



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA AMBIENTAL

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

**ANÁLISE CUSTO-EFICIÊNCIA DO CONTROLE DO ESCOAMENTO POR
MEIO DE RESERVATÓRIOS DISTRIBUÍDOS**

DEBORAH LOPES CORREIA LIMA

JOÃO PESSOA

2019

DEBORAH LOPES CORREIA LIMA

**ANÁLISE CUSTO-EFICIÊNCIA DO CONTROLE DO ESCOAMENTO POR
MEIO DE RESERVATÓRIOS DISTRIBUÍDOS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Coordenação do Curso de Engenharia
Ambiental da Universidade Federal da Paraíba,
como pré-requisito para a obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Ambiental

Orientador: Prof. Gustavo Barbosa Lima da
Silva

JOÃO PESSOA

2019

Catálogo na publicação
Seção de Catalogação e Classificação

L732a Lima, Deborah Lopes Correia.

Análise Custo-Eficiência do Controle do Escoamento por
Meio de Reservatórios Distribuídos / Deborah Lopes
Correia Lima. - João Pessoa, 2019.

60 f. : il.

Orientação: Gustavo Barbosa Lima da Silva Silva.
Monografia (Graduação) - UFPB/CT.

1. Drenagem urbana, Reservatórios distribuídos, PCSWMM.
I. Silva, Gustavo Barbosa Lima da Silva. II. Título.

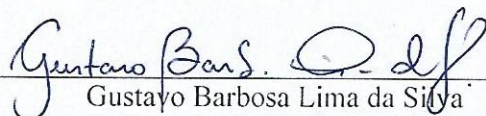
UFPB/BC

FOLHA DE APROVAÇÃO

DEBORAH LOPES CORREIA LIMA

ANÁLISE CUSTO-EFICIÊNCIA DO CONTROLE DO ESCOAMENTO POR MEIO DE RESERVATÓRIOS DISTRIBUÍDOS

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado em 06/05/2019 perante a seguinte Comissão Julgadora:



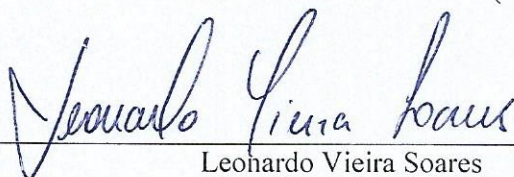
Gustavo Barbosa Lima da Silva
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

APROVADO



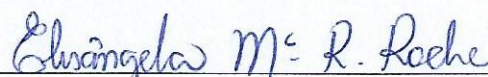
Adriano Rolim da Paz
Universidade Federal da Paraíba (UFPB)

APROVADO



Leonardo Vieira Soares
Universidade Federal da Paraíba (UFPB)

APROVADO



Profa. Elisângela Maria Rodrigues Rocha
Coordenadora do Curso de Graduação em Engenharia Ambiental

Elisângela M. R. Rocha
Coordenadora de Eng. Ambiental
CT/UFPB – Mat. 1821373

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pela força espiritual.

Aos meus pais, Zélia e Joaquim por serem o meu apoio em todos os momentos da minha vida e por representarem a forma de amor mais verdadeira que conheço.

À minha irmã Clara, por ser minha companheira de vida e por acreditar sempre em mim. Agradeço em especial pela ajuda na revisão deste trabalho.

A Érico, por todo carinho, apoio emocional e por me ajudar a recarregar minhas energias.

Ao meu orientador, Prof. Gustavo Barbosa Lima da Silva, pela dedicação, paciência e confiança durante a elaboração deste trabalho. Agradeço imensamente pelo tempo depositado para discussão deste projeto, isso foi importantíssimo para a construção do meu conhecimento. Meus sinceros agradecimentos.

Ao professor Adriano Rolim da Paz, pela oportunidade de fazer Iniciação Científica durante três anos. Agradeço por todo o incentivo, amizade e ensinamentos transmitidos, tanto acadêmicos quanto da vida. Gratidão!

Agradeço de maneira muito especial à Camila e a Victor, por toda a ajuda concedida para a execução desse trabalho.

Aos meus amigos de curso, com quem dividi toda a experiência acadêmica, onde sem eles, não teria graça alguma. Agradeço a Tallyson Tavares, Lucas Galvão, Amanda Queiroga, Daniela Fernandes, Elda Karoline, Maria Palitot, Adrielle Marques e Jefferson Alisson pela amizade. Em especial agradeço à Thalita Raquel Oliveira, a irmã que encontrei durante a vida, com quem dividi todas as alegrias e tristezas dessa jornada na Universidade e a Jonathan Antunes, um amigo que sempre extrai o melhor de mim e me faz ter fé em mim mesma.

Aos meus amigos da vida, “Pangolas”, por me mostrarem o verdadeiro significado de amizade e por estarem ao meu lado, dividindo comigo os bons e maus momentos da minha vida.

Ao PTARH, Programa de Pós-Graduação em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos da Universidade de Brasília, pela disponibilização de dados para o desenvolvimento deste estudo

A CHIWATER pela licença concedida do PCSWMM

RESUMO

A urbanização modifica o ciclo hidrológico, resultando em aumentos do volume escoado, da velocidade de escoamento e do pico das vazões. Associada ao processo de urbanização está a ineficiência dos sistemas de drenagem urbana tradicionais. Diante disso, as técnicas compensatórias se apresentam como alternativas que buscam controlar o escoamento, não transferindo o problema para jusante. Este trabalho buscou avaliar o uso de reservatórios distribuídos como uma alternativa de desenvolvimento de baixo impacto para controle do escoamento. Foi realizada a modelagem hidrológica por meio do PCSWMM para diferentes cenários, variando a localização dos dispositivos, bem como a área ocupada por cada reservatório. Para cada configuração foi analisada a relação entre o custo relativo a implantação dos reservatórios e a eficiência do sistema. Os resultados obtidos revelaram que mudanças na configuração espacial implicam em mudanças nos custos. Além disso, para o cenário de redução da área dos reservatórios, viu-se que, a redução da área em 30%, levou a uma redução do custo de 27%, ao passo que a eficiência do sistema foi reduzida em apenas 4%.

Palavras-chave: Drenagem urbana, Reservatórios distribuídos, PCSWMM.

ABSTRACT

Urbanization modifies the hydrologic cycle resulting in increases of runoff volume, velocity and peak flows. Associated with the process of urbanization is the inefficiency of traditional urban drainage systems. Given this fact, the compensatory techniques are presented as alternatives that aims to control the runoff, not only transferring the problem downstream. This study sought assess the use of dispersed storage tanks as a low impact development alternative for flow control. Using the PCSWMM, a hydrological modeling was performed for different scenarios, varying the location of devices, as well as the area occupied by each reservoir. For each configuration was analyzed the relationship between the cost and the efficiency of the system. The results obtained revealed that changes in spatial configuration imply changes in costs. In addition, for the reduction of the area of reservoirs, was found that the 30% reduction in the area, lead to a 27% cost reduction, while the efficiency of the system has been reduced by only 4%.

Keywords: Urban drainage, Distributed reservoirs, PCSWMM.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Representação de uma sub-bacia no SWMM	10
Figura 2 - Modelo da sub-bacia como um reservatório não linear	10
Figura 3 - Representação da seção transversal ao escoamento	11
Figura 4 - Curva de infiltração de acordo com a equação de Horton	13
Figura 5- Principais etapas do estudo	14
Figura 6 - Interface do PCSWMM	15
Figura 7 - Delimitação da área de estudo	16
Figura 8- Curvas de nível da área em estudo	17
Figura 9- Hietograma de projeto	19
Figura 10 - Traçado da rede de drenagem no PCSWMM.....	21
Figura 11 - Discretização da área de estudo	22
Figura 12- Área de drenagem superficial referente a cada nó da rede de microdrenagem	22
Figura 13 - Cenários avaliados	25
Figura 14 - Representação dos reservatórios simulados	27
Figura 15- Quantidade de ferro em função das áreas internas simuladas	30
Figura 16- Relação entre o somatório das espessuras e a área dos reservatórios	31
Figura 17- Hidrogramas resultantes para as situações de pré e pós urbanização	32
Figura 18 - Cenário com controle do escoamento gerado pelos telhados	33
Figura 19 - Comparação dos hidrogramas	34
Figura 20 - Comparação dos hidrogramas no exutório dos cenários de variação da localização	37

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Distribuição percentual dos usos do solo e tipo de superfície na área de estudo.....	17
Tabela 2- Parâmetros adotados para cálculo do Tempo de Concentração.....	19
Tabela 3 - Coeficiente de rugosidade de Manning para cada superfície	24
Tabela 4- Valores de armazenamento em depressão adotados	24
Tabela 5- Parâmetros adotados para o método de Horton	25
Tabela 6 - Serviços considerados na estimativa dos custos	28
Tabela 7 - Média e desvio padrão dos valores relativos ao quantitativo de ferro por elemento	30
Tabela 8- Média e desvio padrão dos valores relativos à espessura de cada elemento	32
Tabela 9 - Resumo do resultado dos cenários de localização analisados	36
Tabela 10 - Análises da redução da área do reservatório para o cenário 2	38
Tabela 11 - Análises da redução da área dos reservatórios para o cenário 3	38
Tabela 12 - Análises da redução da área dos reservatórios para o cenário 7	38

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ADASA	Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento Básico do Distrito Federal
BMP	Best Management Practices
CO	Centro Olímpico
EPA	Environmental Protection Agency
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
LID	Low Impact Development
NRCS	Natural Resources Conservation Service
PCSWMM	Personal Computer Storm Water Management Model
SEINFRA	Secretaria de Infraestrutura
SINAPI	Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil
SINDUSCON	Sindicato da Construção Civil do Distrito Federal
SUDS	Sustainable Urban Drainage Systems
SWMM	Storm Water Management Model
TERRACAP	Agência de Desenvolvimento do Distrito Federal
TC	Tempo de concentração
WSUD	Water Sensitive Urban Design

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	OBJETIVOS	2
1.1.1	<i>Objetivo Geral.....</i>	2
1.1.2	<i>Objetivos Específicos.....</i>	2
2	REFERENCIAL TEÓRICO	3
2.1	A URBANIZAÇÃO E SEU IMPACTO NO ESCOAMENTO SUPERFICIAL	3
2.2	DRENAGEM URBANA	4
2.2.1	<i>Drenagem urbana convencional</i>	4
2.2.2	<i>Drenagem urbana sustentável.....</i>	4
2.3	RESERVATÓRIOS PARA CONTROLE DE ESCOAMENTO	6
2.3.1	<i>Dimensionamento de reservatórios pelo método de Puls.....</i>	7
2.4	MODELAGEM DO ESCOAMENTO EM ÁREAS URBANAS	8
2.5	STORM WATER MANAGEMENT MODEL (SWMM).....	9
2.5.1	<i>Representação das sub-bacias</i>	9
2.5.2	<i>Modelagem do escoamento superficial.....</i>	10
2.5.3	<i>Processo de Infiltração</i>	12
2.5.4	<i>Modelagem do escoamento em galerias</i>	13
2.5.5	<i>Representação dos reservatórios</i>	14
3	METODOLOGIA.....	14
3.1	VISÃO GERAL	14
3.2	ÁREA DE ESTUDO	15
3.3	CHUVA DE PROJETO	17
3.4	REDE DE MICRODRENAGEM.....	20
3.5	DISCRETIZAÇÃO DA ÁREA POR SUB-BACIA.....	21
3.5.1	<i>Parâmetros da sub-bacia</i>	23
3.6	CARACTERIZAÇÃO DOS CENÁRIOS ANALISADOS.....	25
3.7	DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DOS RESERVATÓRIOS	27
3.8	ANÁLISE DE CUSTO	28
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO	32
5	CONCLUSÕES.....	39
6	REFERÊNCIAS	41
	APÊNDICE	45

1 INTRODUÇÃO

Nos centros urbanos a expansão das áreas pavimentadas juntamente com a redução das áreas verdes leva ao aumento da impermeabilização do solo, resultando no aumento da água escoada superficialmente e na diminuição da recarga dos aquíferos, pela impossibilidade de infiltração da água no solo.

O fato de o processo de urbanização no Brasil ocorrer de forma desordenada gera uma série de impactos, dentre eles estão: grande concentração populacional em pequenas áreas, aumento da periferia das cidades e ocupação das áreas de mananciais. Como consequência desse processo está o aumento da frequência e intensidade das inundações, gerando uma série de prejuízos à sociedade e ao meio ambiente. Como forma de solucionar esse problema são desenvolvidas práticas de drenagem urbana cujo objetivo é apenas remover as águas pluviais o mais rápido possível, o que na realidade só tende a transferir os impactos para jusante (SILVA, 2016; TUCCI, 2008a)

Diante da preocupação em relação aos impactos gerados pelo sistema de drenagem tradicional, surge então uma drenagem urbana com uma visão mais sustentável que busca o manejo das águas pluviais levando em conta aspectos quantitativos e qualitativos do escoamento. Por meio dessa nova visão, denominada *Low Impact Development* (LID), há a introdução de novas técnicas de drenagem, tidas como compensatórias, que utilizam os processos de armazenamento e/ou infiltração para conter o excesso da água da chuva, evitando assim a transferência do problema para jusante (SILVA, 2016).

Uma dessas técnicas amplamente utilizadas são os reservatórios de retenção, que ao armazenar parte do volume escoado superficialmente, permitem amortecer os picos de vazão, além de retardar a sua ocorrência. Vários estudos vêm sendo desenvolvidos para avaliar o desempenho de reservatórios no controle do escoamento superficial em diferentes escalas espaciais, desde o nível de lote (SILVEIRA; TUCCI; CRUZ, 1998; VILLANUEVA; TASSI, 2004) até o nível de bacia (AVILA; AVILA; SISA, 2016; SILVA JUNIOR; SILVA; CABRAL, 2017).

Existem também estudos que sugerem melhorias nos critérios de dimensionamento das unidades de armazenamento (NEVES *et al.*, 2005), assim como há trabalhos que buscam uma relação de melhor custo-eficiência na implantação dos reservatórios (BAPTISTA; PAZ, 2018; VILLANUEVA; TASSI, 2004). Nesses estudos a modelagem hidrológica aparece como uma ferramenta bastante utilizada, pois permite a simulação da resposta da área em estudo a diferentes situações.

Diante disso, o presente trabalho busca avaliar o controle do escoamento por meio de reservatórios distribuídos em diferentes cenários, avaliando a relação custo-eficiência. Para isso foi realizada a modelagem hidrológica por meio do modelo *Storm Water Management Model* (SWMM). Como estudo de caso, foi tomada uma quadra residencial na cidade de Brasília (DF).

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral

Avaliar o custo-eficiência do controle do escoamento por meio de reservatórios distribuídos, na escala de uma pequena área residencial.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Analisar a influência da localização dos reservatórios distribuídos no controle do escoamento e no custo de implantação.
- Avaliar a variação da eficiência e do custo global do sistema com o aumento da vazão de restrição.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 A urbanização e seu impacto no escoamento superficial

Segundo dados do IBGE (2010), o Brasil possui 84% de sua população vivendo em área urbana. Foi a partir do século XX que o processo de desenvolvimento urbano foi acelerado, resultando na concentração da população em pequenas áreas e aumento das comunidades subnormais, que na maioria das vezes se localizam na periferia das cidades (TUCCI, 2008b). Além disso, as obras de infraestrutura que são demandadas devido ao crescimento das cidades favorecem, em sua maioria, apenas a parcela da população de média e alta renda. Sendo assim, a população de baixa renda, localizada nas periferias, se encontram em uma situação de vulnerabilidade sócio ambiental, por estar ocupando áreas precárias ou propensas a riscos de desastres ambientais, como por exemplo, as margens de rios (CANHOLI, 2013).

Quando não planejado, o processo de crescimento das áreas urbanas traz consigo inúmeros impactos ao meio ambiente. Dentre esses impactos, os problemas relacionados ao escoamento das águas pluviais estão entre os mais críticos. Isso ocorre devido ao fato da urbanização ser responsável pela mudança do uso e ocupação do solo da região, a qual está associada à impermeabilização do solo, devido ao aumento do número das edificações e a pavimentação de ruas e calçadas (TASSI, 2002; VILLANUEVA *et al.*, 2011).

Deve-se entender que nas condições naturais do solo, quando a água da chuva atinge a superfície, parte dela pode retornar para a atmosfera por meio dos processos de evaporação e/ou evapotranspiração, outra parte infiltra no solo, podendo alimentar os reservatórios subterrâneos e outra parcela escoar superficialmente. Com as modificações da superfície do solo geradas pela urbanização, esses processos são alterados. A parcela de água que infiltraria é reduzida, enquanto há um aumento significativo do escoamento superficial, gerando assim um aumento do volume de água que chega à rede principal de drenagem. Além disso, devido às mudanças na superfície, a velocidade do escoamento aumenta, resultando assim em um aumento do pico das vazões e reduzindo o tempo em que esses picos ocorrem (BUTLER; DAVIES, 2004).

