabela 5.2 para facilitar a visualização e comparação dos resultados. Os valores da diferença são em relação aos valores do projeto executivo.

Tabela 5.2 – Resultados da análise da rede 2 no Cenário 1

	<b>Projeto</b>	<b><i>Drenesg</i></b>	<b>Diferença</b>
$A_{Total}$	33,42 ha	32,50 ha	
$C \times \sum A_{montante}$	19,07 ha	-	-
$\sum(C \times A_{montante})$	22,48 ha	21,82 ha	-2,94%
Vazão original	5.068 L/s	5.819 L/s	14,82%
Vazão = $22,48 \times I$	5.973 L/s	6.011 L/s	0,64%
Tempo de Concentração	22,773 min	22,535 min	-1,04%
Extensão da rede	2.162 m	2.176 m	0,65%

Assim como na rede 1 a diferença inicial de 14,82% da vazão pode ser atribuída a metodologia de cálculo. Ao estimar a vazão de projeto por essa metodologia essa diferença passa para 2,58% devido a diferença das áreas de contribuição. Ao obter a vazão utilizando o mesmo valor da  $\sum(C \times A_{montante})$  ela passa a ser 0,64% maior para simulação no *Drenesg* em relação a obtida no projeto. Isso se dá ao fato do tempo de concentração ser menor e a extensão da rede ser um pouco maior.

Tabela 5.3 – Resultados da análise da rede 1 no Cenário 2

	<b>Projeto</b>	<b><i>Drenesg</i></b>	<b>Diferença</b>
$A_{Total}$	46,42 ha	47,39 ha	
$C \times \sum A_{montante}$	26,82 ha	-	-
$\sum(C \times A_{montante})$	32,18 ha	33,20 ha	3,17%
Vazão original	7.224 L/s		24,69%
Vazão = $32,18 \times I$	8.667 L/s	9.008 L/s	3,93%
Tempo de Concentração	22,36 min	22,22 min	-0,63%
Extensão da rede	3.315 m	3.374 m	1,78%

Tabela 5.4 - Resultados da análise da rede 2 no Cenário 2

	<b>Projeto</b>	<b><i>Drenesg</i></b>	<b>Diferença</b>
$A_{Total}$	33,42 ha	32,50 ha	
$C \times \sum A_{montante}$	19,07 ha	-	-
$\sum(C \times A_{montante})$	22,48 ha	22,75 ha	1,20%
Vazão original	5.068 L/s		19,89%
Vazão = $22,48 \times I$	5.973 L/s	6.076 L/s	1,72%
Tempo de Concentração	22,773 min	22,59 min	-0,80%
Extensão da rede	2.162 m	2.176 m	0,65%

No cenário 2 percebe-se o aumento das vazões em relação ao cenário 1 e isso condiz com o fato da utilização do coeficiente de retardamento que promove a redução vazões. Na rede 1 um coeficiente de retardamento de 0,886 provoca a redução média de vazão em 1,84% e um de 0,871 reduz em média 3,77%.



### 5.1.3 Vazões – PCSWMM x Projeto Executivo

A Figura 5.4 apresenta o resultado das simulações das vazões utilizando o PCSWMM.

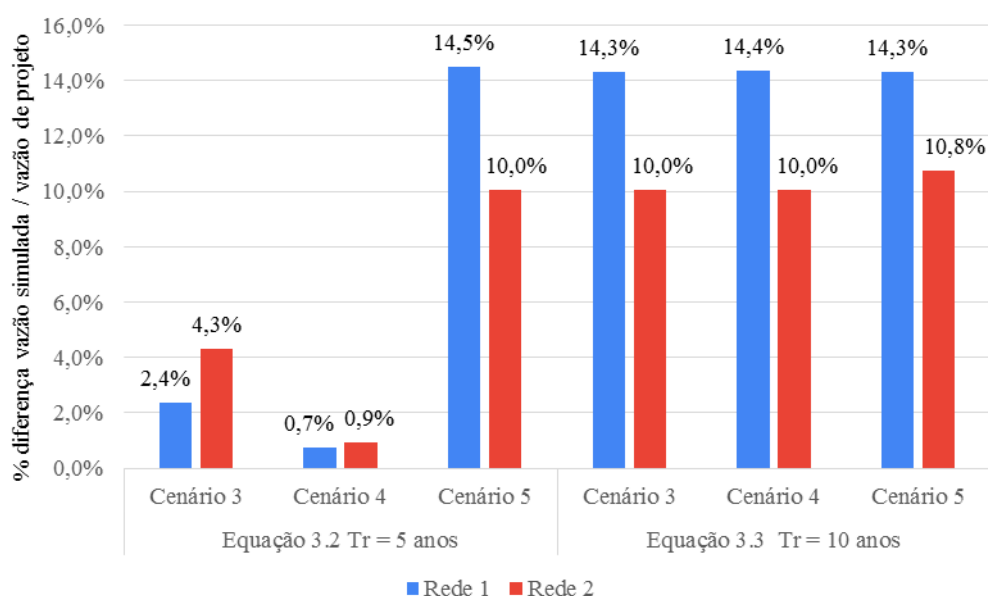


Figura 5.4 – Diferença da vazão de saída em relação a vazão de saída do projeto executivo em porcentagem

As vazões geradas pela Equação 3.2 respeitam a ordem de grandeza da permeabilidade do solo, já que tanto o volume escoado superficialmente quanto as vazões de pico do escoamento superficial aumentam do Cenário 4 para o 3 e do 3 para o 5. Diferentemente do *Drenesg* o PCSWMM permite que as áreas de contribuição e a extensão das tubulações sejam as mesmas das utilizadas na planilha hidráulica do projeto executivo.

As vazões para o Cenário 4 são bem próximas das vazões de projeto o que pode representar uma boa correspondência entre o valor da média do parâmetro CN para o MDE e o C do projeto executivo. E como o coeficiente C do projeto leva em consideração o coeficiente de retardamento, “n”, percebe-se a importância de utilizá-lo no dimensionamento de redes para método Racional, no entanto o TR da NOVACAP de 2012 retirou o coeficiente “n” do cálculo das vazões. Isso superestima as vazões e faz um dimensionamento muito conservador.

Apesar dessa correspondência acredita-se que o C do projeto executivo esteja subestimado e por consequência as vazões também. O Cenário 5 apresenta os valores de vazão para o parâmetro CN com a permeabilidade calculada o que seria a simulação mais próxima da realidade, portanto isso sugere que as vazões de projeto estão subestimadas.

As vazões geradas pela Equação 3.3 ficam mais homogêneas pois o escoamento superficial respeita a ordem de grandeza da permeabilidade, mas o volume inundado na rede também. No Cenário 4 a porcentagem da vazão escoada superficialmente que provocou inundação na rede é 5,16%, para o Cenário 3 foi 6,14% e para o Cenário 5 foi 11,50%. Apesar do Cenário 4 apresentar a maior vazão de pico de saída o maior volume escoado na rede é no Cenário 5. Com a equação 3.2 percebe-se as vazões diferem entre 5,7 e 8,9% para rede 1 e entre 0,2 e 13,7% para a rede 2 em relação as de projeto.

