UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE HIDRÁULICA E SANEAMENTO

DANIELE FEITOZA SILVA

Análise da influência de microrreservatórios em um loteamento e
seus efeitos em escala de bacia

VERSÃO CORRIGIDA

São Carlos

2016

DANIELE FEITOZA SILVA

Análise da influência de microrreservatórios em um loteamento e seus
efeitos em escala de bacia

Dissertação apresentada à Escola de
Engenharia de São Carlos, da
Universidade de São Paulo, como
parte dos requisitos para obtenção do
título de Mestre em Ciências:
Engenharia Hidráulica e Saneamento

Orientadora: Prof.^a Tit. Luisa
Fernanda Ribeiro Reis

VERSÃO CORRIGIDA
São Carlos
2016

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

S586c SILVA, DANIELE FEITOZA
Análise da influência de microrreservatórios em um
loteamento e seus efeitos em escala de bacia / DANIELE
FEITOZA SILVA ; orientadora Luisa Fernanda Ribeiro
Reis. São Carlos, 2016.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação
e Área de Concentração em Hidráulica e Saneamento --
Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de
São Paulo, 2016.

1. microrreservatórios. 2. controle na fonte.
3. drenagem urbana. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidata: Engenheira **DANIELE FEITOZA SILVA**.

Título da dissertação: "Análise da influência de microrreservatórios em um loteamento e seus efeitos em escala de bacia.

Data da defesa: 22/08/2016.

Comissão Julgadora:

Resultado:

Profa. Titular **Luisa Fernanda Ribeiro Reis**
(Orientadora)
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovado

Prof. Dr. **Marllus Gustavo Ferreira Passos das Neves**
(Universidade Federal de Alagoas/UFAL)

Aprovado

Prof. Dr. **Erich Kellner**
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)

APROVADO

Coordenadora do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Hidráulica e Saneamento:

Profa. Associada **Maria Bernadete A. Varesche Silva**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Associado **Luis Fernando Costa Alberto**

*À minha mãe, a quem admiro, com todo amor e gratidão,
por seu incansável esforço e preocupação, não somente
ao longo deste trabalho, mas durante toda a minha vida.*

AGRADECIMENTOS

A Deus por sempre me dar força para enfrentar os desafios.

À minha mãe, por ter sempre batalhado em prol da minha saúde, educação e felicidade.

Ao meu pai Mário, e minhas irmãs, Débora e Dianna, por sempre apoiarem as minhas decisões.

À minha avó Maria José e meu tio Gilvan pela torcida e por, mesmo longe, sempre se fazerem presente.

À professora e orientadora Luisa Fernanda Ribeiro Reis pelos ensinamentos de cada dia, pela pronta disponibilidade e pela preocupação de sempre com o meu bem-estar.

Aos amigos que conquistei no PPGSHS, principalmente ao Jamil, Rafael, Heider, Dayane, Caroline e Guilherme, e aos amigos do LABSIN, pelos momentos de descontração, ideias trocadas e discussões prósperas.

À Daysy, Renata e Taís, por terem sido amigas, colegas de trabalho, e às vezes, mães.

Ao Evandro, por todo o apoio durante o mestrado.

Ao Benício, por ser um dos maiores incentivadores da minha carreira.

Ao amigo Altair Maciel, cuja ajuda e conhecimento foram essenciais ao desenvolvimento da dissertação.

À Camila e Renata, pela amizade e por todas as alegrias vividas.

Ao Sr. Orivaldo, por ter sido sempre amigo.

Ao CNPq - Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico pelo apoio financeiro e concessão de bolsa de estudo.

“Água que o sol evapora
E pro céu vai embora
Virar nuvens de algodão”
Guilherme Arantes

RESUMO

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.