De maneira geral, o aumento da impermeabilização do solo somado à necessidade de se propagar o escoamento para jusante, o mais rápido possível, pode causar os seguintes impactos (TUCCI, 2005):

- Aumento da capacidade de escoamento, levando ao aumento das vazões máximas e da sua frequência;

- Maior geração de sedimentos, devido à falta de proteção do solo e da produção de lixo;
- Diminuição da qualidade da água superficial e subterrânea, devido à lavagem das ruas e as ligações clandestinas de esgoto.

Os impactos apontados representam a pressão sofrida pelos sistemas de drenagem urbana das cidades. Esses sistemas, em sua maioria, são limitados e não suportam o volume de água, o que resulta nos diversos problemas de alagamentos, enchentes e inundações. Diante disso, a população passa a enfrentar diversos transtornos, tais como: mortes, doenças de veiculação hídrica e perdas materiais.

2.2 Drenagem urbana

2.2.1 Drenagem urbana convencional

A drenagem urbana tida como clássica, teve seu início no século XX, na fase chamada higienista. Nessa fase, o conceito de drenagem estava associado à proposição de soluções com a finalidade de escoar as águas pluviais para longe do meio urbano, o mais rápido possível, com a finalidade de proteger a população de doenças e seus efeitos (TUCCI, 2008b).

Nas cidades brasileiras, os sistemas ainda funcionam inteiramente com o princípio higienista, onde as águas são transportadas para longe, por meio de canalizações. Estão atrelados a essa abordagem higienista, os problemas de redução do tempo de pico, aumento da vazão de pico e do volume escoado (TUCCI, 2005).

Além disso, com a urbanização cada vez mais intensa, o sistema tradicional tende a ficar obsoleto, resultando em obras cujo objetivo é aumentar a capacidade de escoamento, possibilitando o conduto a transportar um maior volume de água. Essas obras de ampliação geralmente possuem custos elevados e são responsáveis apenas pela transferência do problema para jusante, sem o solucionar. Essas obras ainda levam à uma falsa sensação de segurança na população com relação as inundações, fazendo com que as pessoas se instalem em áreas propensas a riscos, levando a grandes prejuízos. Outra questão é que ao se utilizar esse tipo de abordagem, se está limitando outros possíveis usos para as águas pluviais (TUCCI, 2008b).

2.2.2 Drenagem urbana sustentável

Buscando solucionar os desafios impostos pelo modelo de drenagem urbana convencional, surge a partir da década de 70 em alguns países o conceito de Drenagem Urbana Sustentável (TUCCI, 2008a). Tal conceito envolve técnicas alternativas ou compensatórias, que

buscam diminuir o volume escoado, manter o tempo de concentração da bacia, controlar as velocidades de escoamento e manter a qualidade da água da chuva. Essas técnicas têm por objetivo retornar ao máximo às condições hidrológicas locais existentes antes da urbanização (CANHOLI, 2013).

Dentro da ideia sustentável da drenagem urbana, surgem alguns conceitos como: *Best Management Practices* (BMP), *Low Impact Development* (LID), *Sustainable Urban Drainage System* (SUDS) e *Water Sensitive Urban Design* (WSUD). No Brasil, foi a partir da década de 90 que as medidas de BMP começaram a ser introduzidas (MIGUEZ *et al.*, 2014; SOUZA, 2014).

Villanueva *et al.* (2011) definem que a drenagem urbana sustentável é guiada pelos seguintes princípios básicos:

- Gestão sustentável;
- Visão integrada;
- Prevenção;
- Controle local dos impactos;
- Integração entre medidas estruturais e não estruturais;
- Bacia hidrográfica como unidade de planejamento;
- Complementariedade das ferramentas;
- Gestão eficiente da manutenção e controle;
- Participação pública.

Seguindo os princípios básicos, as técnicas sustentáveis utilizam como critério de projeto o seguinte aspecto: a vazão de pico da situação de pós urbanização deve ser inferior ou igual à vazão de pico da situação de pré-urbanização. Esse controle da vazão se dá por meio da aplicação de medidas estruturais (TASSI, 2002).

As medidas estruturais de controle podem atuar no lote, na microdrenagem e na macrodrenagem. Essas técnicas podem ter como processos básicos a infiltração, percolação e o armazenamento. Algumas dessas medidas são: biorretenção, telhado verde, jardins de chuva e pavimentos permeáveis, que além de serem responsáveis pela redução do volume escoado, funcionam como filtros, melhorando a qualidade da água (EPA, 2000).

Ao se planejar as medidas de controle a serem utilizadas é de fundamental importância ter conhecimento de quais aspectos interferem na eficiência do sistema em questão. Um desses aspectos é a configuração espacial das estruturas. Estudos realizados por Chang; Lo e Huang (2008) mostraram que a localização e a quantidade dos dispositivos BMPs tem alta influência

tanto no controle da quantidade e qualidade do escoamento quanto nos custos envolvidos. Os autores observaram que o cenário onde foi inserido o máximo de BMPs não foi o que apresentou o melhor custo-benefício, mostrando a importância de analisar diferentes configurações para alcançar uma situação ótima relacionando custo e eficiência.

2.3 Reservatórios para controle de escoamento

Dentre as medidas estruturais de controle estão os reservatórios de retenção. Segundo Park *et al.* (2012), eles são a medida mais comumente utilizada para controlar a vazão de saída da área, fazendo com que a mesma atinja a níveis semelhantes à situação de pré-urbanização. No Brasil, os reservatórios representam uma das medidas de controle mais facilmente aceita, devido à facilidade de execução, bem como pelo fato desse tipo de dispositivo já ser utilizado para outros propósitos, o que o torna mais conhecido pela população em geral (BAPTISTA; PAZ, 2018).

Já existe em algumas cidades do Brasil Manuais de Drenagem Urbana que trazem critérios de projeto para aplicação dos reservatórios. Como exemplo, tem-se os Manuais de Drenagem de Porto Alegre, Paraná e de Brasília. Isso mostra como o assunto vem se popularizando e sendo debatido no país.

Os reservatórios podem ser implementados a nível de lote, microdrenagem e macrodrenagem. Além disso, os dispositivos podem ser do tipo aberto ou enterrado. Os reservatórios abertos geralmente apresentam um menor custo, possuem uma maior facilidade de manutenção além de ser possível a sua integração com a paisagem. Os reservatórios fechados, por sua vez, têm um custo maior podendo ser de alvenaria ou concreto, mas têm a vantagem de não ocupar espaço na superfície.

O dimensionamento dos reservatórios ocorre com base na vazão de pico, no volume de escoamento que entra no dispositivo, na restrição da vazão máxima de saída da área de contribuição e no volume do reservatório necessário para atender a vazão de saída. O critério mais utilizado para adoção da vazão de restrição, ou seja, a vazão máxima que deve ser liberada pela unidade de armazenamento, é o critério da situação de pré-urbanização, onde a vazão de restrição deve ser menor ou no máximo igual à vazão máxima da mesma área para o cenário de pré-urbanização. A utilização de apenas esse critério para o dimensionamento vem sendo criticada, e trabalhos como Tassi e Villanueva (2004) e Baptista e Paz (2018) buscam critérios que levem em consideração a relação custo e eficiência do sistema.

O uso de reservatórios para amortecer as vazões vem sendo objeto de estudo de diversos trabalhos. Avila, Avila e Sisa (2016) realizaram a modelagem hidrológica do controle do escoamento utilizando reservatórios distribuídos em uma bacia urbana. Os autores analisaram diversos cenários, nos quais a mudança da localização dos dispositivos foi efetuada buscando quais alternativas eram mais eficientes em mitigar os riscos de inundação a jusante.

Além do controle do escoamento, o uso dos dispositivos de armazenamento pode estar associado à redução de custos na implementação da rede de drenagem a jusante. Ou seja, dependendo da configuração dos reservatórios, há uma demanda maior ou menor da microdrenagem a jusante, o que influencia diretamente nos custos (VILLANUEVA; TASSI, 2004).

2.3.1 Dimensionamento de reservatórios pelo método de Puls

O dimensionamento do reservatório pode ser feito por meio da aplicação do método de Puls. Esse método é baseado no princípio de conservação da massa, por meio da aplicação da equação da continuidade, sem considerar contribuição lateral, onde a relação entre o armazenamento e a vazão é obtida considerando a linha de água do reservatório horizontal (SILVEIRA; TUCCI; CRUZ, 1998; IPH, 2005).

Aplicando a equação da continuidade a um reservatório, tem-se a Equação (2.1):

$$\frac{dS}{dt} = I - Q \quad (2.1)$$

Onde: S= volume armazenado (m³); t= tempo (s); I= vazão afluente (m³/s) e Q= vazão de saída do reservatório (m³/s). Reescrevendo a Equação (2.1) em intervalos discretos, obtêm-se a Equação (2.2)

$$\frac{S_{t+\Delta t} - S_t}{\Delta t} = \bar{I} - \bar{Q} \quad (2.2)$$

Onde: \bar{I} e \bar{Q} representam valores médios da vazão afluente e da vazão de saída ao longo do intervalo de tempo Δt . Assim, a Equação (2.2) pode ser reescrita como a Equação (2.3):

$$\frac{S_{t+\Delta t} - S_t}{\Delta t} = \frac{I_t + I_{t+\Delta t}}{2} - \frac{Q_t + Q_{t+\Delta t}}{2} \quad (2.3)$$

Onde: I_t e $I_{t+\Delta t}$ = vazões de entrada no reservatório em t e t+ Δt ; Q_t e $Q_{t+\Delta t}$ são as vazões de saída do reservatório em t e t+ Δt ; S_t e $S_{t+\Delta t}$ são o volume do reservatório no tempo referido.

Os valores desconhecidos da Equação (2.3) são a vazão de saída e o volume no tempo $t+\Delta t$. Sendo assim, essa equação pode ser rearranjada e então tem-se a Equação (2.4), onde os termos desconhecidos aparecem do lado esquerdo e os termos conhecidos aparecem do lado direito.

$$\frac{2S_{t+\Delta t}}{\Delta t} + Q_{t+\Delta t} = I_t + I_{t+\Delta t} + \frac{2S_t}{\Delta t} - Q_t \quad (2.4)$$

Para determinação do termo $\frac{2S_{t+\Delta t}}{\Delta t}$, utiliza-se uma função que relaciona a área e a altura da lâmina de água do reservatório, então a partir disso obtém uma relação entre a área, altura e armazenamento do dispositivo. Já o termo desconhecido da vazão é obtido por meio da equação do orifício (Equação 2.5).

$$Q = C_d A \sqrt{2gh} \quad (2.5)$$

Onde: Q = vazão de saída do orifício (m^3/s); C_d = coeficiente de descarga; A = área do tubo de descarga (m^2); g = aceleração da gravidade (m/s); h = altura da lâmina d'água (m).

Sendo assim, a simulação do comportamento do reservatório se dá por meio dos seguintes passos:

- I. Inicialmente define-se o volume inicial do reservatório e a vazão associada a esse volume;
- II. Para o intervalo de tempo seguinte, calcula-se os termos da direita da Equação (2.4), já que todos são conhecidos. Vale salientar que as vazões de entrada do reservatório devem ser previamente estabelecidas, por meio da determinação do hidrograma de entrada;
- III. O termo da esquerda da Equação (2.4) é determinado por meio da aplicação das equações auxiliares;
- IV. Repete-se esses passos para os passos II e III para os intervalos de tempo seguintes.

2.4 Modelagem do escoamento em áreas urbanas

Para a realização dos estudos de drenagem urbana é essencial a quantificação do escoamento superficial. Nesse sentido, uma ferramenta muito válida e amplamente utilizada são os modelos hidrológicos que fornecem métodos eficientes para avaliar os processos hidrológicos na situação de pré e pós urbanização. Além disso, essas ferramentas possibilitam o estudo da eficácia de alternativas de controle do escoamento (FRY; MAXWELL, 2017).

Tucci (1998) define modelos hidrológicos como “a representação de algum objeto ou sistema, numa linguagem ou forma de fácil acesso e uso, com o objetivo de entendê-lo e buscar

suas respostas para diferentes entradas”. Por meio deles é possível representar fenômenos naturais do ciclo hidrológico.

Dentre os modelos hidrológicos estão os modelos “chuva-vazão” que representam os processos envolvidos no ciclo hidrológico entre a precipitação e a vazão. Por meio da utilização desse tipo de modelo é possível, a partir dos dados de chuva, estimar a vazão para diferentes cenários. A modelagem permite prever a resposta da bacia para ações distintas, como por exemplo, modificações no uso do solo, alteração do curso de um rio e precipitações extremas. Com base nessas informações é possível se antecipar aos eventos, auxiliando assim no processo de tomada de decisão (PAZ; COLLISCHONN, 2008; TUCCI, 1998).

Tucci (1998) apontou que a heterogeneidade física da área em estudo é um fator limitante da modelagem hidrológica. Esse fato tem levado ao desenvolvimento de modelos que discretizam a bacia, ou seja, subdividem a região para melhor representá-la. Como exemplo tem-se Krebs *et al.* (2014), que realizaram a modelagem hidrológica para áreas urbanas por meio de um modelo considerado de alta resolução, onde a discretização da área foi feita com base no tipo de superfície. Vale salientar que a resolução espacial considerada mais adequada vai depender do objetivo do estudo.

2.5 Storm Water Management Model (SWMM)

Dentre os modelos do tipo chuva-vazão, está o *Storm Water Management Model* (SWMM), que foi desenvolvido em 1971 pela Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos. O SWMM é um modelo de base física que simula a quantidade e a qualidade do escoamento superficial, para um único evento ou contínuo (ROSSMAN, 2012).

Desde a sua concepção, o SWMM é amplamente utilizado no mundo todo como uma ferramenta de gerenciamento de águas pluviais. Para a realização da modelagem o SWMM emprega os princípios de conservação de massa, energia e momento (GIRONÁS *et al.*, 2009).

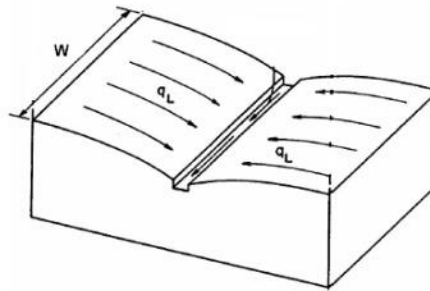
Neste modelo a variabilidade espacial é representada por meio da divisão da área de estudo em unidades menores chamadas sub-bacias. As sub-bacias são as unidades responsáveis por receber o dado de entrada (precipitação e/ou neve). O escoamento gerado nelas é conduzindo para outras sub-bacias ou pontos do sistema de drenagem (ROSSMAN, 2012).

2.5.1 Representação das sub-bacias

As sub-bacias representam as unidades que conduzem o escoamento para um único ponto de saída. Elas são representadas de forma simplificada como superfícies retangulares,

com declividade uniforme S e largura W , perpendicular ao escoamento, como mostra a Figura 1. Essas unidades podem ser divididas em áreas permeáveis e impermeáveis, onde as partes impermeáveis ainda podem ser divididas em duas subáreas: uma em que há armazenamento em depressão e outra que não contém (ROSSMAN, 2012).

Figura 1 - Representação de uma sub-bacia no SWMM

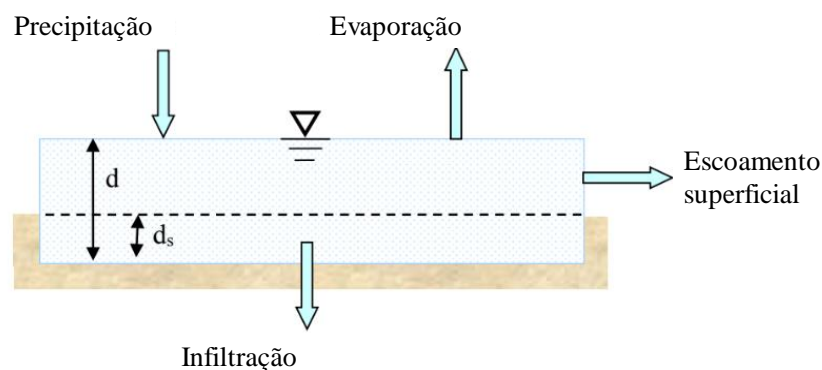


Fonte: Rossman (2012).