## 5.2 ANÁLISE DOS RESERVATÓRIOS

Segundo a Resolução Adasa nº 09 de 2011 a vazão máxima permitida para a saída do reservatório de qualidade é 0,147 m<sup>3</sup>/s e a máxima para o de quantidade é de 1,98 m<sup>3</sup>/s. Essas vazões servem como parâmetros para avaliar o desempenho dos reservatórios.

### 5.2.1 Cenário 1

A primeira análise a ser realizada dos reservatórios é feita com os dados de projeto tanto para o método SCS quanto para o Método Racional. Faz-se uma análise inicial dos reservatórios utilizando o método SCS para o CN calculado. A Figura 5.5 relaciona a altura máxima da lâmina d'água pela altura do vertedor em cada um dos reservatórios para as diferentes precipitações.

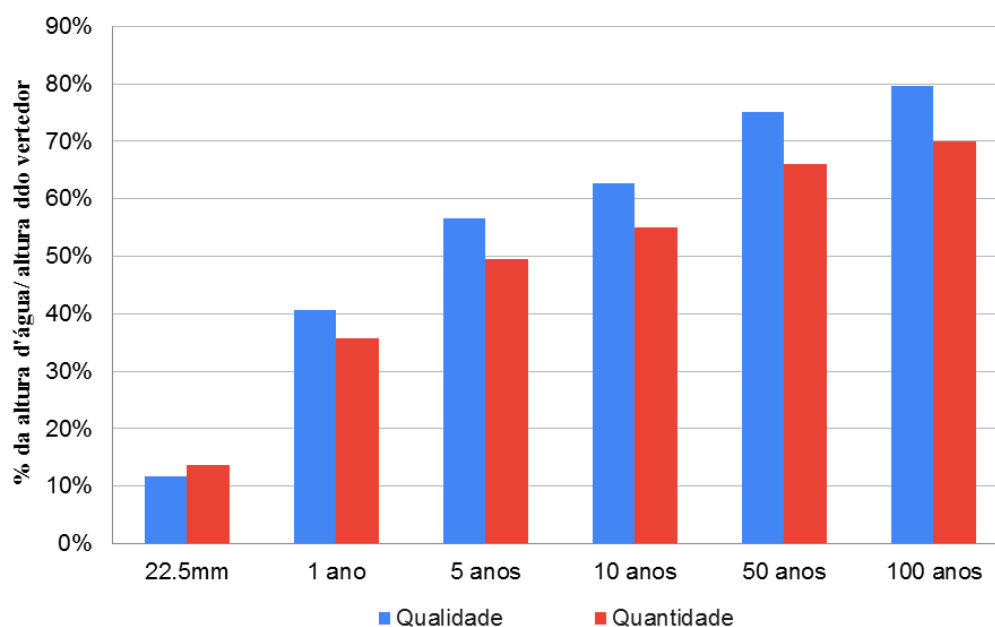


Figura 5.5 – Porcentagem da altura máxima da lâmina d'água pela altura do vertedor para eventos de precipitação com diferentes tempo de retorno

A lâmina d'água máxima chega a 79,53% da altura do vertedor para o reservatório de qualidade a 70,00% para o de quantidade para a precipitação com tempo de retorno de 100 anos e duração de 24 horas. Isso sugere que ambos os reservatórios devem estar superdimensionados.

Para analisar de forma mais objetiva utilizou-se a precipitação com lâmina total de 22,5 mm para verificar o desempenho do reservatório de qualidade e a precipitação com tempo de retorno de 10 anos para o de quantidade. A

Figura 5.6 relaciona a altura máxima da lâmina d'água pela altura do vertedor para cada reservatório utilizando tanto o Método SCS quanto o Método Racional.

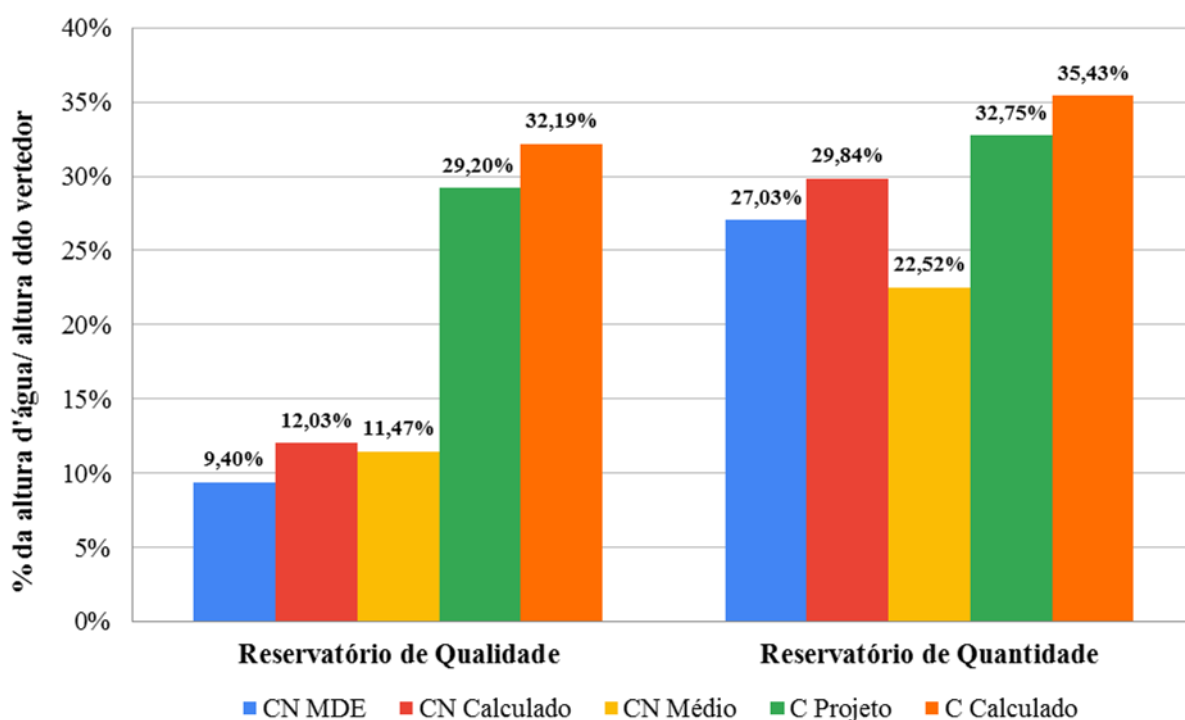


Figura 5.6 - Porcentagem da altura máxima da lâmina d'água pela altura do vertedor para os diferentes métodos – Cenário 1

A lâmina máxima do reservatório de qualidade chegou a 32,19% da altura do vertedor e as lâminas máximas do método Racional foram significativamente discrepantes do método SCS. A diferença entre os métodos varia entre 17,17 e 22,79%. Já para o método SCS os valores de CN diferiram entre 0,56 e 2,63%. Entre os valores do método Racional a diferença foi de 2,99%.