Como resultado da crescente impermeabilização das bacias, as redes de drenagem pública são submetidas a vazões de pico cada vez maiores. Na tentativa de contornar ou amortizar este problema, pesquisadores têm estudado soluções que compensem os efeitos da urbanização. Estas soluções são denominadas técnicas compensatórias, ou BMP's (*Best management practices*), cujo foco é manter o ciclo hidrológico mais próximo do natural da bacia, pelo menos no que se refere ao escoamento superficial. A aposta em medidas de controle na fonte de geração do escoamento, isto é, no lote, cresceu, sendo estabelecido seu uso por meio de leis e decretos. Assim, com o propósito de redução e detenção do escoamento pluvial, antes do mesmo ingressar no sistema de microdrenagem, os microrreservatórios na saída dos lotes são cogitados como estruturas compensatórias. O presente trabalho busca dimensionar e avaliar o impacto desses microrreservatórios a princípio em escalas de lote e loteamento e, em seguida, em escala de macrodrenagem. O estudo foi aplicado a uma bacia da cidade de São Carlos, estado de São Paulo, em processo de urbanização, que vem sofrendo grande pressão imobiliária para a construção de novos empreendimentos. As legislações locais sancionadas, nos últimos anos, estabelecem a implantação de poço de infiltração e reservatório de captação e reaproveitamento de águas pluviais, sem maiores detalhes sobre métodos construtivos ou estudos preliminares de viabilidade. Os resultados aqui descritos foram produzidos considerando um loteamento existente na bacia do córrego do Mineirinho, São Carlos, SP. Foram produzidos volumes para o dimensionamento dos reservatórios para as diferentes áreas de lote, assumindo os percentuais de impermeabilização de 50% e 70%, segundo os diferentes métodos de estimativa constantes da literatura. As vazões máximas e os volumes resultantes apresentaram significativa variação, quando calculados utilizando os métodos de estimativa constantes da literatura. Através da modelagem hidráulico-hidrológica, concluiu-se também que o reservatório de detenção na fonte é eficiente na redução da vazão de pico gerada no lote para vazão de pico em nível de pré-urbanização. Além disso, a definição do diâmetro do orifício de descarga mostrou-se determinante ao dimensionamento do reservatório, de modo a garantir sua eficiência. Os microrreservatórios dimensionados para duração da chuva crítica do lote (90 minutos), apesar de maiores, exibiram maior capacidade de detenção, sem extravasar quando submetidos a diferentes durações de chuvas. No loteamento, o uso desses dispositivos possibilitou a atenuação da vazão de pico de descarga em, pelo menos, 44%. Em escala de bacia, diferentes posicionamentos do loteamento, com e sem microrreservatórios de lote, foram instrumentais em demonstrar a capacidade de redução das vazões de pico locais. Este estudo comprovou que os microrreservatórios de lote são uma boa opção na redução das vazões escoadas pelo canal de macrodrenagem, quando da ocorrência de eventos de precipitação na bacia do córrego do Mineirinho.

Palavras-chave: microrreservatórios; controle na fonte; drenagem urbana.

ABSTRACT

SILVA, D.F. **Analysis of micro-reservoirs influence in a residential land and its effects in a catchment scale.** 2016. 172f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.

As a result of the growing waterproofing of basins, the public drainage systems are under increasing flow rate peaks. In an attempt to mitigate these issues, researchers have studied solutions to address the effects of the urban development. These solutions are well-known as BMP's (Best Management Practices) and aim to preserve the hydrological cycle near to the natural basin, at least for the superficial run-off. The increasing search for solutions that controls the source of the run-off was responsible for the establishment of new laws and rules for on-site run-off control. Thus, for reduction and detention of run-off before it goes into the micro-drainage system, micro-reservoirs are considered as BMP's solutions. The present study aims to sizing and assess the impact of micro-reservoirs, initially on site and on residential land scale, and subsequently, on macro-drainage scale. The study was applied to Mineirinho Stream Watershed, in São Carlos city, São Paulo state. These basins are in urbanization process, and suffering from market pressure of constructions of real estate ventures. Recent local legislations have imposed the implementation of infiltration pits and rain water tanks, but without more details about construction methods or even preliminary feasibility studies. The results described in this work, regarding to sizing of micro-reservoirs to different allotment size ranges, used 50% and 70% of waterproofing percentages, according estimation methods from the literature. Peak flows and sizing showed a significant variation when calculated by these methods. Hydraulic-hydrologic SWMM software modelling showed that micro-reservoir is efficient in reducing the hydrograph peak flow from urbanization to pre-urbanization level. Furthermore, the definitions of the orifice diameter have demonstrated to be decisive to dimensioning of the reservoir, in order to ensure its efficiency. The micro-reservoirs sized for a 90 minutes critical rain, showed more detention capacity, without overflow when under different rainfall durations. The use of micro-reservoirs in the allotments of a residential division, was able to reduce the hydrograph outside peak in 44%, at least. In a basin-scale, moving the same residential division, by using or not micro-reservoirs in the allotments, were conclusive in demonstrate that this BMP is a good option to reducing the hydrograph river flow, being able to reduce the peak flow in the discharge point. The study comproved that the use of micro-reservoirs in both basin positions can be a feasible solution to recurring flooding problems in the Mineirinho Stream.

Key words: micro-reservoirs; on-site detention; urban drainage.