2.5.2 Modelagem do escoamento superficial

No SWMM a sub-bacia é entendida como um reservatório não linear onde a geração do escoamento superficial é determinado por meio do balanço hídrico nesse reservatório combinado com a equação de Manning (Figura 2). A contribuição de entrada de água pode ocorrer por meio dos diferentes tipos de precipitação e também pode ser proveniente de outras sub-bacias. Já a saída é resultado dos processos de infiltração, evaporação e escoamento superficial. Cada sub-bacia possui um valor de armazenamento em depressão ds , que representa a capacidade de armazenamento deste reservatório. Haverá geração de escoamento quando a lâmina de água total (d) exceder a lâmina armazenada (ds).

Figura 2 - Modelo da sub-bacia como um reservatório não linear



Fonte: Adaptado de Rossman e Huber (2016).

A variação da lâmina de água no reservatório com o tempo é dada pela aplicação do princípio da conservação da massa, como mostra a Equação (2.6).

$$\frac{\partial d}{\partial t} = i - f - e - q_L \quad (2.6)$$

Onde: d = lâmina de água sobre o reservatório (mm); i = intensidade de precipitação (mm/h); e = taxa de evaporação (mm/s); f = taxa de infiltração (mm/h); q_L = Escoamento superficial por unidade de área (m/s)

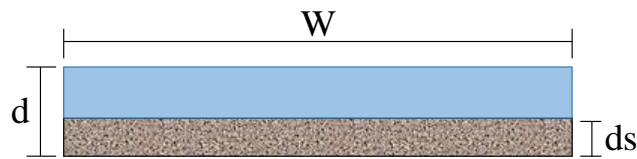
Assumindo que o escoamento na superfície se comporta como um fluxo uniforme de altura $d-d_s$, num canal retangular de largura W e declividade S , o escoamento superficial na sub-bacia pode ser expresso por meio da equação de Manning (Equação 2.7).

$$Q = \frac{1}{n} A_x \times R_H^{2/3} \times S^{1/2} \quad (2.7)$$

Onde: Q = escoamento superficial (m³/s); n = coeficiente de rugosidade de Manning; A_x = área da secção transversal ao escoamento (m²); R_H = raio hidráulico (m); S = declividade da sub-bacia (m/m).

Considerando a área da seção transversal como representada na Figura 3, onde a largura é dada por W e a lâmina do fluxo é diferença entre d e d_s , a área da seção transversal e o perímetro molhado podem ser expressos de acordo com as Equações (2.8) e (2.9), respectivamente.

Figura 3 - Representação da seção transversal ao escoamento



Fonte: Elaboração própria (2019).

$$A_x = W(d - d_s) \quad (2.8)$$

$$P = W + 2(d - d_s) \quad (2.9)$$

Assumindo-se a hipótese de que a largura da sub-bacia (W) é muito maior que a altura da lâmina ($d-ds$), pode-se adotar para o cálculo do raio hidráulico que $P=W$. A partir disso, tem-se a Equação (2.10):

$$R_H = d - ds \quad (2.10)$$

Substituindo (2.8) e (2.10) em (2.7), a equação de Manning pode ser escrita como na Equação (2.11).

$$Q = \frac{WS^{1/2}}{n} \times (d - ds)^{5/3} \quad (2.11)$$

Para obter a vazão de escoamento superficial por unidade de área, ou seja, a vazão específica, divide-se a Equação (2.11) pela área total da sub-bacia, obtendo-se a Equação (2.12).

$$q_L = \frac{WS^{1/2}}{An} \times (d - ds)^{5/3} \quad (2.12)$$

Onde: q_L = vazão específica

Os parâmetros: largura da sub-bacia (W), a declividade (S), a área (A) e o coeficiente de Manning (n) são parâmetros conhecidos para cada sub-bacia, informados pelo usuário do programa. Sendo assim, o termo $\frac{WS^{1/2}}{An}$ pode ser expresso por uma constante α , apenas para facilitar o manejo das equações. Assim, substituindo a Equação 2.12 na equação governante da conservação da massa (Equação 2.6), obtém-se a Equação 2.13.

$$\frac{\partial d}{\partial t} = i - f - e - \alpha(d - ds)^{5/3} \quad (2.13)$$

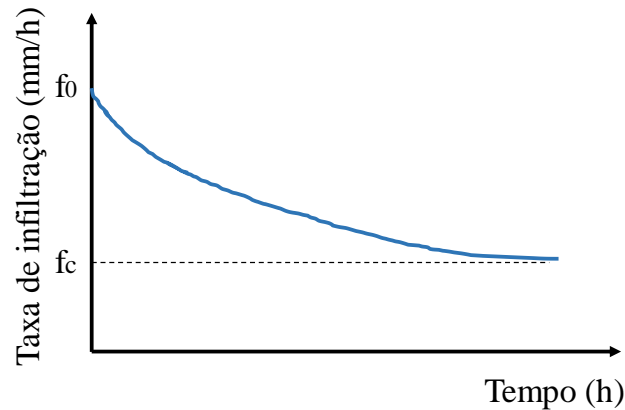
A solução da Equação 2.13 fornece a variação de d ao longo do tempo. Para cada valor de d , o escoamento superficial por unidade de área (q_L) pode ser determinado a partir da Equação 2.12. Nota-se que isso só ocorre quando d assume valor maior que ds . Para $d \leq ds$, tem-se que $q_L = 0$. Sendo assim, só há geração de escoamento quando a lâmina de água sobre o reservatório é maior do que a capacidade de armazenamento.

2.5.3 Processo de Infiltração

A água acima das sub-bacias pode infiltrar no solo das áreas permeáveis. O processo de infiltração pode ser representado no SWMM por meio de quatro modelos distintos: Método de Horton, Método de Horton modificado, Método Green-Ampt e Método SCS.

O modelo de infiltração utilizado neste estudo foi o de Horton. Esse modelo é representado por uma equação empírica, desenvolvida a partir de ensaios de campo (Equação 2.14). Tal método admite que a capacidade de infiltração do solo possui um valor inicial e que decresce de forma exponencial ao longo do tempo durante a precipitação, até atingir um valor mínimo constante, como representado na Figura 4.

Figura 4 - Curva de infiltração de acordo com a equação de Horton



Fonte: Autoria própria (2019).

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt} \quad (2.14)$$

Onde: $f(t)$ = capacidade de infiltração num instante qualquer (mm/hora); f_c = capacidade de infiltração em condição de saturação (mm/hora); f_0 = capacidade de infiltração quando o solo está seco (mm/hora); t = tempo (horas) e k = parâmetro que deve ser determinado a partir de medições no campo (hora^{-1}).

2.5.4 Modelagem do escoamento em galerias

O transporte do escoamento nos condutos é modelado de acordo com as leis de conservação da massa e quantidade de movimento, para fluxo gradualmente variado não permanente (as equações de Saint Venant). O SWMM possibilita resolver essas equações por meio da aplicação de três modelos hidráulicos de transporte:

- Fluxo de regime uniforme
- Onda Cinemática
- Onda Dinâmica

A escolha do modelo de resolução das equações está relacionada ao nível de sofisticação desejada e fenômenos que se deseja representar.

2.5.5 Representação dos reservatórios

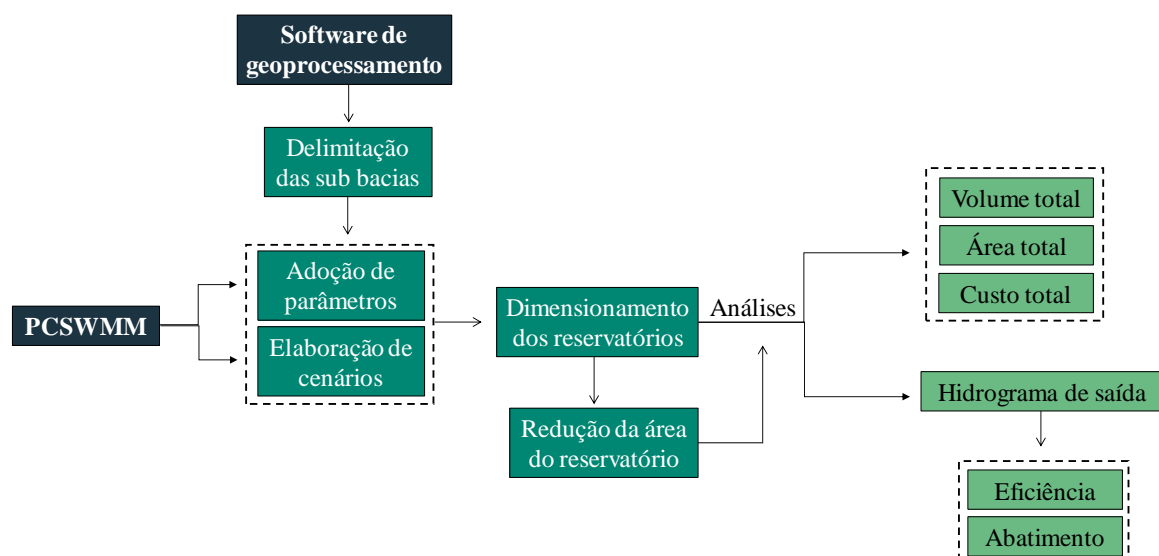
O SWMM entende os reservatórios como nós do sistema de drenagem capazes de armazenar determinados volumes de água. O seu dimensionamento se dá pela aplicação do método de Puls, onde o usuário deve fornecer como dado de entrada os seguintes parâmetros: cota de fundo; altura máxima da lâmina d'água e a relação entre a área e a profundidade do reservatório, que pode ser dada por meio de uma função ou tabela que relacione a área superficial à profundidade. Ainda é possível considerar a evaporação na unidade de armazenamento, bem como a possibilidade de ocorrência de alagamentos e a contribuição de fluxos externos (ROSSMAN, 2012).

3 METODOLOGIA

3.1 Visão geral

As principais etapas deste trabalho estão descritas na Figura 5. Inicialmente foi realizada a discretização espacial da área de estudo. Tal etapa foi executada em um *software* de geoprocessamento, onde cada superfície foi tomada como uma sub-bacia. A discretização foi incorporada ao *software* de modelagem hidrológica *Personal Computer Stormwater Management Model* (PCSWMM), que possui uma interface mais amigável que o SWMM, mas o modelo hidrológico e as equações que o regem são iguais ao SWMM. A partir disso, foram adotados para cada sub-bacia parâmetros distintos, de acordo com o tipo de superfície.

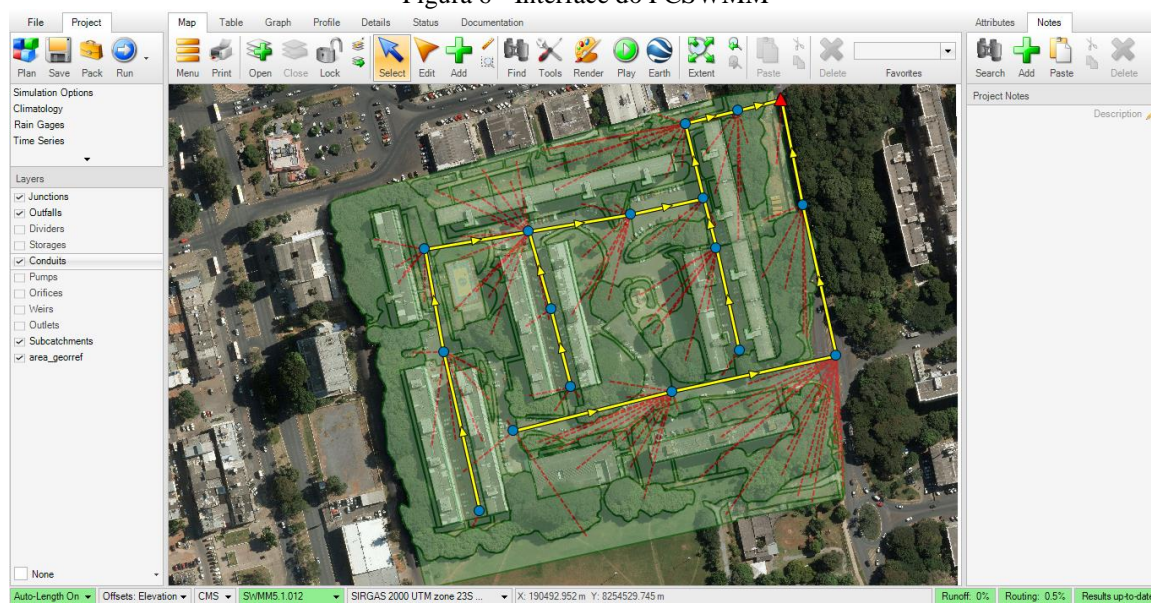
Figura 5- Principais etapas do estudo



Fonte: Autoria própria (2019).

A interface do PCSWMM pode ser vista na Figura 6, onde é possível identificar as sub-bacias e a rede de drenagem proposta para a área. Dentro do PCSWMM foram elaborados cenários com diferentes configurações de reservatórios. A partir disso foi realizado o dimensionamento dos reservatórios para cada cenário analisado, de acordo com os critérios de projeto adotados. Por fim, foi analisado para cada configuração proposta, o hidrograma de saída no exutório, avaliando a eficiência e o abatimento da vazão de pico, bem como foi realizada a análise do volume e da área total ocupada pelo conjunto de reservatórios, avaliando sempre o custo relativo à implantação das estruturas de controle.

Figura 6 - Interface do PCSWMM



Fonte: Autoria própria (2019).

3.2 Área de estudo

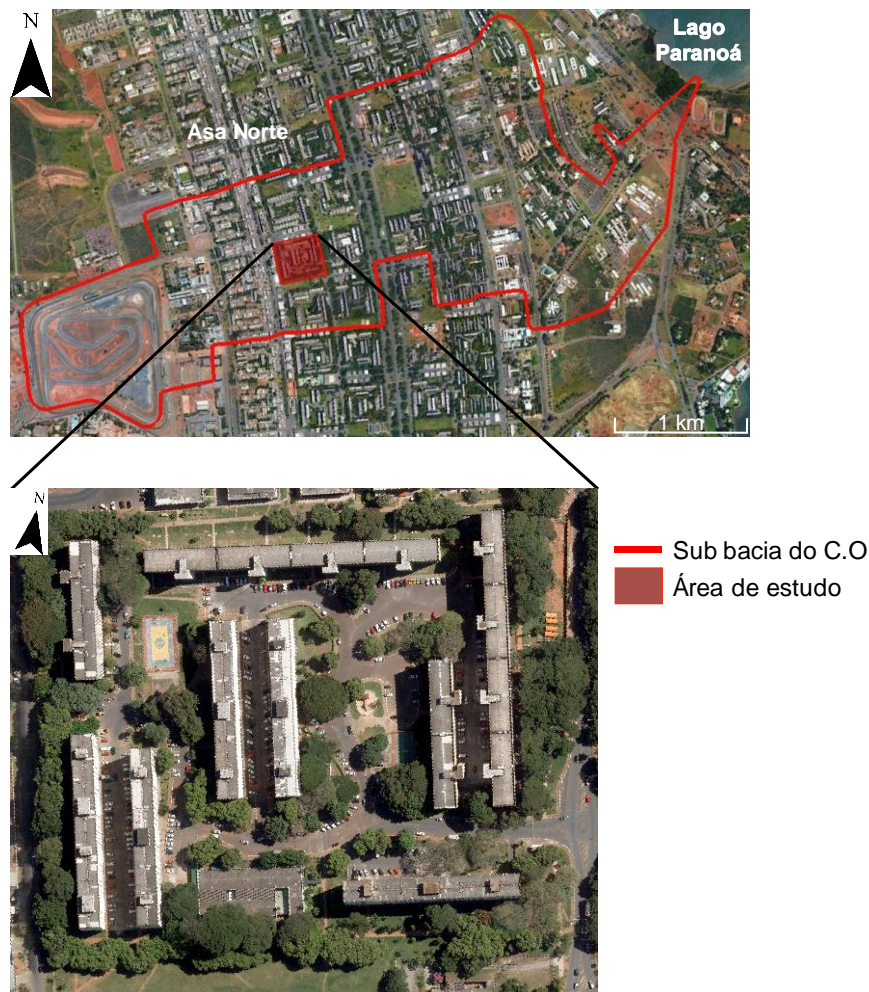
Para a realização deste trabalho foi tomada como área de estudo uma quadra residencial localizada na cidade de Brasília, no Distrito Federal. Essa área representa uma ocupação típica da cidade, formada por grandes blocos de apartamentos de uso residencial, extensas áreas de estacionamento e regiões arborizadas.