A lâmina máxima para o reservatório de quantidade chegou a 35,43% e a diferença entre o método Racional e o SCS variou de 4,02 a 13,03%. Entre os diferentes valores de CN para o método SCS a variação foi de 2,91 a 12,91%. Para o método Racional foi de 2,68%.

Em todos métodos pode-se perceber que grande parte do volume de ambos os reservatórios não utilizados, ou seja, para as circunstâncias do Cenário 1 o reservatório de qualidade o volume excedente variou entre 71 e 92% e para o de quantidade entre 65 e 77%.

A Figura 5.7 relaciona a vazão efluente do reservatório de qualidade pela vazão máxima estabelecida.

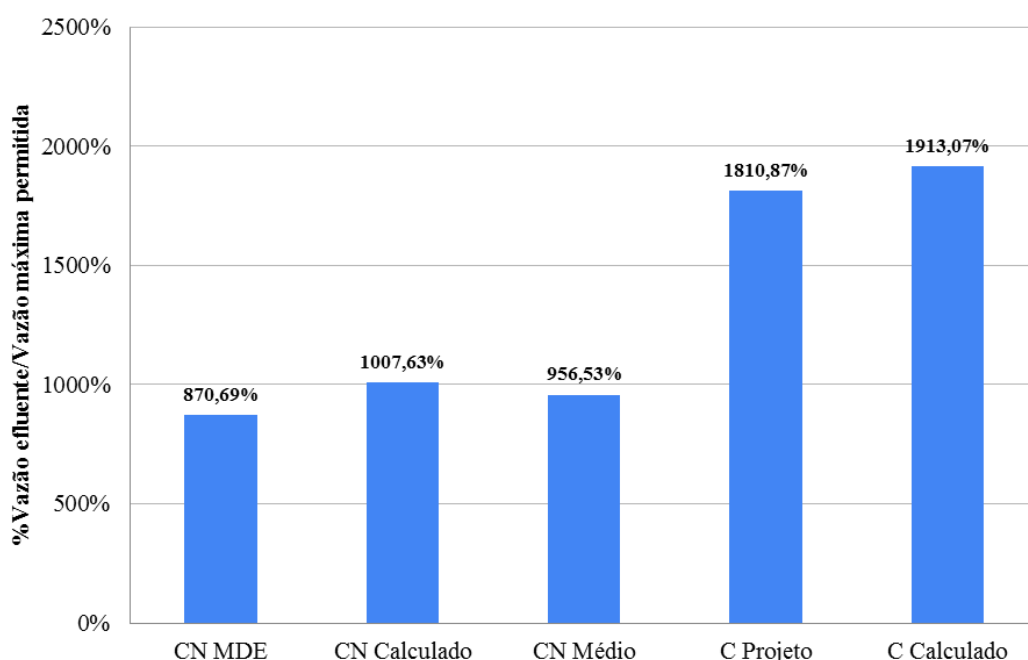


Figura 5.7 – Porcentagem da vazão efluente do reservatório de qualidade pela vazão máxima estabelecida pela Adasa – Cenário 1

A vazão não atendeu a máxima permitida pela Adasa em nenhum dos métodos e correspondeu a uma variação de 870,69 a 1913,07% do valor máximo permitido. Pôde-se perceber que as vazões do método Racional foram extremamente maiores do que o método SCS. Isso se deve ao fato o hidrograma de entrada no reservatório pelo método Racional ter um maior pico de vazão do que as vazões de entrada do método SCS. Os valores de vazão obedecem a ordem de grandeza tanto para os valores de CN quanto para os valores de C.

O “CN MDE” possui os menores valores do parâmetro CN o que resulta num menor escoamento superficial e por consequência em menores vazões. O “CN Médio” foi simulado

com a média do valores do parâmetro CN para “CN Calculado” e isso corresponde a homogeneização do CN nas áreas de contribuição. Pôde-se observar que a vazão de pico da saída do reservatório em “CN Médio” foi menor que a de “CN Calculado”, isso se dá ao fato do volume de entrada no reservatório ser 4,47% menor que o “CN Calculado” assim como as vazões de pico na saída da rede 1 ser 3,9% menor e 7,4% da rede 2.

Quanto ao método Racional o valor da vazão de saída com o coeficiente de projeto foi menor que o calculado porque o pico do hidrograma para o coeficiente de projeto é menor que o calculado.

A Figura 5.8 relaciona a vazão efluente do reservatório de quantidade pela vazão máxima estabelecida

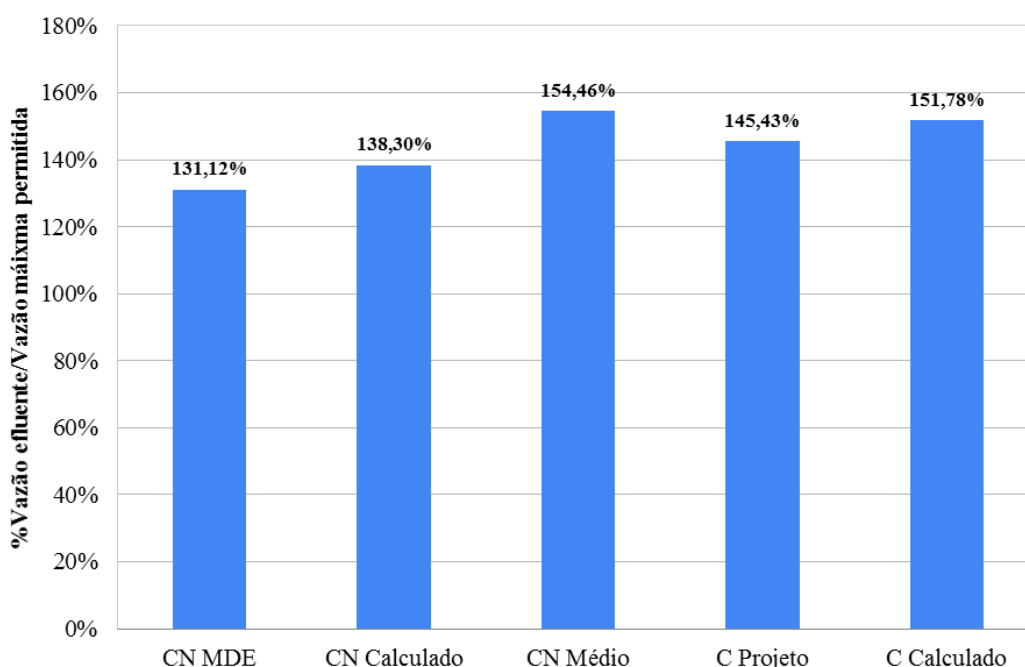


Figura 5.8 - Porcentagem da vazão efluente do reservatório de quantidade pela vazão máxima estabelecida pela Adasa – Cenário 1

A vazão do reservatório de quantidade também não atendeu a máxima permitida pela Adasa em nenhum todos os métodos e correspondeu a uma variação de 131,12 a 154,46% do valor máximo permitido. Pôde-se perceber que as vazões do método Racional foram menores que o “CN Médio” do método SCS apesar do volume de entrada no reservatório ser maior para o método racional Os valores de vazão obedecem a ordem de grandeza tanto para os valores de CN quanto para os valores de C.