A área de estudo está inserida na chamada sub-bacia do Centro Olímpico (CO) (Figura 7), uma sub-bacia urbana, pertencente a Bacia Hidrográfica do Lago Paranoá, região central do Distrito Federal. A sub-bacia do CO possui como cabeceira o Autódromo Nelson Piquet, já o seu exutório fica localizado no Centro Olímpico da Universidade de Brasília. Tal sub-bacia apresenta uma predominância da ocupação residencial, com setores comerciais e hospitalares.

A região da sub-bacia do CO possui elevação variando desde 1000m até 1140m, onde a cota de menor elevação é a cota do Lago Paranoá (COSTA, 2013).

A cidade de Brasília, mesmo sendo planejada e com uma urbanização organizada, vem apresentando um aumento no número de pontos de alagamentos. Vários desses pontos estão inseridos na sub-bacia do CO. Além disso, a poluição difusa, compromete os mananciais, como por exemplo o Lago Paranoá, limitando o seu uso para abastecimento (COSTA, 2013; SOUZA, 2014).

Figura 7 - Delimitação da área de estudo



Fonte: Adaptado do Google Earth (2019).

A quadra residencial analisada neste estudo possui uma área total de 8,21 ha. A distribuição percentual dos usos do solo da área, bem como o tipo de superfície associado a eles, estão descritos na Tabela 1. Pode-se perceber que a região em estudo apresenta uma proporção de áreas permeáveis (49,5%) e impermeáveis (50,51%) equivalente.

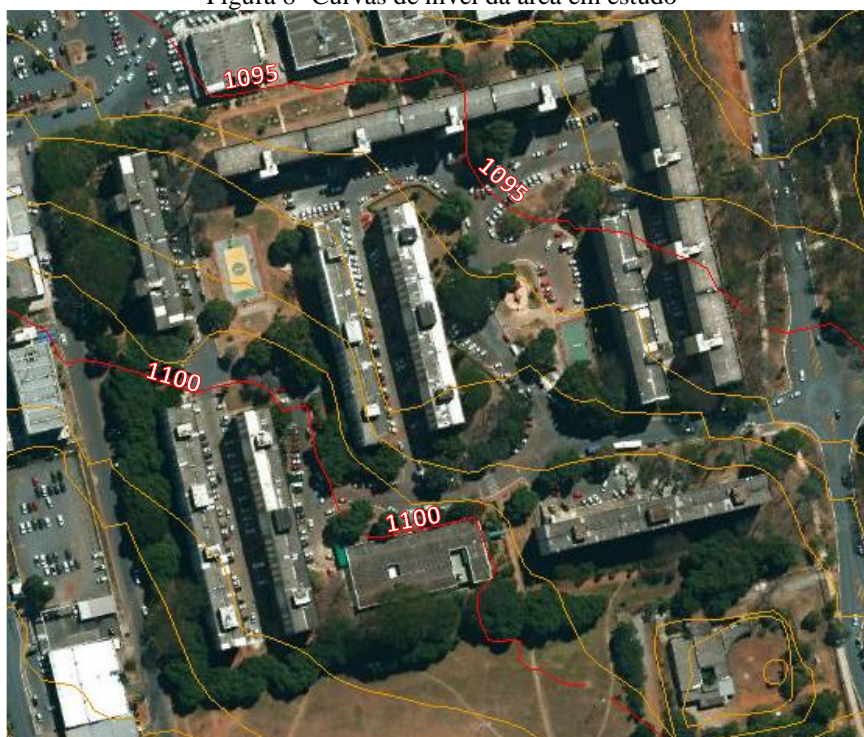
Tabela 1- Distribuição percentual dos usos do solo e tipo de superfície na área de estudo.

Tipo de superfície	Tipo de uso do solo	Área (ha)	Proporção de área (%)
Asfalto	Ruas	1.58	19.19%
Concreto	Calçada	1.12	13.64%
	Telhado	1.45	17.68%
Solo exposto	-	0.14	1.75%
Grama	Canteiro / Jardim	1.63	19.84%
Vegetação	-	2.29	27.91%
Σ		8.21	100%

Fonte: Autoria própria (2019).

Curvas de nível a cada um metro (Figura 8) foram obtidas para a área através do GeoPortal-DF, uma plataforma *online* de Sistema de Informações Territoriais e Urbanas do DF. Foi possível realizar o *download* do arquivo vetorial e incorporá-lo ao *software* de geoprocessamento.

Figura 8- Curvas de nível da área em estudo



Fonte: Adaptado do GeoPortal - DF (2019).

3.3 Chuva de projeto

Para a realização da modelagem hidrológica foi utilizada uma chuva de projeto, construída a partir da curva IDF (intensidade – duração – frequência) do DF (Equação 3.1), recomendada pelo Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais Urbanas do Distrito Federal (ADASA, 2018). Adotou-se um valor de Tempo de Retorno de 10 anos, também de acordo com as recomendações do mesmo manual.

$$i = \frac{1574,7 \times TR^{0,207}}{(td + 11)^{0,884}} \quad (3.1)$$

Onde, i = intensidade da chuva (mm/h); TR = o tempo de retorno (ano); td = duração do evento chuvoso (min).

Normalmente, em estudo de drenagem adota-se a duração da chuva de projeto como sendo igual ou maior ao tempo de concentração (T_c) da bacia (COLLISCHONN; DORNELLES, 2015). McCuen (2009) define tempo de concentração como o tempo que a gota de chuva leva para chegar no exutório partindo do ponto mais distante da bacia (em percurso hidráulico). Sendo assim, o T_c pode ser entendido como o tempo necessário para que toda a bacia contribua com escoamento no seu exutório.

Existem diversos métodos constituídos por formulações matemáticas que estimam o T_c , dentre eles está o proposto pelo *National Research Conservation Service* (NRCS), método amplamente utilizado nos Estados Unidos (GRIMALDI *et al.*, 2012). Esse método é composto por duas equações: uma para o cálculo do tempo de deslocamento em superfície (Equação 3.2), e outra para o escoamento em canais. Sendo assim, para cada trecho devem ser calculados os tempos de deslocamento e então o tempo de concentração é dado pela soma desses tempos relativos a cada trecho.

$$T_c = \frac{5,457 \times (n \times L)^{0,8}}{P_{24}^{0,5} \times S^{0,4}} \quad (3.2)$$

Onde, T_c = tempo de deslocamento em superfície (minutos); S = declividade do local (m/m); n = coeficiente de rugosidade de Manning; L = comprimento do trecho em questão (m); P_{24} = lâmina d'água precipitada em milímetros durante um evento com duração de 24 horas, considerando o tempo de retorno de projeto.

Para determinar o tempo de deslocamento em canais, o método utiliza a equação de Manning (Equação 3.3) para se obter a velocidade do escoamento e então, relacionando a velocidade com o comprimento do trecho, determina-se o tempo de deslocamento (Equação 3.4)

$$V = \frac{Rh^{2/3} \times S^{1/2}}{n} \quad (3.3)$$

Onde V = velocidade do escoamento em m/s; S = declividade do fundo em m/m; n = coeficiente de rugosidade de Manning e Rh = raio hidráulico em metros.

$$T_c = \frac{L}{V} \quad (3.4)$$

Onde T_c = tempo de deslocamento no canal (segundos); L = comprimento do trecho em questão (m) e V = velocidade de escoamento (m/s).

O tempo de concentração da região em estudo foi determinado com base nas características da área para a situação de pré-urbanização (Tabela 2). De acordo com a topografia do terreno, traçou-se um caminho do deslocamento da água, do ponto mais distante até o exutório e a partir disso obteve-se os dados de comprimento do trecho e declividade média. O valor de T_c encontrado foi de 142,80 min, sendo adotado o valor de 143 min para a duração do evento.

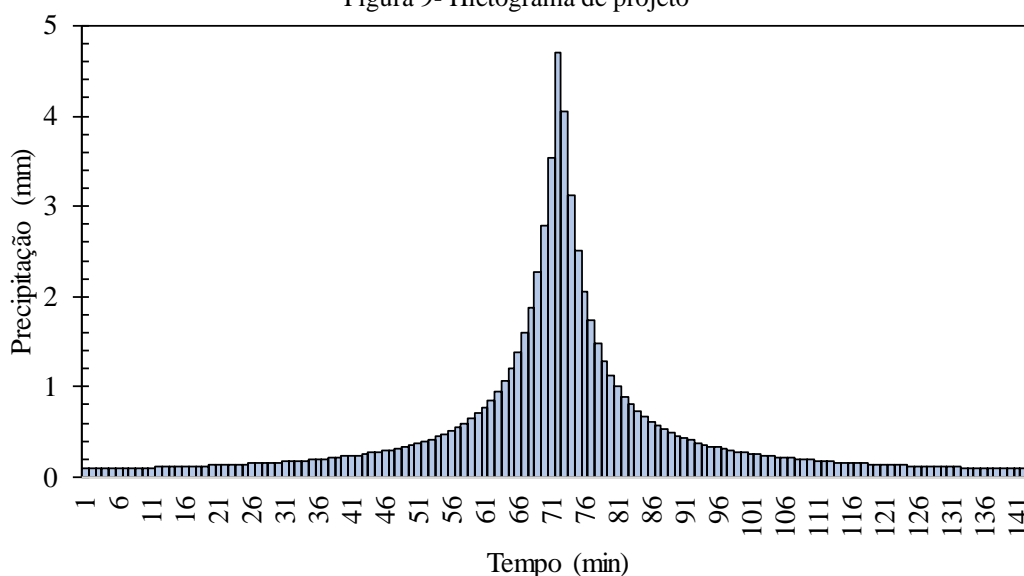
Tabela 2- Parâmetros adotados para cálculo do Tempo de Concentração.

n	0.40
L (m)	442.52
P24 (mm)	97.61
S (m/m)	0.03

Fonte: Autoria própria (2019).

A partir do cálculo do T_c foi possível determinar a intensidade da chuva. A lâmina total da chuva de projeto foi de 70 milímetros. Para realizar a distribuição temporal do evento, foi utilizado o método dos blocos alternados, onde o pico da precipitação foi localizado na metade da duração total. Foi utilizada então uma discretização de um minuto, obtendo assim o hietograma de projeto (Figura 9). Como o objetivo do estudo era comparar diferentes cenários, foi utilizada a mesma chuva de projeto em todas as situações analisadas. Vale salientar que os hidrogramas obtidos nos passos seguintes foram discretizados no mesmo espaço de tempo que o hietograma.

Figura 9- Hietograma de projeto



Fonte: Autoria própria (2019).

3.4 Rede de Microdrenagem

A partir da análise do arquivo fornecido pela ADASA (Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento Básico do Distrito Federal) contendo a microdrenagem para a região da sub-bacia do CO, viu-se que existiam inconsistências na região em estudo. Diante disso, tomando como base esse arquivo, foi proposto um traçado da rede de forma simplificada, representando apenas poços de visita e os condutos. Entende-se que essa simplificação não altera de forma significativa os resultados, visto que o objetivo principal é apenas considerar a existência da rede de microdrenagem nas simulações hidrológicas realizadas em seguida, e não estudar o comportamento do escoamento nos condutos em si.

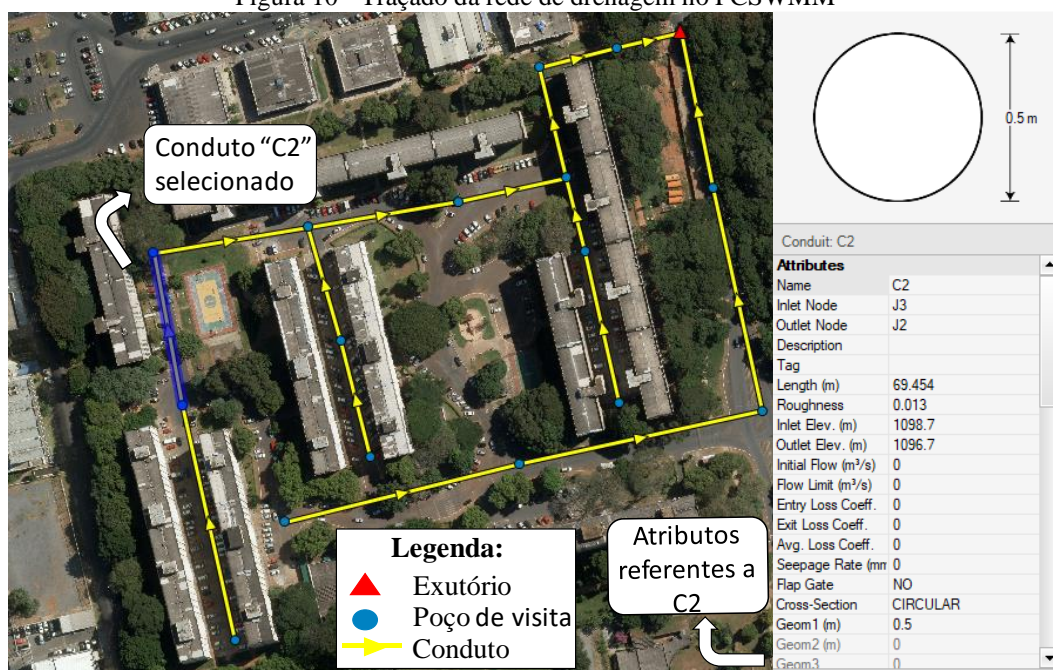
De acordo com o traçado disponibilizado pela ADASA, o diâmetro mínimo presente na área era de 400 milímetros, sendo assim, foi adotado esse mesmo valor para o dimensionamento da rede proposta. Outra consideração feita foi: a não necessidade de representar em detalhes os fenômenos associados ao escoamento nas galerias. Diante disso, foi escolhido o modelo de propagação da Onda Cinemática.

O dimensionamento da rede se deu da seguinte forma: tendo os dados de elevação do terreno e o comprimento do trecho (fornecido pelo PCSWMM ao se traçar o conduto), foi possível determinar a declividade do trecho. Considerando um recobrimento mínimo de 80 centímetros e que inicialmente todos os trechos possuíam diâmetro de 400mm, foi possível a partir disso, determinar a cota de montante e jusante de cada conduto.

Considerou-se uma tubulação de concreto com formato circular e coeficiente de rugosidade de Manning 0,013, seguindo valores propostos pelo Manual do programa. Foram então determinadas as áreas de contribuição para cada trecho (por meio da indicação de quais sub-bacias drenavam para quais nós da rede de drenagem) e em seguida realizou-se a simulação do escoamento. Viu-se que alguns trechos apresentaram *overflow*, ou seja, a simulação mostrava que o diâmetro escolhido não atendia à situação considerada, então aumentou-se o diâmetro onde foi indicado o problema e o diâmetro dos condutos a jusante. Repetiu-se esse procedimento até que não houvesse mais indicação de transbordamento. Por fim, os diâmetros na área variaram de 400 a 800 mm.

Na Figura 10 está representado o traçado da rede de drenagem proposto no PCSWMM. A tabela ao lado é referente ao conduto selecionado e traz alguns atributos relacionados ao conduto, que são as informações de entrada necessárias para realizar a simulação do escoamento.

Figura 10 - Traçado da rede de drenagem no PCSWMM



Fonte: Autoria própria (2019).

3.5 Discretização da área por sub-bacia

Para a realização da modelagem hidrológica utilizando o PCSWMM é necessário dividir a área de estudo em sub-bacias, que são unidades hidrológicas que conduzem o escoamento para um único ponto (ROSSMAN, 2012).

Neste estudo foi realizada uma discretização espacial por tipo de superfície, ou seja, cada sub-bacia apresenta um único tipo de superfície e propriedades únicas relativas à área homogênea. A imagem de satélite utilizada foi uma imagem de alta resolução, fornecida pela TERRACAP.

A discretização da área foi feita por meio da vetorização da imagem utilizando um *software* de geoprocessamento. Após inspeção visual, foram desenhados polígonos referentes a cada tipo de superfície e, em seguida, esses polígonos foram introduzidos no PCSWMM e caracterizados como sub-bacias. O resultado da divisão das sub-bacias é mostrado na Figura 11, onde é possível perceber quais tipos de superfície a área apresenta. Os telhados foram considerados como um tipo de superfície apenas para evidenciá-los, mas eles foram classificados como uma superfície formada por lajes de concreto.

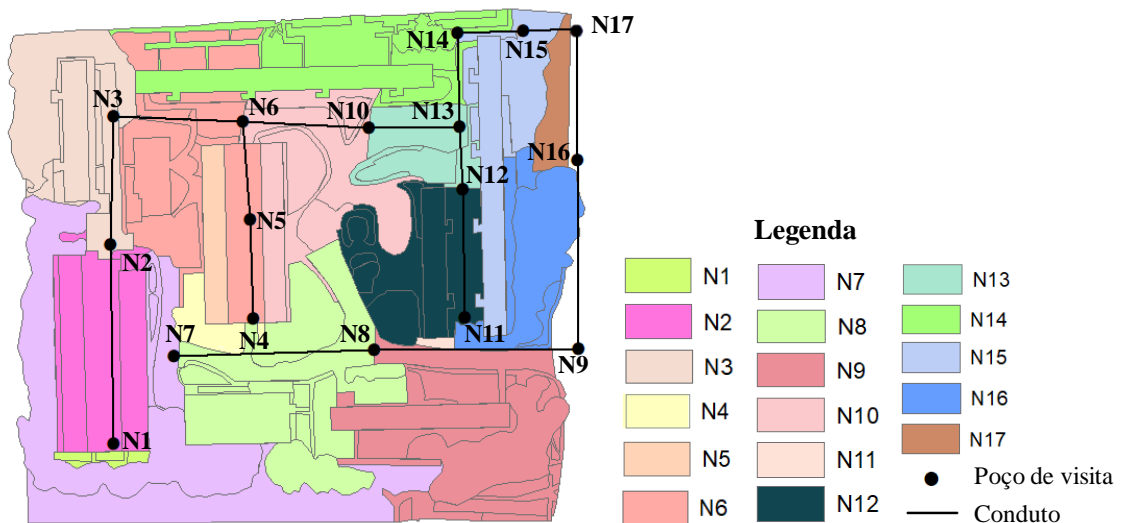
Figura 11 - Discretização da área de estudo



Fonte: Autoria própria (2019).

A partir da determinação das sub-bacias e do traçado da rede de microdrenagem foi possível determinar para quais pontos da rede as sub-bacias drenavam o escoamento. A escolha desses pontos se deu levando em consideração a declividade do terreno. Na Figura 12 estão representadas as áreas de drenagem superficial dos poços de visita, numerados como “Nn”, de acordo com a distribuição dos nós da rede de microdrenagem.

Figura 12- Área de drenagem superficial referente a cada nó da rede de microdrenagem



Fonte: Autoria própria (2019).

3.5.1 Parâmetros da sub-bacia

Para a execução da modelagem pelo PCSWMM, o usuário deve fornecer uma série de parâmetros referente a cada sub-bacia. Tais parâmetros estão listados abaixo:

- Área total
- Pluviômetro ao qual a sub-bacia está ligada
- Exutório
- Largura total do escoamento (W)
- Declividade do terreno
- Coeficiente de rugosidade de Manning
- Armazenamento em depressão
- A porcentagem de solo impermeável isenta de armazenamento em depressão,
- Parâmetros referentes ao modelo de infiltração escolhido

Ao introduzir os polígonos referentes às sub-bacias, o PCSWMM reconhece a área do objeto. Então o parâmetro área foi calculada dentro do próprio *software*. O pluviômetro é a unidade do PCSWMM que contém a chuva de projeto adotada. Foi considerado um único pluviômetro para a área, então todas as sub-bacias foram ligadas a ele, ou seja, a chuva de projeto foi distribuída uniformemente na área.

Neste trabalho foi adotado que o ponto de saída de cada sub-bacia era um nó do sistema da rede de microdrenagem, ou seja, não foi considerada a propagação de escoamento entre as sub-bacias. Além disso, devido à discretização por superfície, adotou-se que as sub-bacias ou eram 100% permeáveis ou 100% impermeáveis.

O valor de W para cada sub-bacia foi determinado por meio da utilização da Equação 3.5.

$$W = k\sqrt{A} \quad (3.5)$$

Onde: k = parâmetro adimensional ($0,2 < k < 5$); A = área da sub-bacia.

Krebs *et al.* (2014) realizaram um estudo em diversas sub-bacias e observaram que o valor do parâmetro K variou dentro do intervalo de 0,5 a 1,1, sendo 0,7 o valor mais frequente. Diante disso, foi adotado neste trabalho $K = 0,7$. Ou seja, a sub-bacia foi entendida como um retângulo, onde a largura do escoamento é igual a 70% da largura da sub-bacia.

As declividades para cada sub-bacia foram obtidas tomando por base as curvas de nível. O coeficiente de rugosidade de Manning foi determinado para cada tipo de superfície, de acordo com tabelas existentes no manual do SWMM (ROSSMAN, 2012). A superfície do tipo solo exposto teve o valor de Manning adotado de acordo com Silva (2006). Os valores definidos para os diferentes tipos de superfície estão na Tabela 3.

Tabela 3 - Coeficiente de rugosidade de Manning para cada superfície

Superfície	Coef. de Manning
Asfalto	0,011
Calçada	0,012
Solo exposto	0,012
Telhado	0,013
Vegetação	0,400
Grama	0,150

Fonte: Autoria própria (2019).

Os valores referentes ao armazenamento em depressão foram adotados de acordo com tabelas sugeridas pelo manual do SWMM (ROSSMAN, 2012). Foi considerado que toda a sub-bacia impermeável possuía um determinado valor desse parâmetro. Na Tabela 4 estão listados os valores escolhidos para cada tipo de superfície.

Tabela 4- Valores de armazenamento em depressão adotados

Superfície	Armazenamento em depressão (mm)
Asfalto	1,905
Calçada	1,905
Solo exposto	3,810
Telhado	1,905
Vegetação	5,080
Grama	3,810

Fonte: Elaboração própria (2019).

O método de infiltração utilizado neste estudo foi a curva de Horton. Tal escolha se deu devido ao fato de haver uma equação proposta por Silva (2006), resultante do ajuste do modelo de Horton às simulações realizadas com chuvas artificiais para parcelas de solo na região do Distrito Federal. A equação escolhida para determinar a infiltração nas sub-bacias neste estudo foi a equação referente à parcela de solo exposto (Equação 3.6).

$$f(t) = 47,2 + (367,8 - 47,2)e^{-59,3t}$$

(3.6)

Para reduzir a influência das condições iniciais de umidade do solo na determinação da chuva efetiva, adotou-se a capacidade de infiltração inicial, ou seja, a capacidade de infiltração quando o solo está seco (f_0) igual a capacidade de infiltração em condição de saturação (f_c). Essa consideração leva a situação menos favorável de infiltração, ou seja, um cenário mais crítico em relação à geração de escoamento superficial. Sendo assim, os parâmetros da equação de Horton utilizada neste estudo estão relacionados na Tabela 5.

Tabela 5- Parâmetros adotados para o método de Horton

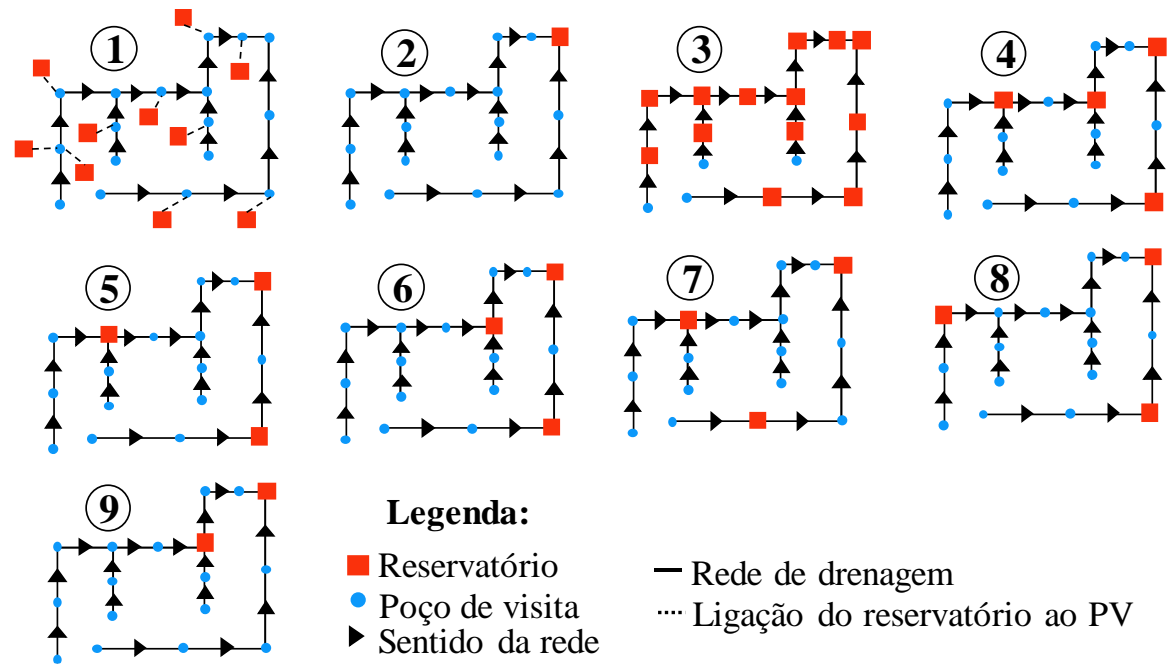
f_0	f_c	k
47,2	47,2	59,3

Fonte: Autoria própria (2019).

3.6 Caracterização dos cenários analisados

Estão esquematizados na Figura 13 os nove cenários avaliados neste estudo. No cenário 1, foram dispostos reservatórios para conter o escoamento apenas dos telhados, visando avaliar qual o impacto dessa configuração na vazão de saída do exutório. Nos cenários seguintes, os reservatórios foram distribuídos em pontos da rede de drenagem, com o objetivo de estudar a influência da localização dos dispositivos.

Figura 13 - Cenários avaliados



Fonte: Autoria própria (2019).

Inicialmente se fez necessário realizar a modelagem para a situação de pré-urbanização, para quantificar a vazão de saída da área para essa condição. Neste cenário, todas as sub-bacias foram consideradas permeáveis, com um uso do solo adotado de vegetação rasteira leve, com um coeficiente de Manning de 0,4. Foi considerada a rede de drenagem nessa condição, com as mesmas sub-bacias drenando para os mesmos pontos, como em todos os cenários avaliados.

Além disso, para entender o efeito de qualquer dispositivo proposto, foi fundamental também a modelagem para o cenário atual, ou seja, com o uso do solo da forma que se encontra atualmente. Vale salientar que como o objetivo era comparar cenários, foi utilizada a mesma chuva de projeto e as mesmas condições de infiltração para todas as situações.

Outra análise foi realizada para verificar a variação da eficiência do sistema e do custo global considerando restrições mais toleráveis para as vazões de saída dos reservatórios, ou seja, acima do valor de pré-urbanização. Para obter o aumento nas vazões de saída, as áreas dos reservatórios foram reduzidas simultaneamente em 5%, 10%, 20% e 30%. Para cada reservatório foram realizadas mudanças apenas na área, mantendo o diâmetro do orifício obtido no dimensionamento para a situação original, o que levou a um aumento da altura do dispositivo. Por questões de simplificação, foram escolhidos apenas três cenários para realizar esse estudo, sendo eles os cenários 2, 3 e 7.

Como mencionado, as simulações foram avaliadas em função da eficiência e do custo total do cenário. Outro parâmetro utilizado para avaliação foi o abatimento da vazão de pico. Vale destacar que eficiência representa o quanto a vazão máxima simulada se aproxima da vazão máxima de pré-urbanização (Equação 3.7) Já o abatimento (ab), representa em termos percentuais quanto da vazão máxima simulada foi reduzida em comparação com a vazão máxima do cenário de pós urbanização (Equação 3.8)

$$ef = \frac{Q_{m\acute{a}x,sim} - Q_{m\acute{a}x,p\acute{o}s}}{Q_{m\acute{a}x,pr\acute{e}} - Q_{m\acute{a}x,p\acute{o}s}} \cdot 100 \quad (3.7)$$

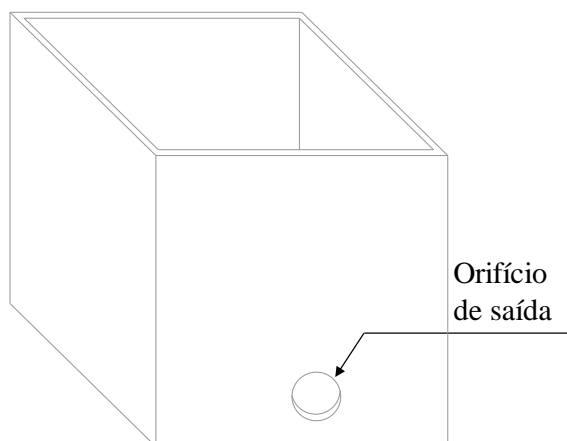
Onde: ef = eficiência (%); $Q_{m\acute{a}x,sim}$ = vazão máxima simulada (m^3/s); $Q_{m\acute{a}x,p\acute{o}s}$ = vazão máxima do cenário de pós urbanização (m^3/s); $Q_{m\acute{a}x,pr\acute{e}}$ = Vazão máxima do cenário de pré-urbanização.

$$ab (\%) = 1 - \left(\frac{Q_{m\acute{a}x,sim}}{Q_{m\acute{a}x,p\acute{o}s}} \right) \quad (3.8)$$

3.7 Dimensionamento hidráulico dos reservatórios

Neste estudo os reservatórios foram considerados como estruturas de concreto armado, com dimensões quadradas e enterrados no solo, como esquematizado na Figura 14. Foram desconsiderados os efeitos de evaporação nas unidades e a possibilidade de alagamento.

Figura 14 - Representação dos reservatórios simulados



Fonte: Autoria própria (2019).

A cota de fundo do reservatório foi tomada como a cota mais baixa dos condutos afluentes a ele. A relação entre a área e a profundidade foi determinada por meio da curva funcional (Equação 3.9), onde foi considerado que a área permanece a mesma independentemente da profundidade.

$$\text{Área} = A \times \text{profundidade}^B + C \quad (3.9)$$

Onde, A= área do reservatório; B=0 e C=0.

O orifício de saída do reservatório é uma unidade independente no PCSWMM, onde o usuário deve informar o diâmetro e o coeficiente de descarga. Foram considerados neste estudo orifícios de formato circular, com um coeficiente de descarga padrão de 0,65 para todos os elementos.

Foi adotada uma altura máxima da lâmina d'água de dois metros e um diâmetro mínimo de 0,05 metros. A partir desses critérios, foi realizado o dimensionamento por tentativa e erro. Vale ressaltar que o dimensionamento foi realizado de montante para jusante, pois os reservatórios a montante interferiam nos dispositivos de jusante. O dimensionamento foi

considerado concluído quando a vazão de saída do reservatório correspondeu à vazão de restrição relativa a área de contribuição de cada unidade de armazenamento.

3.8 Análise de Custo

O orçamento dos reservatórios dimensionados foi feito com base no levantamento de insumos e serviços realizado por Baptista e Paz (2018). A Tabela 6 resume os serviços considerados no custo total da obra. A composição de custos unitários dos serviços pode ser consultada nos Anexos de A a D.

Tabela 6 - Serviços considerados na estimativa dos custos

Item	Unidade
Escavação	m ³
Lastro de concreto da base	m ³
Chapisco nas laterais	m ²
Fôrma para as paredes	m ²
Fôrma para laje de fundo	m ²
Fabricação do escoramento da laje	m ²
Montagem e desmontagem do escoramento da laje	m ²
Dosagem, preparo e mistura do concreto	m ³
Transporte, lançamento, adensamento e acabamento do concreto	m ³
Armação das paredes	kg
Armação das lajes	kg
Impermeabilização interna	m ²
Impermeabilização externa	m ²
Limpeza	m ²
Preenchimento, carregamento e descarregamento de caminhões basculantes	m ³

Fonte: Adaptado de Baptista e Paz (2018).

Os preços dos materiais de cada composição, bem como o custo por hora dos trabalhadores, foram obtidos através do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI), o sistema de referência de preços de insumos e de custos de composições de serviços, divulgado pela Caixa Econômica Federal, atualizado em março de 2019. Os salários dos funcionários foram atualizados de acordo com o Sindicato da Construção Civil do Distrito Federal (SINDUSCON/DF, 2019). A composição de preço da retroescavadeira foi considerada com base no portal oficial da Secretaria de Infraestrutura do Estado do Ceará (SEINFRA/CE; CEARÁ, 2017). Foram considerados esses dados, mesmo que desatualizados, por questão de simplificação, pelo fato de já haver o levantamento de custos para esses itens, resultantes do estudo de Baptista e Paz (2018) e por entender que isso não

resultaria em significativas mudanças no resultado final, não se afastando assim, do objetivo deste estudo.

A descrição detalhada dos serviços considerados para execução dos reservatórios, bem como os cálculos utilizados e as considerações adotadas para realizar o dimensionamento estrutural, podem ser encontradas no trabalho de Baptista (2016).