O “CN MDE” possui os menores valores dos parâmetros CN o que resulta num menor escoamento superficial e por consequência em menores vazões. O “CN Médio” foi simulado com a média do valores do parâmetro CN para “CN Calculado” e isso corresponde a homogeneização do CN nas áreas de contribuição. Pôde-se observar que a vazão de pico da saída do reservatório em “CN Médio” foi maior que “CN Calculado”, isso se dá porque apesar do escoamento superficial do “CN Calculado” ser 1,9% maior a inundação na rede é também 8,2% maior o que auxilia na redução das vazões de pico que chegam no reservatório.

Quanto ao método Racional o valor da vazão efluente com o coeficiente de projeto foi menor que o calculado porque o pico do hidrograma para o coeficiente de projeto é menor que o calculado.

Sugriu-se uma alteração no orifício de saída do reservatório de qualidade para cumprir a vazão máxima estabelecida e os resultados serão apresentados no tópico a seguir.

### **5.2.2 Cenário 2**

As simulações desse cenário seguiram a mesma lógica do Cenário 1, no entanto a tubulação de saída do reservatório de qualidade passou de um diâmetro de 600 mm para 200 mm o que permite o atendimento a vazão máxima de qualidade estabelecida pela Resolução nº 09 da Adasa. Devido a essa nova dimensão a tubulação passa a ser simulada como orifício com um coeficiente de descarga de 0,631.

A Figura 5.9 relaciona a altura máxima da lâmina d’água pela altura do vertedor para cada reservatório utilizando tanto o Método SCS quanto o Método Racional.

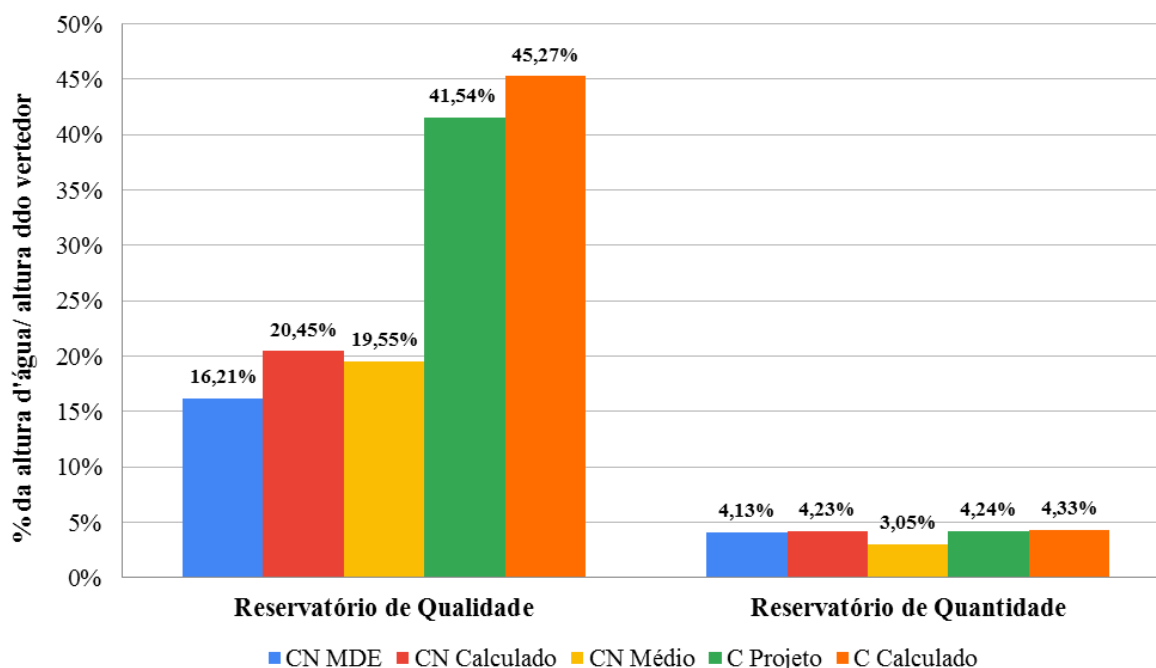


Figura 5.9 - Porcentagem da altura máxima da lâmina d'água pela altura do vertedor para os diferentes métodos – Cenário 2

A redução do diâmetro de saída do reservatório de qualidade provocou um acréscimo na altura da lâmina d'água em média de 71% para a simulação com o método SCS e de 41,5% com o hidrograma de entrada pelo método Racional. As lâminas para o reservatório de quantidade sofreram decréscimo médio de 90,3% para o método SCS e de 91,5% para o Racional.

Mesmo com essa alteração ambos os reservatórios ficam com grande parte do volume útil inutilizado. O volume excedente do reservatório de qualidade variou entre 59 e 86% e para o de quantidade variou entre 96 e 97%. Com isso, percebe-se que o reservatório de quantidade ficou subutilizado.

A Figura 5.10 relaciona a vazão efluente do reservatório de qualidade pela vazão máxima estabelecida

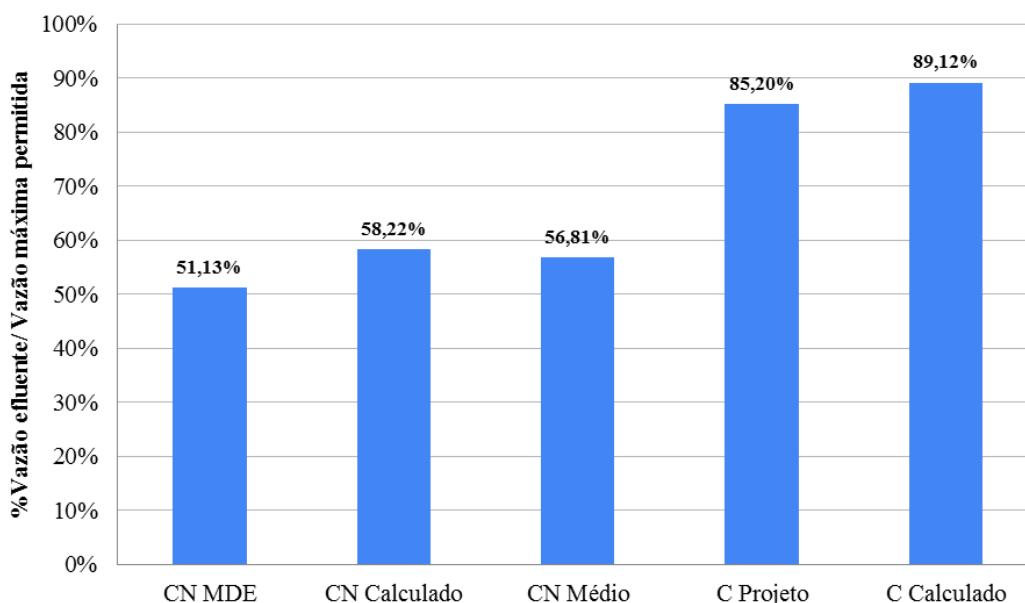


Figura 5.10 - Porcentagem da vazão efluente do reservatório de qualidade pela vazão máxima estabelecida pela Adasa – Cenário 2

As vazões passaram a atender a vazão limite para ambos os métodos. As vazões de qualidade reduziram em 94% para o método SCS e 95% para o Racional em relação ao Cenário 1.