Para realizar o orçamento como determinado pela composição de custos para os reservatórios dimensionados neste estudo, foi necessário realizar algumas estimativas para quantificar alguns dos serviços. Essas estimativas foram feitas com base no trabalho de Baptista e Paz (2018) que realizaram o dimensionamento hidráulico e estrutural de dezenas de reservatórios com dimensões distintas. A partir desse trabalho e tomando como base o banco de dados utilizado pelos autores citados, foram realizadas simplificações, permitindo assim, o uso da metodologia de cálculo estrutural neste estudo.

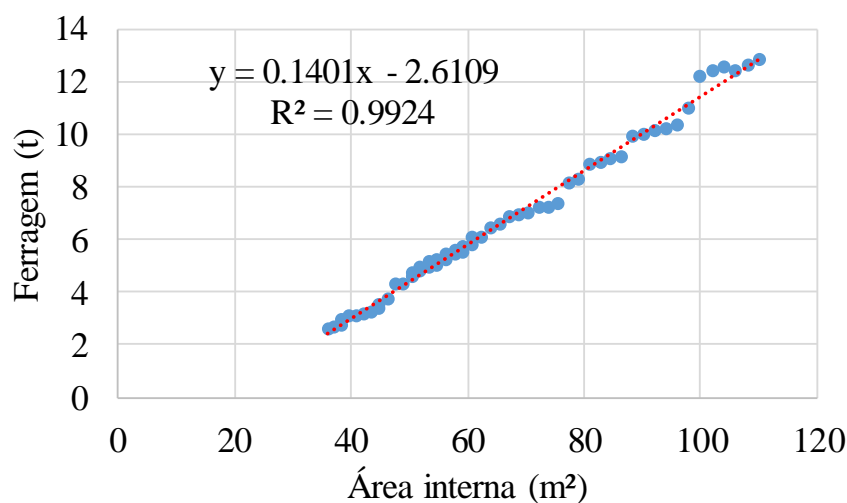
O banco de dados ao qual se teve acesso para a realização do orçamento foram planilhas desenvolvidas com o uso do *software* Excel, onde os cálculos dos quantitativos de cada reservatório estavam automatizados. Então, a partir disso, foi possível obter o custo total de cada reservatório.

Seguem abaixo as estimativas utilizadas para quantificar os serviços.

Estimativa do quantitativo da ferragem

Em seus estudos, Baptista e Paz (2018) analisaram que havia uma relação linear entre a área do reservatório e a quantidade de ferro presente na estrutura. Ao traçar uma linha de tendência, viu-se que o coeficiente de correlação (R^2) apresentou valor considerado excelente, como mostra a Figura 15. Por meio da equação obtida que determina a quantidade total de ferros (em toneladas) a partir do valor da área interna, foi possível estimar a quantidade de ferro para cada um dos reservatórios obtidos nos cenários analisados neste estudo.

Figura 15- Quantidade de ferro em função das áreas internas simuladas



Fonte: Autoria própria (2019).

Como a equação gera o quantitativo total das ferragens no reservatório, foi necessário aplicar um fator capaz de relacionar a quantidade de ferro total com a quantidade de ferro relativa a cada elemento estrutural do reservatório, ou seja, a quantidade de ferro existente nas paredes, nas lajes de tampa e de fundo, bem como nas ligações e abertura. Se fez necessário a obtenção do quantitativo de ferragem para cada item, pois o objetivo era realizar o orçamento, que foi determinado com base na composição de custos que exigiu essa análise separadamente.

O fator utilizado para relacionar os valores foi obtido a partir da média dos valores percentuais da quantidade de ferro em cada item, para cada um dos reservatórios simulados por Baptista e Paz (2018), ou seja, para cada reservatório simulado por eles, foi calculada qual a porcentagem de ferro referente à laje de fundo, por exemplo, em relação à quantidade de ferro total e a partir dessa porcentagem encontrada para cada reservatório, calculou-se a média que foi utilizada como o fator de relação. Na Tabela 7 estão apresentados os valores das médias para cada item, bem como o desvio padrão da amostra de dados analisada.

Tabela 7 - Média e desvio padrão dos valores relativos ao quantitativo de ferro por elemento

	Tampa	Fundo	Paredes 1 e 2	Paredes 3 e 4	Ligações	Abertura
Média	15,1 %	20,0 %	16,1 %	16,1 %	32,5 %	0,1 %
Desvio padrão	0,0140	0,0212	0,0333	0,0334	0,0595	0,0006

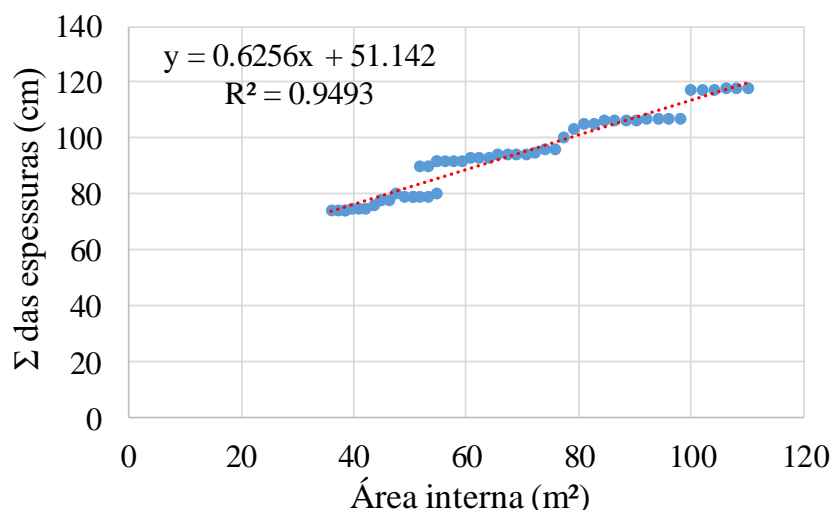
Fonte: Autoria própria (2019).

Os desvios padrão encontrados foram relativamente baixos, indicando que os valores da amostra não variaram uns dos outros de forma significativa, tendendo sempre a estarem próximos da média. Isso mostra que utilizar o valor da média como um fator para se estimar a quantidade de ferro por elemento do reservatório foi algo que não levou a uma fuga da realidade.

Estimativa da espessura de concreto armado

A estimativa das espessuras das lajes de tampa e fundo, bem como das paredes, foi feita de forma análoga à estimativa das ferragens, pois também foi encontrada uma relação considerada linear entre o somatório das espessuras do reservatório e a área. (Figura 16).

Figura 16- Relação entre o somatório das espessuras e a área dos reservatórios



Fonte: Autoria própria (2019).

Foram determinados os valores percentuais relativos à espessura de cada peça estrutural (laje de fundo, laje de tampa e paredes), para cada reservatório simulado por Baptista e Paz (2018). A partir desses valores, calculou-se a média, que foi usada então como fator de relação entre o valor total (em cm) de espessura e a espessura referente a cada elemento estrutural do reservatório. Na Tabela 8 estão expostos os valores adotados como fator de relação, bem como o desvio padrão da amostra de dados. Os desvios padrão encontrados para esse caso também foram baixos, onde conclui-se da mesma forma que no quantitativo de ferro, que utilizar os valores da média para relacionar o quantitativo total da espessura com o quantitativo da espessura por elemento do reservatório, não fugiu tanto à realidade.

Para não conduzir a valores irreais de espessura de parede e de laje, foram adotados valores máximos, sendo eles: 40 cm para as paredes e 35 cm para as lajes de tampa e de fundo. Sendo assim, se o valor da espessura que foi obtido utilizando a equação exposta na Figura 16 (multiplicada pelo fator de relação de cada peça) foi maior que 35 cm (para as lajes) e maior que 40 cm (para as paredes), adotou-se o valor máximo pré-estabelecido.

Tabela 8- Média e desvio padrão dos valores relativos à espessura de cada elemento

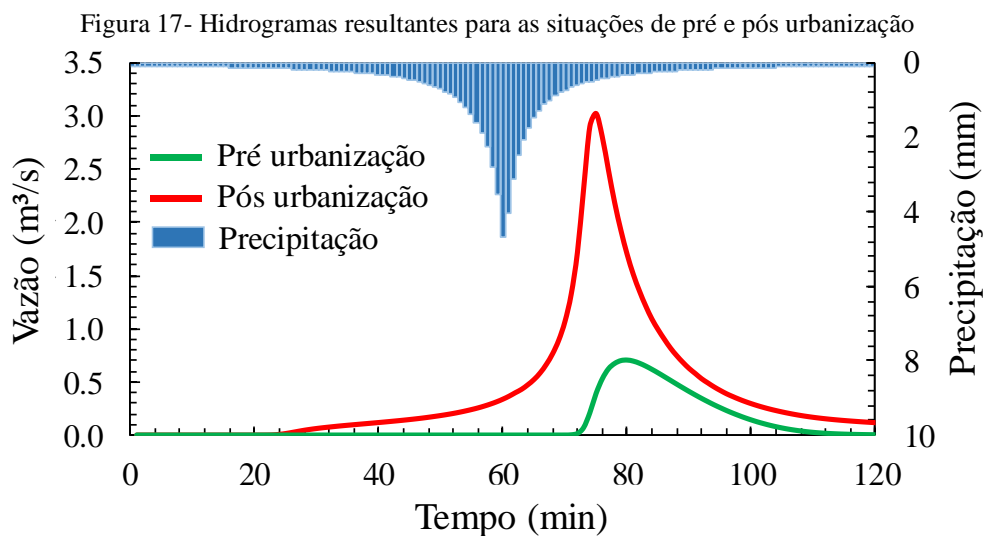
	Laje de tampa	Laje de fundo	Paredes 1 e 2	Paredes 3 e 4
Média	24,3 %	18,3 %	28,7 %	28,7 %
Desvio padrão	0,0094	0,0098	0,0059	0,0059

Fonte: Autoria própria (2019).

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Cenário pré e pós urbanizado

Após a realização da modelagem hidrológica para a área constatou-se que a urbanização foi responsável pelo aumento da vazão de pico em $2,31 \text{ m}^3/\text{s}$, representando uma porcentagem de aumento de 325%. A vazão máxima da situação de pós urbanização ($Q_{P, \text{PÓS}} = 3,02 \text{ m}^3/\text{s}$) foi 4,2 vezes maior que a vazão de pré-urbanização ($Q_{P, \text{PRÉ}} = 0,71 \text{ m}^3/\text{s}$). O tempo de pico por sua vez foi reduzido em 5 minutos (Figura 17).

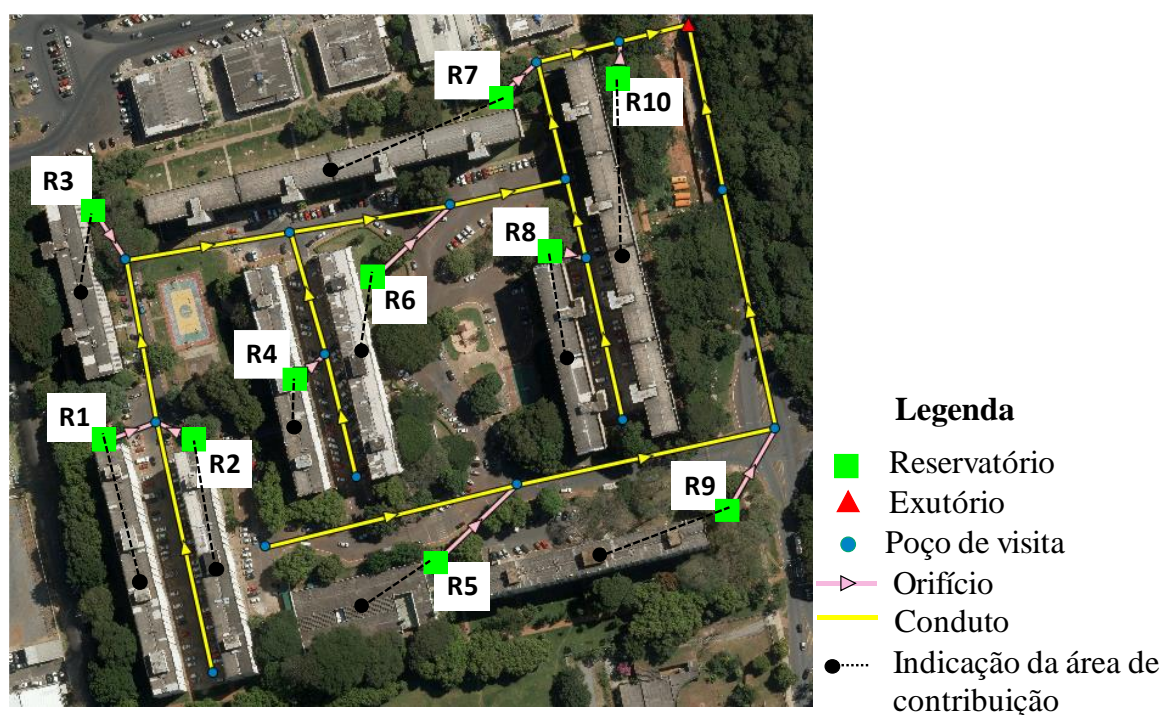


Fonte: Autoria própria (2019).

Análise do cenário com reservatórios contendo o escoamento apenas dos telhados

O primeiro cenário analisado foi a situação onde as unidades de armazenamento recebiam o escoamento proveniente apenas dos telhados. Este cenário resultou em dez reservatórios, como mostra a Figura 18, onde eles aparecem numerados como “Rn”, sendo n o número adotado para cada unidade de armazenamento.

Figura 18 - Cenário com controle do escoamento gerado pelos telhados

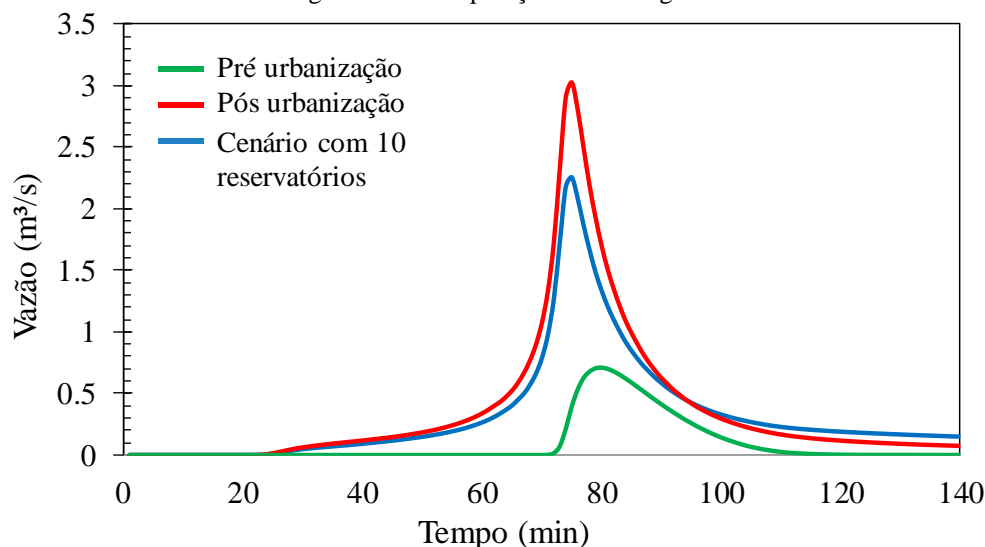


Fonte: Autoria própria (2019).

O objetivo ao analisar esse cenário foi investigar se ao controlar o escoamento gerado apenas pelos telhados, isso resultaria em um controle significativo do escoamento no exutório da área. Após a realização da simulação para essa alternativa, constatou-se que a vazão de pico no exutório foi de $2,26 \text{ m}^3/\text{s}$. Ao comparar essa vazão com a vazão de pico para a situação de pós urbanização, nota-se que a alternativa analisada resultou em um abatimento de 25% na vazão de pico.

Comparando a vazão de pico do cenário analisado com a vazão de pré-urbanização, nota-se que esta configuração de reservatórios gerou uma vazão máxima no exutório que ainda é 3,2 vezes maior do que a $Q_{P, \text{PRÉ}}$, o que representa uma diferença percentual de 218%. Em termos de eficiência, esse cenário apresentou o valor de 33%. A comparação dos hidrogramas para as diferentes situações pode ser vista na Figura 19.

Figura 19 - Comparação dos hidrogramas



Fonte: Autoria própria (2019).

Quando analisados os valores obtidos, entendeu-se que este cenário mesmo reduzindo a vazão de pico quando comparada com a $Q_{P, \text{pós}}$, não apresentou uma eficiência significativa, pois a vazão de pico ainda se mostrou muito elevada em relação a vazão da situação de pré-urbanização. É importante ressaltar que essa configuração de reservatórios correspondeu ao controle de apenas 18% da área total. Como esse cenário não se mostrou eficiente em termos de redução da vazão máxima, não foi calculado o custo relativo à sua implantação.