A Figura 5.7 relaciona a vazão efluente do reservatório de quantidade pela vazão máxima estabelecida

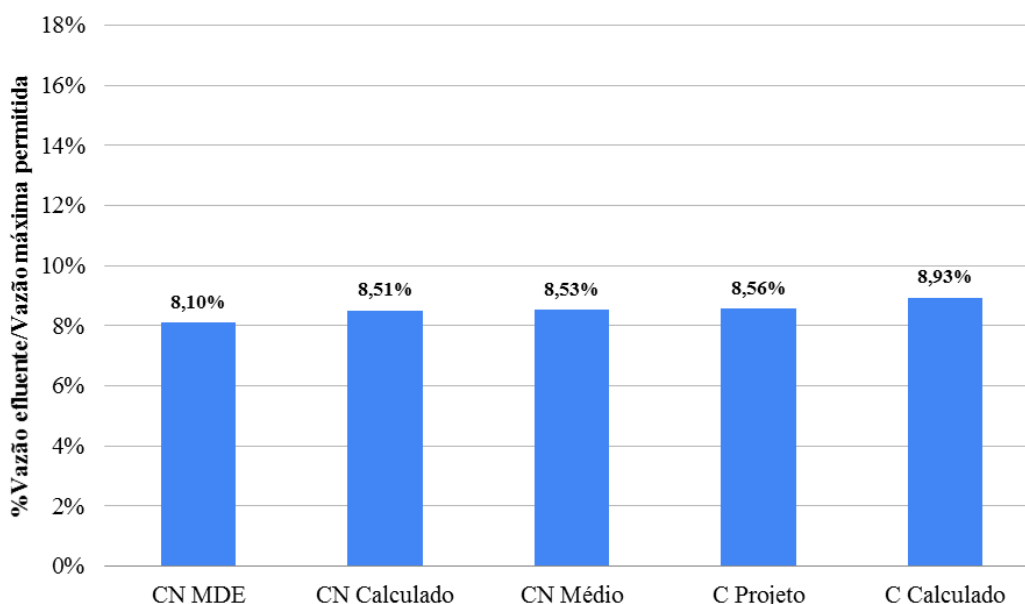


Figura 5.11 - Porcentagem da vazão efluente do reservatório de quantidade pela vazão máxima estabelecida pela Adasa– Cenário 2



Como o orifício de qualidade foi reduzido e o vertimento não acontece nem pra uma precipitação com tempo de retorno de 100 anos, a vazão que chega no reservatório de quantidade fica exclusivamente limitada pelo orifício de qualidade. Por isso, as vazões do método SCS e o Racional reduziram em média 94%. Essas reduções resultaram no respeito a vazão máxima do reservatório de quantidade imposta pela Adasa. O outro aspecto é que as vazões ficaram mais homogêneas em cada método. No método SCS o a diferença entre “CN MDE” e “CN Calculado” e “CN médio” ficou entre 0,02% e 0,43%, já para o método racional na ordem de 0,37%.

### 5.2.3 Cenário 3

Como reservatório de quantidade fica subutilizado ao reduzir a dimensão do orifício de qualidade propôs-se utilizar o reservatório de qualidade para atender tanto o aspecto de qualidade quanto o de quantidade. Para isso uma tubulação de 450mm foi colocada a uma altura de 2,32 m do fundo do reservatório. Essa altura utilizada pois todas as precipitações maiores que a de lâmina total de 22,5mm resultam numa lâmina dentro do reservatório acima de 2,31 metro no método Racional com “C Calculado”. A Figura 5.12 relaciona a altura máxima da lâmina d’água pela altura do vertedor para cada reservatório.

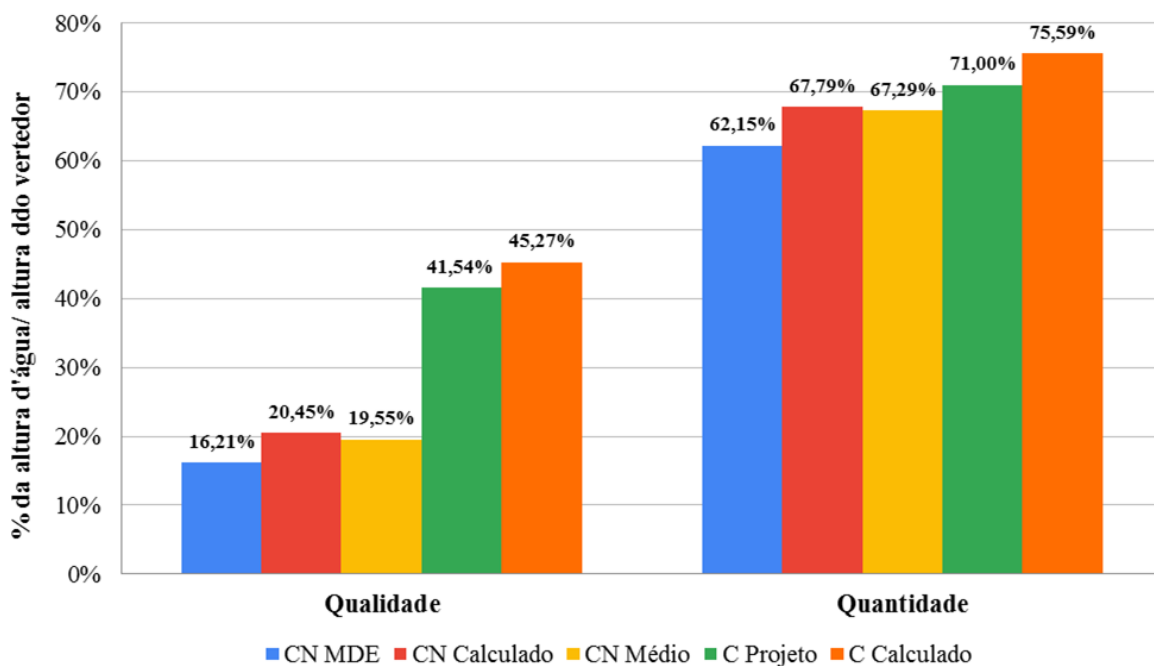


Figura 5.12 - Porcentagem da altura máxima da lâmina d’água pela altura do vertedor para os diferentes métodos – Cenário 3

Mesmo com esse reservatório tendo uma função dual percebe-se que ainda há volume excedente que varia entre 27 e 42% para a vazão de quantidade. O volume excedente é um dos fatores que previnem o transbordamento da água em eventos críticos com tempo de retorno maiores que 10 anos. Além desse volume excedente é necessário que o vertedor esteja numa altura e dimensões adequadas para promover o vertimento do escoamento gerado por esses eventos críticos. Os resultados das vazões de qualidade já foram citadas anteriormente no tópico do Cenário 2. Então somente os resultados em consideração ao aspecto de quantidade são explanados a seguir. A Figura 5.13 relaciona a vazão efluente do reservatório de quantidade pela vazão máxima estabelecida