O fato de mesmo com os reservatórios distribuídos na área, controlando o escoamento dos telhados, não ter sido tão eficaz na redução da vazão de pico pode ser explicado devido à configuração da área, que possui grande quantidade de área impermeável não controlada pelos reservatórios.

Como Brasília é uma cidade que possui as quadras residenciais no mesmo padrão da área em estudo, pode-se dizer que para essas regiões, a configuração de unidades de armazenamento, contendo o escoamento apenas dos telhados, não resultará em um controle eficiente do escoamento quando analisada a área total. Isso mostra que deve ser utilizada outra disposição de reservatórios ou deve-se buscar outras formas de controlar o escoamento, podendo ser eficaz a combinação de alternativas de controle.

Variação da configuração espacial dos reservatórios

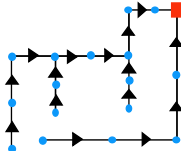
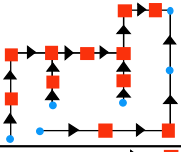
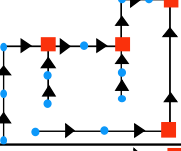
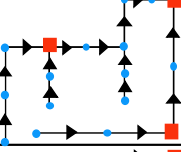
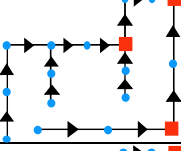
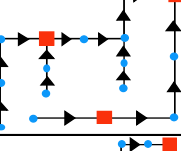
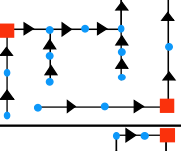
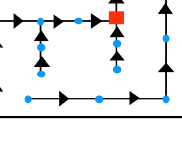
Para investigar de que forma a localização dos dispositivos influenciava no volume total e área total ocupada pelos reservatórios, bem como nos custos associados à implantação das unidades de armazenamento, foram realizadas as simulações para oito cenários, numerados de 2 a 9, como mostrado na Figura 13, no item 3.6. Vale salientar que para todos os cenários analisados, a vazão de saída no exutório foi igual à vazão de pré-urbanização ($0,71 \text{ m}^3/\text{s}$). Já a vazão de saída dos reservatórios foi a vazão relativa às suas áreas de contribuição, considerando a vazão de pré-urbanização.

Inicialmente foi simulado um reservatório único, para conter o escoamento da área toda (Cenário 2), em seguida foram simulados reservatórios distribuídos em pontos da rede de drenagem, alterando a quantidade de estruturas utilizadas, bem como sua localização.

O Cenário 3 foi aquele onde os reservatórios foram distribuídos em todos os nós da rede de drenagem, com exceção dos pontos de início de rede, por considerar que as áreas de contribuição a esses pontos não eram significativas. Após a simulação desse Cenário, viu-se que dois dos reservatórios preestabelecidos não se mostraram necessários, pois a vazão de entrada neles já era menor que a vazão máxima de saída estabelecida.

Na Tabela 9 estão mostrados os valores obtidos de Área total (a soma das áreas ocupadas pelos reservatórios presentes no cenário analisado), Volume total (o somatório dos volumes internos dos reservatórios que fazem parte do cenário), o custo total para implantação do cenário em questão, bem como a diferença em termos percentuais, do custo em relação ao cenário tido como de referência. Uma descrição mais detalhada de cada cenário está presente no Anexo E.

Tabela 9 - Resumo do resultado dos cenários de localização analisados

Cenário	Σ Áreas ocupadas (m ²)	Σ Volumes internos (m ³)	Custo total (R\$)	Diferença de custo em relação ao cenário 2 (%)	Layout
2	865	1712,70	1.767.055,72	-	
3	985	1685,26	1.708.046,99	-3,34%	
4	912	1707,60	1.792.926,40	1,46%	
5	880	1697,78	1.474.251,60	-1,12%	
6	859	1690,92	1.710.961,44	-3,17%	
7	875	1619,52	1.728.165,90	-2,20%	
8	891	1703,28	1.767.464,80	0,02%	
9	875	1727,75	1.754.558,99	-0,71%	

Fonte: Autoria própria (2019).

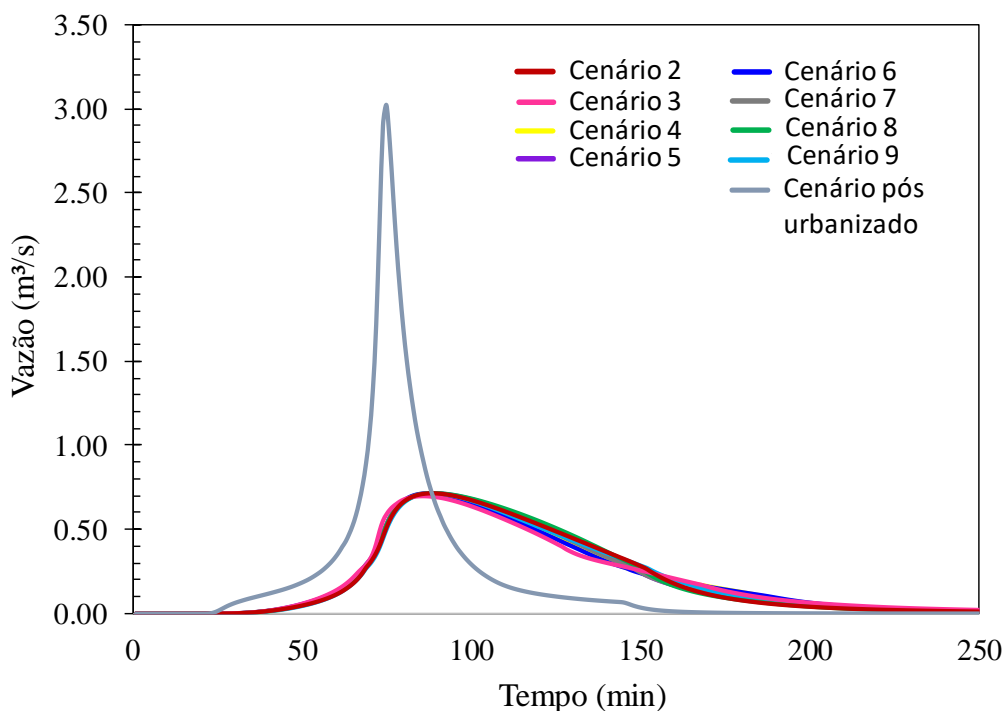
Avaliando os resultados obtidos percebe-se que o cenário que apresentou o menor custo foi o Cenário 3, onde houve uma maior distribuição das unidades de controle. Pôde-se perceber como a localização dos reservatórios exerce influência nos custos. Por exemplo, analisando os cenários 6 e 8, ambos possuem três reservatórios, onde dois deles estão localizados nos mesmos pontos nos dois cenários. Porém, eles possuem uma diferença de custo de R\$ 56.503,36, resultante da mudança da localização de um dos reservatórios. Viu-se nesse caso que ao se colocar o reservatório mais a jusante levou a um custo mais baixo.

Foi calculada a diferença percentual de custo tomando sempre como valor de referência o custo relacionado ao cenário com um único reservatório contendo o escoamento da área (Cenário 2). Sendo assim, pôde-se perceber em termos percentuais qual o impacto nos custos ao distribuir os reservatórios, bem como de variar suas posições.

Dentre os cenários analisados nenhum deles gerou uma diferença de custo acima de 4% em comparação com o Cenário 2, ou seja, as diferenças nos custos não se mostraram tão expressivas, mas mesmo assim, viu-se que a localização exerce influência neles. Esse resultado encontrado nesta fase do estudo corrobora com Chang, Lo e Huang (2008) no que diz respeito à influência da mudança de localização dos dispositivos de controle do escoamento no custo, pois viu-se que dependendo da distribuição espacial dos reservatórios, resultaria em maiores ou menores gastos. Talvez seja possível perceber mudanças maiores nos custos se analisada uma quantidade maior de cenários.

Sabendo que todos os cenários analisados para este caso controlavam o escoamento de acordo com a vazão de pré-urbanização, buscou-se verificar qual o comportamento dos hidrogramas nos cenários simulados. Por meio da análise da Figura 20 percebe-se que os hidrogramas se comportaram de forma semelhante, apresentando na distribuição das vazões ao longo do tempo, principalmente no ramo descendente.

Figura 20 - Comparação dos hidrogramas no exutório dos cenários de variação da localização

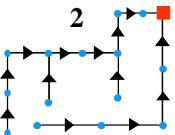


Fonte: Autoria própria (2019).

Análise da eficiência e do custo global em função da redução da área dos reservatórios

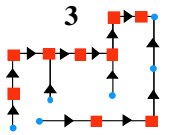
Com o objetivo de investigar de que forma o aumento da vazão de saída influenciava nos custos e na eficiência do sistema, foram escolhidos três cenários onde a área dos reservatórios presentes foi reduzida nas seguintes proporções: 5%, 10%, 20% e 30%, buscando assim aumentar a vazão liberada pelos reservatórios. Vale salientar que houve alteração apenas na área dos dispositivos. Foram mantidos então os diâmetros dos orifícios obtidos no dimensionamento para a situação original. Para cada condição de redução da área foi calculada a eficiência e o abatimento do sistema, bem como o custo total, como mostra as Tabelas 10, 11 e 12, referentes a cada cenário.

Tabela 10 - Análises da redução da área do reservatório para o cenário 2

Cenário	Área	Qp, exutório (m³/s)	% de aumento da Qp	Eficiência (%)	Abatimento (%)	Custo total (R\$)	% de redução do custo
	original	0,715	-	100,00%	76,34%	R\$ 1.767.055,72	-
	-5%	0,730	2,13%	99,34%	75,84%	R\$ 1.683.251,38	-4,74%
	-10%	0,746	4,40%	98,64%	75,30%	R\$ 1.600.371,74	-9,43%
	-20%	0,798	11,62%	96,40%	73,59%	R\$ 1.371.303,23	-22,40%
	-30%	0,857	19,92%	93,83%	71,63%	R\$ 1.163.124,44	34,18%

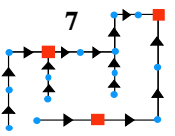
Fonte: Autoria própria (2019).

Tabela 11 - Análises da redução da área dos reservatórios para o cenário 3

Cenário	Área	Qp, exutório (m³/s)	% de aumento da Qp	Eficiência (%)	Abatimento (%)	Custo total (R\$)	% de redução do custo
	original	0,698	-	100,73%	76,90%	R\$ 1.708.046,99	-
	-5%	0,712	2,00%	100,12%	76,44%	R\$ 1.628.844,74	-4,64%
	-10%	0,727	4,03%	99,48%	75,95%	R\$ 1.550.471,04	-9,23%
	-20%	0,760	8,51%	98,04%	74,85%	R\$ 1.397.686,52	-18,17%
	-30%	0,799	13,22%	96,37%	73,57%	R\$ 1.249.444,80	-26,85%

Fonte: Autoria própria (2019).

Tabela 12 - Análises da redução da área dos reservatórios para o cenário 7

Cenário	Área	Qp, exutório (m³/s)	% de aumento da Qp	Eficiência (%)	Abatimento (%)	Custo total (R\$)	% de redução do custo
	original	0,714	-	100,04%	76,38%	R\$ 1.728.165,90	-
	-5%	0,729	2,06%	99,41%	75,89%	R\$ 1.651.090,33	-4,46%
	-10%	0,744	4,26%	98,73%	75,37%	R\$ 1.575.094,49	-8,86%
	-20%	0,779	9,12%	97,22%	74,22%	R\$ 1.423.615,97	-17,62%
	-30%	0,819	14,79%	95,47%	72,88%	R\$ 1.275.638,83	-26,19%

Fonte: Autoria própria (2019).

A partir da análise dos resultados obtidos, viu-se que para os casos analisados, ao passo que o custo do sistema reduz a altas taxas, de acordo com a redução da área, a eficiência cai de forma mais lenta. Mostrando assim, que o custo é mais sensível a variações da área do reservatório.

Analisando o cenário 3, o que apresentou o custo mais baixo, vê-se que uma redução de 30% da área total ocupada resultou em um decréscimo de apenas 4% na eficiência, enquanto que levou a uma redução de aproximadamente 27% do custo.

Quando analisados os cenários com reservatórios distribuídos em comparação com o reservatório concentrado, percebe-se que a redução da área para o reservatório concentrado levou a reduções maiores da eficiência do sistema, assim como apresentou uma diminuição maior nos custos.

5 CONCLUSÕES

As simulações hidrológicas realizadas neste trabalho demonstraram o impacto do processo de urbanização sobre o escoamento superficial e permitiram avaliar o controle do escoamento por meio da utilização de reservatórios distribuídos em diferentes cenários.

Ao realizar o controle do escoamento gerado apenas pelos telhados, foi observado que esse cenário não se mostrou eficiente, pois as áreas impermeáveis não controladas exerceram muita influência na geração do escoamento, levando a uma eficiência baixa do sistema. Mostrando que para a realidade das quadras residenciais que seguem a mesma configuração da área em estudo, conter o escoamento, por meio de reservatórios, apenas dos telhados, não gera resultados significativos.

As simulações onde foram variadas a posição e a quantidade dos reservatórios mostraram que alterar a localização das estruturas de controle leva a mudanças nos custos. Entretanto, esse método manual de testar combinações, além de consumir muito tempo, não garante que a melhor opção encontrada é a que apresenta o melhor custo benefício dentre todas as possibilidades existentes, evidenciando assim a necessidade de otimização desse processo.

Para os cálculos do custo total neste trabalho, foram realizadas simplificações na metodologia utilizada por Baptista e Paz (2018). A análise do orçamento para cada reservatório mostrou que os serviços relacionados a estrutura representaram, em todos os casos estudados, a maior parte do custo total do reservatório. Isso mostra a importância de se considerar o dimensionamento estrutural para determinar a melhor alternativa. Baptista e Paz (2018)

mostraram que ignorar ou adotar grandes simplificações no dimensionamento estrutural pode mudar a escolha da melhor configuração dos reservatórios.

Entretanto, deve-se entender que foi utilizada uma simplificação na metodologia de dimensionamento estrutural, vale salientar que este trabalho considerou a mesma forma de construção para todos os reservatórios, o que significa uma grande simplificação, pois reservatórios muito grandes apresentam estruturas mais complexas do que reservatórios de pequeno porte, ou seja, a forma de construir eles são diferentes, o que pode levar a diferenças nos custos ainda maiores entre eles.

Os cenários onde foi variada a área dos reservatórios mostraram que pode ser obtido um melhor estudo do custo benefício quando analisada a relação entre custo e eficiência do sistema. Neste caso, a eficiência foi reduzida ao passo que a área do reservatório diminuiu e os custos por sua vez, diminuiram. Isso indica que, dependendo do objetivo, pode-se buscar alternativas que levem a um melhor custo benefício, onde a vazão de saída do reservatório pode ser um pouco maior do que o critério muitas vezes estabelecido, que é a vazão de pré-urbanização, mas isso não indicará uma redução significativa da eficiência do sistema, à medida que significa grandes reduções dos custos.

Importante salientar que os diferentes cenários analisados levariam a demandas diferentes da microdrenagem. Ou seja, ao realizar o controle do escoamento, se está diminuindo o impacto a jusante, pois se está evitando obras de aumento da capacidade de transporte das tubulações, por exemplo. Esse tipo de análise em projetos que ainda serão construídas as redes de drenagem pode levar a redução de custos com a implantação da microdrenagem.

Análises do tipo como foram realizadas neste estudo são de extrema importância para mostrar como a configuração espacial dos reservatórios, bem como possíveis reduções em sua área ocupada influenciam no custo e na eficiência do sistema. Compreender isso e entender de que forma se dá essa influência é muito relevante para o processo de tomada de decisão, podendo levar a uma maior assertividade dos projetos de drenagem urbana.