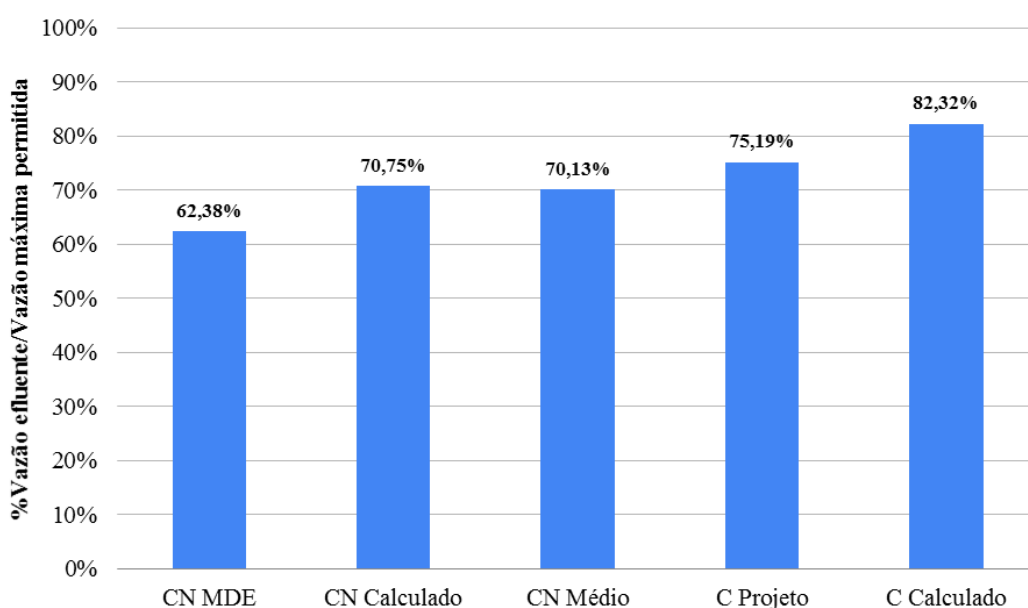


Figura 5.13 - Porcentagem da vazão efluente pela vazão máxima estabelecida pela Adasa para o reservatório de quantidade– Cenário 3

Esse reservatório passa a atender tanto o limite das vazões de qualidade quanto o de quantidade no Cenário 3. Com isso, o outro reservatório se torna inútil para o amortecimento das vazões. Dessa forma, propõe-se que o reservatório com funcionamento dual seja ligado diretamente com o emissário do corpo receptor. O outro reservatório pode ser utilizado para amortecer outra área de contribuição na região.

As alterações nos dispositivos de descarga provocaram uma redução na vazão de qualidade em 94% para o método SCS e 95% para o Racional em relação ao Cenário 1 e na vazão de quantidade em 52% para o SCS e 47% para o Racional.

O amortecimento das vazões desse reservatório dual é apresentado na Tabela 5.5

Tabela 5.5 – Amortecimento das vazões no Cenário 3

	Amortecimento das vazões	
	Reservatório de qualidade	Reservatório de quantidade
<b>CN MDE</b>	98%	91%
<b>CN Calculado</b>	98%	90%
<b>CN Médio</b>	98%	90%
<b>C Projeto</b>	99%	91%
<b>C Calculado</b>	99%	91%

Esse reservatório dual atende a vazão máxima de 1,98 m<sup>3</sup>/s para precipitação com tempo de retorno de 10 anos e duração de 24 horas conforme estabelecido na Resolução nº9/2011 (item 3.5). As vazões obtidas para precipitações com duração de 24 horas e 1 hora no Cenário 3 para o método SCS são apresentadas na Figura 5.14.

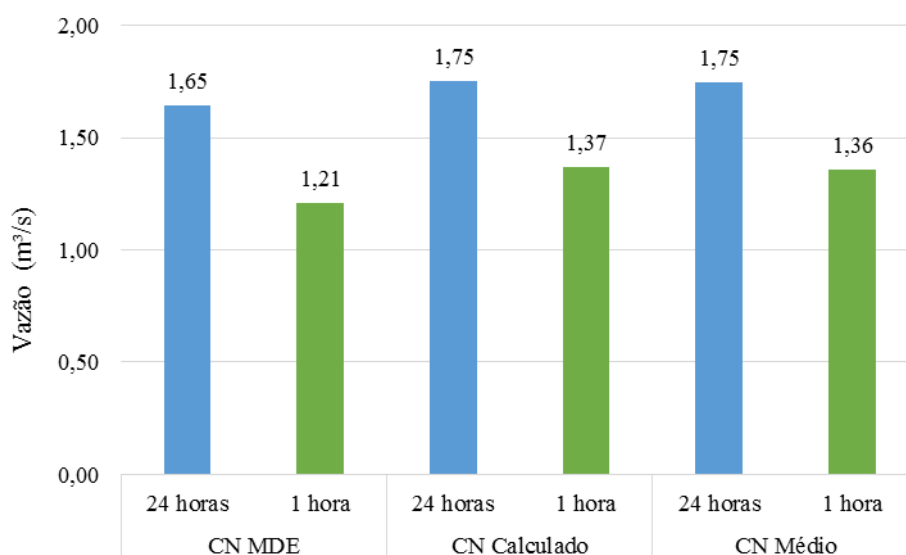


Figura 5.14 – Vazões efluentes do reservatório dual para precipitações com tempo de retorno de 10 anos – Cenário 3

A vazão da precipitação de 24 horas de duração é aproximadamente 27% maior que a de 1 hora para o “CN MDE” e 22% maior para o “CN Calculado” e “CN Médio”. A lâmina total precipitada para a duração de 24 horas é de 97,6 mm e para a de 1 hora é de 58,6 mm. Como as condições de uso de solo permanecem iguais, essa diferença de lâmina precipitada influencia nos volumes escoados superficialmente. Assim o volume escoado para duração de 24 horas ser em média 52% maior que a de 1 hora ocorre muito mais inundações na rede para precipitação de 24 horas. A Figura 5.15 apresenta o volume de inundações ao longo da rede de drenagem.