6 REFERÊNCIAS

- ADASA, Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento Básico do Distrito Federal. **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais urbanas do Distrito Federal**. Brasília, DF, 2018.
- AVILA, H.; AVILA, L.; SISA, A. Dispersed Storage as Stormwater Runoff Control in Consolidated Urban Watersheds with Flash Flood Risk. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 142, n. 12, p. 04016056, 2016.
- BAPTISTA, V. S. G. **Análise custo eficiência de Microrreservatório para controle de escoamento na fonte**. 96 f. Trabalho de conclusão de curso, Universidade Federal da Paraíba (UFPB), João Pessoa, 2016.
- BAPTISTA, V. S. G.; PAZ, A. R. DA. Cost-efficiency analysis of a runoff detention reservoir with integrated hydraulic and structural dimensioning. **Rbrh**, v. 23, n. 36, p. 1–13, 2018.
- BUTLER, D., DAVIES, J.W. **Urban Drainage**. 2. ed. Nova Iorque: Spon Press, 2004. 536p.
- CANHOLI, J. F. **Medidas de Controle “in Situ” do Escoamento Superficial em Áreas Urbanas: Análise de Aspectos Técnicos e Legais**. [s.l.] Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2013.
- CHANG, C. L.; LO, S. L.; HUANG, S. M. Optimal strategies for best management practice placement in a synthetic watershed. **Environmental Monitoring and Assessment**, v. 153, p. 359–364, 2008.
- COLLISCHONN, W.; DORNELLES, F. **Hidrologia para engenharia e ciências ambientais**: 2. ed. Porto Alegre: Associação Brasileira de Recursos Hídricos (ABRH), 2015.
- COSTA, M.E.L. **Monitoramento e modelagem das águas da drenagem urbana na bacia do lago Paranoá**. 2013.179 f. Dissertação de Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos, Publicação PTARH.DM-148/2013, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília (UnB), Brasília, DF.

EPA. Low impact development (LID): a literature review. **Environmental Protection Agency**, n. 841- B-00-005, p. 41, 2000.

FRY, T. J.; MAXWELL R. M. Evaluation of distributed BMPs in an urban watershed—High resolution modeling for stormwater management. **Hydrological Processes**, v. 31, p. 2700-2712, 2017.

GRIMALDI, S. *et al.* Time of concentration: a paradox in modern hydrology. **Hydrological Sciences Journal**, v. 57, n. 2, p. 217–228, 2012.

GEOPORTAL. **Infraestrutura de dados espaciais IDE/DF**. Disponível em: <https://www.geoportal.seduh.df.gov.br/mapa/>. Acesso em: 10 abr. 2019.

GIRONÁS, J.; ROESNER, L. A.; DAVIS, J. Storm Water Management Model Applications Manual. **Environmental Protection Agency (EPA)**, 2009.

IBGE. **Censo demográfico**. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Disponível em: <https://www.ibge.gov.br/estatisticas/sociais/habitacao/9662-censo-demografico-2010.html?=&t=resultados>. Acesso em: 14 abr. 2019.

IPH, Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Plano Diretor de Drenagem Urbana de Porto Alegre – *Manual de Drenagem Urbana*. Porto Alegre: IPH – UFRGS, 2005. 233p

KREBS, G. *et al.* Spatial resolution considerations for urban hydrological modelling. **Journal of Hydrology**, v. 512, p. 482–497, 2014.

MCCUEN, R. H. Uncertainty Analyses of Watershed Time Parameters. **Journal of Hydrologic Engineering**, v. 14, p. 490–498, 2009.

MIGUEZ, M. G. *et al.* Storage measures as compensatory techniques for urban lowlands flood control. **International Journal of Sustainable Development and Planning**, v. 9, n. 2, p. 225–236, 2014.

NEVES, M. G. F. P.; TASSI, R. ; ALLASIA, D. G.; VILLANUEVA, A. O. N. . Propostas de melhorias nos reservatórios para o controle de cheias. In: XX Congresso Nacional del Agua e III Simposio de Recursos Hídricos del Cono Sur, 2005. **Anais XX Congresso Nacional del Agua e III Simpósio de Recursos Hidricos del Cono Sur**, 2005.

PARK, M. *et al.* Optimal design of stormwater detention basin using the genetic algorithm. **KSCCE Journal of Civil Engineering**, v. 16, n. 4, p. 660–666, 2012.

PAZ, A. R. DA; COLLISCHONN, W. Derivação de rede de drenagem a partir de dados do SRTM. **Revista Geográfica Acadêmica**, v. 2, p. 84–95, 2008.

ROSSMAN, L.A. EPA SWMM 5.0. *Storm Water Management Model reference manual*. Tradução do Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento. Universidade Federal da Paraíba. 2012.

ROSSMAN, L. A.; HUBER, W. C. *Storm Water Management Model Reference Manual, Volume I - Hydrology (Revised)*. United States Environment Protection Agency - EPA, Cincinnati - OH, USA, 2016.

SEINFRA/CE. *Tabela de custos*. Secretaria da Infraestrutura do Governo do Estado do Ceará. Disponível em: <<http://www.seinfra.ce.gov.br/index.php/tabela-de-custos>> Acesso em: 2 mai. 2017.

SILVA, D. F. **Análise da influência de microrreservatórios em um loteamento e seus efeitos em escala de bacia**. 2016. 172f . Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.

SILVA, G. B. L. (2006). Avaliação Experimental Sobre a Eficiência de Superfícies Permeáveis com Vistas ao Controle do Escoamento Superficial em Áreas Urbanas. Tese de Doutorado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos, Publicação PTARH. TD-01/06, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 180p.

SILVA JUNIOR, M. A. B. DA; SILVA, S. R. DA; CABRAL, J. J. DA S. P. Compensatory alternatives for flooding control in urban areas with tidal influence in Recife - PE. **RBRH**, v. 22, n. 0, 2017.

SILVEIRA, A.; TUCCI, C.; CRUZ, M. Controle do Escoamento com Detenção em Lotes Urbanos. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 3, n. 4, p. 19–31, 1998.

SINDUSCON/DF. *Tabela de Salários*. Sindicato da Indústria da Construção Civil do Distrito Federal. Disponível em: http://www.sinduscondf.org.br/portal/userfiles/file/CEG_0324_2017_DPRT_CCT%202017%202019_ok.pdf. Acesso em: 28 de mar. 2019.

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.

TASSI, R. **Efeito dos microreservatórios de lote sobre a macrodrenagem urbana**. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS, 156 p., 2002.

TUCCI, C. E. M. Gestão de águas pluviais urbanas, Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental, Ministério das Cidades, Saneamento para Todos, v.4, p.194, 2005.

TUCCI, C. E. M. Modelos Hidrológicos, Editora da Universidade (ABRH/UFRGS): Porto Alegre (RS), p. 669, 1998.

TUCCI, C. E. M. Gestão integrada das águas urbanas. **Rega**, v. 5, n. 2, p. 71–81, 2008.

_____. Águas urbanas: Estudos Avançados. **Estudos Avançados**, v. 22, n. 63, p. 97–112, 2008.

VILLANUEVA, A. O. N. *et al.* Gestão da drenagem urbana, da formulação à implementação. **Rega**, v. 8, n. 1, p. 5–18, 2011.

VILLANUEVA, A.; TASSI, R. Análise do Impacto dos Microrreservatórios de Lote nos Custos de Uma Rede de Drenagem Urbana. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 9, n. 3, p. 89–98, 2004.

APÊNDICE

APÊNDICE A - Composições dos serviços de fundação.

FUNDAÇÃO		
Item	Unidade	Preço unitário
1.1 ESCAVAÇÃO DO RESERVATÓRIO	m³	R\$ 67.81
Retroescavadeira de pneus	chp	R\$ 67.81
1.2 LASTRO DE CONCRETO (BASE)	m³	R\$ 192.83
Pedreiro	h	R\$ 7.20
Servente	h	R\$ 4.67
Areia grossa	m³	R\$ 95.42
Brita 1	m³	R\$ 85.13
Cimento	kg	R\$ 0.41
1.3 CHAPISCO (LATERAIS DA ESCAVAÇÃO)	m²	R\$ 107.28
Pedreiro	h	R\$ 7.20
Servente	h	R\$ 4.67
Areia média	m³	R\$ 95.00
Cimento	kg	R\$ 0.41

APÊNDICE B - Composições dos serviços de fôrmas.

FÔRMAS

Item	Unidade	Preço unitário
2.1 FÔRMA PARA PAREDES DE CONCRETO	m²	R\$ 99.74
Ajudante de carpinteiro	h	R\$ 4.67
Carpinteiro	h	R\$ 7.20
Chapa compensada 12mm	m²	R\$ 45.22
Prego 17x21	kg	R\$ 10.12
Pontalete 8x8cm	m	R\$ 11.43
Sarrafo 2,5x7*cm	m	R\$ 4.97
Desmoldante	l	R\$ 5.82
Prego 17x27	kg	R\$ 10.31
2.2 FÔRMA PARA LAJE DE TAMPA	m²	R\$ 49.08
Ajudante de carpinteiro	h	R\$ 4.67
Carpinteiro	h	R\$ 7.20
Pontalete 8x8cm	m	R\$ 11.43
Tábua	m	R\$ 9.84
Desmoldante	l	R\$ 5.82
Prego 17x21	kg	R\$ 10.12
2.3 FABRICAÇÃO DE ESCORA PARA LAJE	m²	R\$ 48.42
Ajudante de carpinteiro	h	R\$ 4.67
Carpinteiro	h	R\$ 7.20
Prego 17x27	kg	R\$ 10.31
Pontalete 8x8cm	m	R\$ 11.43
Sarrafo 2,5x7*cm	m	R\$ 4.97
Tábua	m	R\$ 9.84
2.4 MONTAGEM DE ESCORA PARA LAJE	m²	R\$ 22.18
Ajudante de carpinteiro	h	R\$ 4.67
Carpinteiro	h	R\$ 7.20
Prego 17x27	kg	R\$ 10.31
2.5 DESMONTAGEM DE ESCORA PARA LAJE	m²	R\$ 4.67
Ajudante de carpinteiro	h	R\$ 4.67

APÊNDICE C - Composições dos serviços de estrutura.**ESTRUTURA**

Item	Unidade	Preço unitário
3.1 DOSAGEM, PREPARO E MISTURA	m³	R\$ 186.07
Servente	h	R\$ 4.67
Areia média	m³	R\$ 95.00
Brita 1	m³	R\$ 85.13
Cimento	kg	R\$ 0.41
Betoneira 580L	h	R\$ 0.86
3.2 TRANSPORTE, LANÇAMENTO, ADENSAMENTO E ACABAMENTO	m³	R\$ 16.87
Pedreiro	h	R\$ 7.20
Servente	h	R\$ 4.67
Vibrador de imersão	h	R\$ 5.00
3.3 ARMAÇÃO DAS PAREDES	kg	R\$ 24.45
Armador	h	R\$ 7.20
Espaçador plástico 8.0mm e 4.5cm	un	R\$ 0.10
Barra de aço CA-50 10.0mm	kg	R\$ 5.55
Arame 18	kg	R\$ 11.60
3.4 ARMAÇÃO DAS LAJES	kg	R\$ 24.45
Armador	h	R\$ 7.20
Espaçador plástico 8.0mm e 4.5cm	un	R\$ 0.10
Barra de aço CA-50 10.0mm	kg	R\$ 5.55
Arame 18	kg	R\$ 11.60

APÊNDICE D - Composições dos serviços de impermeabilização e serviços gerais.

IMPERMEABILIZAÇÃO

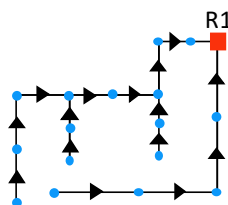
Item	Unidade	Preço unitário
4.1 IMPERMEABILIZAÇÃO INTERNA	m²	R\$ 112.15
Pedreiro	h	R\$ 7.20
Servente	h	R\$ 4.67
Areia média	m³	R\$ 95.00
Cimento	kg	R\$ 0.41
Aditivo impermeabilizante	kg	R\$ 4.87
4.2 IMPERMEABILIZAÇÃO EXTERNA	m²	R\$ 18.87
Pedreiro	h	R\$ 7.20
Servente	h	R\$ 4.67
Tinta betuminosa	L	R\$ 7.00

SERVIÇOS FINAIS

Item	Unidade	Preço unitário
5.1 LIMPEZA	m²	R\$ 4.67
Servente	h	R\$ 4.67
5.2 REATERRO	m³	R\$ 4.67
Servente	h	R\$ 4.67
5.3 CARGA CAMINHÕES	m³	R\$ 4.67
Servente	h	R\$ 4.67
Carregadeira de pneus	h	R\$ 113.57
Caminhão basculante (CHI)	h	R\$ 24.78
5.4 DESCARGA CAMINHÕES	m³	R\$ 153.09
Caminhão basculante (CHP)	h	R\$ 76.54
Caminhão basculante (CHP)	h	R\$ 76.54

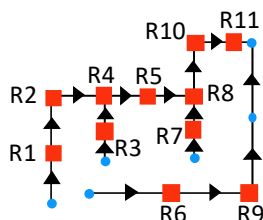
APÊNDICE E – Detalhe dos cenários da variação da configuração espacial dos reservatórios

CENÁRIO 2



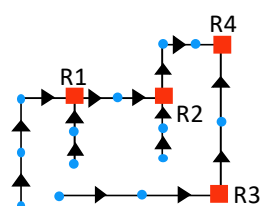
	R1
A (m²)	865
h (m)	1.97
S (m³)	1704
φ (m)	0.49
Acontrolada (m²)	8.21
Q (m³/s)	0.71

CENÁRIO 3



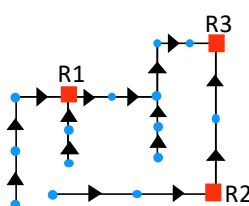
	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10
A (m²)	120	75	70	105	100	95	82	65	85	110
h (m)	2.00	1.51	0.78	1.96	1.91	1.83	1.92	1.58	1.81	1.49
S (m³)	240	113	55	206	191	174	157	103	154	164
φ (m)	0.13	0.2	0.1	0.25	0.29	0.25	0.12	0.34	0.3	0.38
Acontrolada (m²)	0.62	1.23	0.21	2.22	2.85	2.09	0.50	3.61	3.01	4.27
Q (m³/s)	0.05	0.11	0.02	0.19	0.25	0.18	0.04	0.31	0.26	0.37

CENÁRIO 4



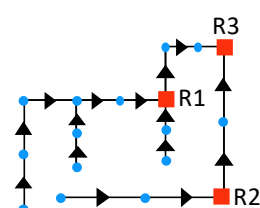
	R1	R2	R3	R4
A (m²)	302	246	164	200
h (m)	2.00	1.80	2.00	1.62
S (m³)	604	443	328	324
φ (m)	0.25	0.33	0.29	0.52
Acontrolada (m²)	2.22	3.61	3.01	8.21
Q (m³/s)	0.19	0.31	0.26	0.71

CENÁRIO 5



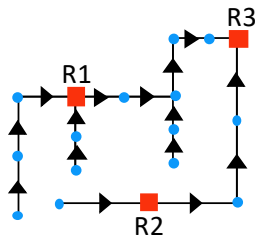
	R1	R2	R3
A (m²)	301	164	415
h (m)	2.00	2.00	1.83
S (m³)	602	328	759.45
φ (m)	0.25	0.29	0.5
Acontrolada (m²)	2.22	3.01	8.21
Q (m³/s)	0.19	0.26	0.71

CENÁRIO 6

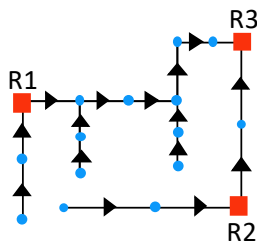


	R1	R2	R3
A (m²)	545	164	150
h (m)	1.96	2.00	1.96
S (m³)	1068	328	294
φ (m)	0.32	0.26	0.49
Acontrolada (m²)	3.61	3.01	8.21
Q (m³/s)	0.31	0.26	0.71

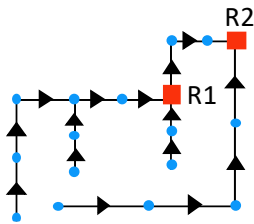
Onde: A = área ocupada pelo reservatório; h = profundidade do reservatório; S = volume do reservatório; φ = diâmetro do orifício; Acontrolada = Área controlada pelo reservatório; Q = vazão máxima de saída do reservatório.

CENÁRIO 7

	R1	R2	R3
A (m²)	320	100	455
h (m)	1.94	1.77	1.97
S (m³)	621	177	896
ϕ (m)	0.25	0.25	0.49
Acontrolada (m²)	2.22	2.09	8.21
Q (m³/s)	0.19	0.18	0.71

CENÁRIO 8

	R1	R2	R3
A (m²)	202	164	525
h (m)	1.71	2.00	1.96
S (m³)	345	328	1029
ϕ (m)	0.2	0.29	0.49
Acontrolada (m²)	1.23	3.01	8.21
Q (m³/s)	0.11	0.26	0.71

CENÁRIO 9

	R1	R2
A (m²)	500	375
h (m)	1.98	1.97
S (m³)	990	739
ϕ (m)	0.35	0.49
Acontrolada (m²)	4.27	8.21
Q (m³/s)	0.37	0.71

Onde: A = área ocupada pelo reservatório; h = profundidade do reservatório; S = volume do reservatório; ϕ = diâmetro do orifício; Acontrolada = Área controlada pelo reservatório; Q = vazão máxima de saída do reservatório.