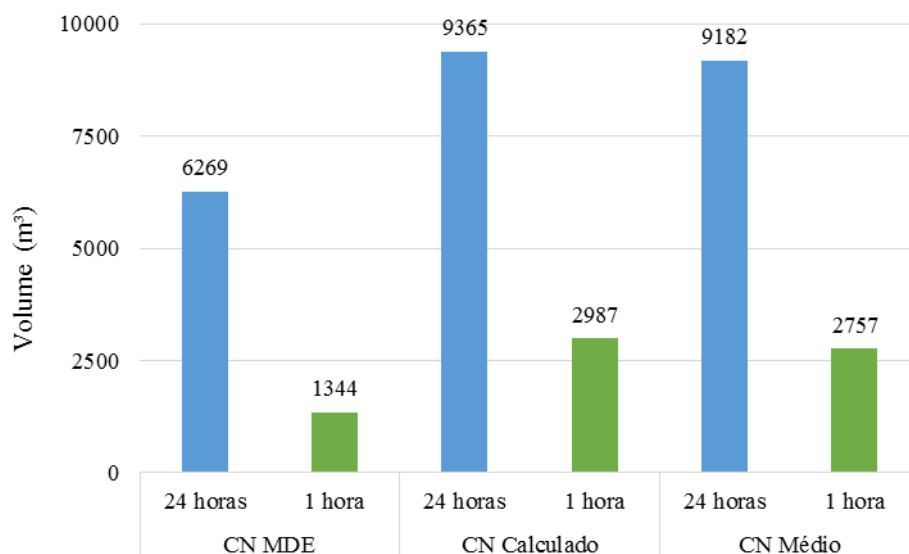


Figura 5.15 – Volume de inundações ao longo da rede de drenagem para precipitação com tempo de retorno de 10 anos

Na Figura 5.15 percebe-se que grande parte do volume precipitado se perde na rede de drenagem e não chega ao reservatório. Cerca de 9,6% do volume escoado superficialmente se perde devido a inundação na rede para duração de 1 hora, já para duração de 24 horas é em média de 16,3%. Essa perda significativa na rede na precipitação de 24 horas pode ser problemática para seguir as recomendações da Adasa quanto ao dimensionamento do reservatório de quantidade. Isso porque as rede de drenagem do DF são dimensionadas para atender precipitações com tempo de retorno de 10 anos e duração de 1 hora. Então ao simular reservatórios juntamente com a rede para 24 horas sempre haverá perdas devido inundações nos poços de visita.

## 6 CONCLUSÕES

O presente estudo analisou as redes de drenagem e os reservatórios de qualidade e quantidade, do condomínio urbanístico Porto Pilar, com o intuito de verificar o atendimento das restrições impostas pela Resolução nº9/2011 da Adasa e dos TR da NOVACAP de 2005 e 2019. Assim como comparar os valores de vazões obtidos nas simulações com os obtidos no projeto executivo.

As redes de drenagem não atenderam a todos os critérios impostos pelo TR da NOVACAP, vigentes à época do projeto executivo, de acordo com as simulações realizadas neste trabalho. Nas condições originais de projeto para o Cenário 1, em que se utilizou a curva IDF recomendada à época, verificou-se que em 10% das tubulações da rede 1 e 19% da rede 2 lâminas de água superiores a 82%. Para solucionar esse problema teria que verificar a possibilidade de aumentar a declividade desses trechos e/ou aumentar o diâmetros da tubulação. Outra possibilidade também seria de colocar tubulações de PEAD para reduzir o coeficiente de atrito.

Para a comparação das vazões obtidas pela simulação no *Drenesg* com as do projeto executivo foi necessário verificar a metodologia de cálculo das vazões tanto para no *Drenesg* quanto para o projeto executivo. Os valores de vazão com o projeto foram similares somente quando a metodologia de cálculo foi compatibilizada. No entanto, a diferença nos valores das áreas de contribuição e nas extensões da rede podem ter comprometido uma melhor comparação entre os resultados obtidos.

Para o dimensionamento da rede de drenagem no projeto executivo original utilizou-se um valor padrão do coeficiente de escoamento e não foi levado em consideração os diferentes valores de permeabilidade para cada uso e ocupação do solo. Ao levar em consideração essa permeabilidade pôde-se perceber que as vazões obtidas no projeto executivo podem estar subestimadas.

A rede de drenagem apresentou valores significativos de inundação para precipitação com tempo de retorno de 10 anos, dessa forma, sugere-se analisar a possibilidade de implementar medidas compensatórias ao longo da rede para minimizar problemas de inundação e sobrecarga.

De acordo com as simulações realizadas, os reservatórios de qualidade e quantidade encontram-se superestimados, mesmo considerando um tempo de 100 anos. Na simulação

dos reservatórios sem alterações, nenhuma das vazões efluentes respeitaram os limites máximos impostos pela Resolução nº9/2011 da Adasa.

A primeira alteração proposta no reservatório de qualidade foi alterar o diâmetro do orifício de descarga de forma que passasse a anteder a vazão máxima para esse reservatório. Feito isso, percebeu-se que as vazões afluentes do reservatório de quantidade eram mínimas. Dessa forma o reservatório de quantidade ficou subutilizado.

Devido a subutilização do reservatório de quantidade propôs-se, no Cenário 3, utilizar apenas o reservatório de qualidade para atender os limites de vazão de qualidade e quantidade. Dessa forma, a vazão de qualidade e quantidade são atendidas e o reservatório anteriormente utilizado como de quantidade pode servir para amortecer outras áreas de contribuição.

De forma geral, pode-se afirmar que as vazões efluentes dos reservatórios foram superestimadas para o método Racional.

O PCSWMM apresentou boa eficiência quanto a simulação hidráulica-hidrológica do sistema de drenagem com um todo e é uma ferramenta que facilita o estudo do manejo de águas pluviais. Foi possível verificar que os reservatórios estão superdimensionados e que os dispositivos de descarga não atendem os limites impostos pela Resolução nº9/2011 da Adasa. Entretanto, para representar a realidade da área de estudo seria necessário calibrar o modelo.

Para isso, recomenda-se utilizar o cadastro da rede construída e monitorar dados de vazão tanto nas entradas quanto nas saídas de cada reservatório. A utilização de pluviógrafos para monitorar a precipitação da área de estudo e poder analisar o quanto do volume escoado superficialmente realmente chega aos reservatórios.

Os reservatórios poderiam ser melhores analisados caso eles fossem simulados em duas dimensões no PCSWMM, isso permitiria compreender o fluxo de água dentro deles. Isso seria interessante principalmente para o reservatório de qualidade já que há duas entradas nele. Esse tipo de modelagem pode favorecer a maior proximidade do funcionamento do reservatório com a realidade.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ADASA, AGÊNCIA REGULADORA DE ÁGUAS, ENERGIA E SANEAMENTO DO DISTRITO FEDERAL. Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais Urbanas no Distrito Federal. Brasília, DF: Superintendência de Drenagem Urbana, Adasa, 2018. v. I.
- ADASA, AGÊNCIA REGULADORA DE ÁGUAS, ENERGIA E SANEAMENTO DO DISTRITO FEDERAL. Resolução nº 9, de 8 de abril de 2011. Estabelece os procedimentos para requerimento e obtenção de outorga de lançamento de águas pluviais. Brasília: Adasa, 2011.
- Araújo, A. S. (2018). Análise e proposição de medidas sustentáveis em drenagem urbana na região do Lago Norte – DF por meio de modelagem hidrológica-hidráulica. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 80 p.
- BROWN, L.C.; BARNWELL, T.O., (1987). The Enhanced Stream Water Quality Models QUAL2E and QUAL2e-UNCAS: Documentation and User's Manual. US Environmental Protection Agency, Athens, Georgia, Report EPA/600/3-87/007.
- Butler, D.; Digman, C.; Martopoulos, C.; Davies, J.W. Urban Drainage. 4. ed. Boca Raton, FL, USA: CRC Press, 2018. 587p.
- C3DRENESG4. Dimensionamento de redes de drenagem e esgoto urbanos. Disponível em: <https://tbn2net.com/C3DRENESG4>. Acesso em: 19 nov 2020.
- Canholi, A. P. *Drenagem urbana e controle de enchentes*. São Paulo: Oficina de Textos, 2014. ISBN 85-86238-43-0
- CBIC. Fundamentos BIM - Parte 3: Colaboração e Integração BIM. Brasília: CBIC, v. 3, 2016. Cap. 1, p. 74-120.
- Collischonn, W., Dornelles, F. – Hidrologia para Engenharia e Ciências Ambientais. Porto Alegre, 2013.
- EMBRAPA. 1978. Serviço Nacional de Levantamento e Conservação dos Solos. Levantamento de Reconhecimento dos Solos do Distrito Federal. Escala 1:100.000. Rio de Janeiro. EMBRAPA. SNLCS. Boletim Técnico. 455p.

- Franco, E. J. (2004) - Dimensionamento de bacias de retenção das águas pluviais com base no Método Racional - Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Curitiba, PR, 143 p.
- Gleick, P.H. Water in crisis. A guide to the world's freshwater resources. Oxford University. Press. 473 p. 1993.
- Gonçalves, T.D. (2007). Geoprocessamento como ferramenta de apoio à gestão de recursos hídricos subterrâneos do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado em Geologia na Área de Processamento de Dados e Análise Ambiental. Instituto de Geociências, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 88p.
- Hall, M.J. 1984. *Urban Hydrology*. Essex: Elsevier
- Hydrologic Engineering Center, (1986). HEC-5Q Simulation of Flood Control and Conservation Systems: Appendix on Water Quality Analysis. Hydrologic Engineering Center, US Army Corps of Engineers, Report CPD-5Q.
- Matias, M. G. B. (2006). Bacias de retenção: estudo de métodos de dimensionamento. Dissertação de Mestrado apresentada à Universidade do Porto.
- NOVACAP. Termo de referência e especificações para elaboração de projetos de sistema de drenagem pluvial no Distrito Federal. Brasília. 2005.
- NOVACAP. Termo de referência e especificações para elaboração de projetos de sistema de drenagem pluvial no Distrito Federal. Brasília. 2012.
- NOVACAP. Termo de referência e especificações para elaboração de projetos de sistema de drenagem pluvial no Distrito Federal. Brasília. 2019.
- PCSWMM. PCSWMM Applications. Disponível em: <https://www.pcswmm.com/application/72315/detention-pond-design>. Acesso em: 2 dez. 2019.
- Nix, S.J. and Tsay, T., Alternative strategies for stormwater detention, Water Res. Bull., 24, 3, Junho 1988.
- Paula, A. C. V. (2019). Estudo experimental e modelagem da lagoa de retenção do Guará-DF: Comportamento no amortecimento de cheias e na alteração da qualidade da água. Dissertação de Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos, Publicação



PTARH.DM 225/2019, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 156p.

PCSWMM. PCSWMM Applications. Disponível em: <https://www.pcswmm.com/application/72315/detention-pond-design>. Acesso em: 2 dez. 2019.

Porto, R. M – Hidráulica básica/ Rodrigo de Melo Porto. 4.ed – São Carlos, 2006

PRICE, R.K., KIDD, C.H.R., (1978). A design and simulation method for storm sewers. In: Halliwell, P.R. (Ed.), International Conference on Urban Storm Drainage. Pentech Press, London, 1978. pp. 327–337

Ravikumar B. Choodegowda. Design of a Detention Basin to Mitigate flood due to Temporal Change in Land use System in Urban Watershed. International Journal of Recent Scientific Research Vol. 6, Issue, 3, pp. 3021-3024, March, 2015

Righetto, A. M. (2009). Manejo De Águas Pluviais Urbanas. Projeto PROSAB, Editora ABES, Rio de Janeiro, 396p.

Rossman, L. A. Storm Water Management Model Reference Manual. Vol. I – Hydrology, 2016.

Rossman L. A. Storm Water Management Model Reference Manual. Vol. III – Water Quality, 2016.

Rossman, L. A. Storm Water Management Model Reference Manual. Vol. I – Hydraulics, 2017.

Rossman, L. A. Storm Water Management Model User's Manual Version 5.1. 2015.

Santini Junior, M. A. (2018). Modelagem hidráulica/hidrológica do escoamento superficial com a utilização do SWMM integrado ao SIG: o exemplo de Ilha de Soleira-SP. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia de Ilha de Soleira, Ilha de Soleira, SP, 171 p.

Santos, H. G.; Jacomine, P. K. T.; Anjos, L. H. C.; Oliveira, V. A.; Oliveira, J. B.; Coelho, M.R.; Lumberras, J. F.; Cunha, T. J. F. 2006. Sistema Brasileiro de Classificação de Solos – SBCS. 2ª ed. Rio de Janeiro: Embrapa solos. 306p.

- Sartori, A.; Genovez, A. M.; Neto, F. L. Classificação Hidrológica de Solos Brasileiros para a Estimativa da Chuva Excedente com o Método do Serviço de Conservação do Solo dos Estados Unidos Parte 2: Aplicação. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 10, n. 4, p. 19–29, 2005.
- Silva, T.J.B. (2017). Avaliação da Rede de Drenagem Urbana do Setor Habitacional Taquari – DF. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 79 p.
- Souza, F.P. (2014). Monitoramento e modelagem hidrológica da sub-bacia do Lago Paranoá – Brasília/ DF – e avaliação de bacias de retenção. Dissertação de Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos, Publicação PTARH.DM-165/2014, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 139.
- Souza, A. R. V (2019). Desenvolvimento de projeto básico de esgotamento sanitário e drenagem urbana para um setor do Pôr do Sol, Ceilândia-DF. Monografia de Projeto Final, Publicação 2019, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 171 p.
- Salisbury, A. B.; OBROPTA, C. C. Potential for Existing Detention Basins to Comply with Updated Stormwater Rules: Case Study. *Journal of Hydrologic Engineering*. v. 21, n. 1, 2016.
- TSUTIYA, M. T., BUENO, R. C. R. (2005). Contribuição de águas pluviais em sistemas de esgoto sanitário no estado de São Paulo. 23º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, Campo Grande, set 2005. Anais. Campo Grande, ABES, 2005.
- Tucci, Carlos E. M. Gestão da drenagem urbana/Carlos E. M. Tucci. Brasília, DF: CEPAL.
- Tucci, C. E. M. (2005). Modelos hidrológicos. ABRH, Porto Alegre – RS. Escritório no Brasil/IPEA, 2012. (Textos para Discussão CEPAL-IPEA, 48). 50p.
- Tucci, C. E. M. (2016). “Regulamentação da drenagem urbana no Brasil” REGA, Porto Alegre – RS, 13(1), 29-42.
- Volken, N.J. (2018). *Avaliação hidráulica e hidrológica de bacias de retenção – Estudo de caso da bacia de retenção do Guará II – DF*. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 70 p.