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 - Taxa de Urbanização, em porcentagem, no Brasil e Regiões. Fonte: IBGE (2010).	4
Figura 3.2 – Volume de dimensionamento de um microrreservatórios de retenção online. ...	16
Figura 3.3 – Volume de dimensionamento de um microrreservatórios de retenção off-line. .	16
Figura 3.4 - Típico sistema de retenção na fonte recomendado em Sydney, Austrália: a) Superfície de coleta e superfície de controle; e b) Controle hidráulico e armazenamento. Fonte: adaptado de O'Loughlin et al. (1995).	18
Figura 3.5 – Esquemas construtivos dos reservatórios: a) Reservatório lacrado com 1 m de profundidade; b) Reservatório lacrado com 0,40 m de profundidade; c) Reservatório cilíndrico com 0,60 m de diâmetro. Fonte: Cruz, Tucci e Silveira (1998).	19
Figura 3.5 – Continuação. Esquemas construtivos dos reservatórios: d) Reservatório aberto gramado; e) Reservatório com infiltração em solo batido de 1 m de profundidade; e f) Reservatório com infiltração em solo batido de 0,40 m de profundidade. Fonte: Cruz, Tucci e Silveira (1998).	20
Figura 3.6 - Microrreservatório instalado. Fonte: Cruz, Agra e Goldenfum (2001).	21
Figura 3.7 – Hidrograma Unitário do SCS.	24
Figura 3.8 – Modelo generalizado para estimativa de volume de armazenamento. Fonte: adaptado de McCuen (1998).	28
Figura 3.9 – Visão conceitual do fenômeno do escoamento em SWMM. Fonte: US EPA (2010).	37
Figura 3.10 – Alagamento na região central da cidade de São Carlos, SP. Fonte: EPTV (2013).	40
Figura 3.11 – Região da rotatória do Cristo, São Carlos, SP. Fonte: EPTV (2015).	40
Figura 4.1 - Esquema com as etapas da metodologia utilizada.	44
Figura 4.2 - Modelo Digital de Elevação da Bacia do Córrego do Mineirinho.	46
Figura 4.3 - Mapa de Uso e Ocupação do Solo da Bacia do Córrego do Mineirinho. Fonte: adaptado de Martins e Brandão (2015).	47
Figura 4.4 - Localização do Loteamento Residencial Faber 1.	48
Figura 4.5 - Modelo Digital de Elevação do Loteamento Residencial Faber 1. Fonte: adaptado de São Carlos (2015).	51
Figura 4.6 - Exemplificação do processo de convolução de hidrogramas no modelo SWMM. (a) inserção de afluência; (b) afluência como próprio HUT e área de contribuição; e (c) hidrograma utilizado e inserção de parâmetros do HUT.	56
Figura 4.7 - Interface do modelo SWMM para simulação chuva-vazão.	57
Figura 4.8 - Representação das larguras das sub-bacias. Fonte: Collodel (2009).	58
Figura 4.9 - Configuração da sub-bacia, lote tipo 2, no SWMM.	61
Figura 4.10 - Configuração do modelo para cálculo da duração da chuva crítica.	62
Figura 4.11 - Esboços do lote e microrreservatório simulados. Fonte: adaptado de Cruz, Tucci e Silveira (1998).	65
Figura 4.12 - Modelagem de microrreservatórios de retenção no SWMM.	67
Figura 4.13 - Esboço do projeto de drenagem do Loteamento Residencial Faber 1.	69
Figura 4.14 - Subáreas do Loteamento Residencial Faber 1.	70
Figura 4.15 - Ruas correspondentes às subáreas.	71
Figura 4.16 - Ilustração da configuração de simulação da Subárea S1.	73
Figura 4.17 - Configuração de simulação de propagação de vazão no Loteamento Residencial Faber 1.	74
Figura 4.18 - Sub-bacias utilizadas na modelagem da bacia.	77

Figura 4.22 – Esboço da modelagem da Bacia do Córrego do Mineirinho no modelo SWMM.	79
Figura 4.20. Geoprocessamento aplicado na bacia: (a) Direção do fluxo; e (b) Comprimento de fluxo.	82
Figura 4.21 – Percursos do escoamento no cálculo do tempo de concentração da bacia natural.	83
Figura 4.22 – Percursos do escoamento no cálculo do tempo de concentração da bacia urbanizada.	84
Figura 5.1 - Vazões de pico em função da duração da chuva de projeto para um TR de 10 anos em um lote do Tipo 2.	90
Figura 5.2 – Comparação de volumes de retenção para lote com 50%Aimp e chuva de 10 minutos e TR10.	94
Figura 5.3 – Hietograma de projeto para chuva de duração 15 minutos e TR de 10 anos.	96
Figura 5.4 – Hietograma de projeto para chuva de duração 10 minutos e TR de 10 anos.	97
Figura 5.5 - Hidrogramas para chuva de 10 minutos e TR 10 anos em lote do Tipo 2.	100
Figura 5.6 - Hietograma de projeto para chuva de 60 minutos e TR de 10 anos.	101
Figura 5.7 - Hidrogramas para chuva de 60 minutos e TR de 10 anos em um lote do Tipo 2.	103
Figura 5.8 – Hietograma de projeto para chuva de duração 90 minutos.	104
Figura 5.9 - Hidrogramas para chuva de duração crítica (90 min) e TR de 10 anos em lote do Tipo 2.	106
Figura 5.10 - Hidrogramas de saída do loteamento para chuva de 10 minutos.	110
Figura 5.11 - Hidrogramas de saída do loteamento para chuva de 60 minutos.	111
Figura 5.12 - Hidrogramas de saída do loteamento para chuva de 90 minutos.	112
Figura 5.13 – Hidrogramas de jusante da bacia para chuva de 60 minutos (localização atual do Loteamento Faber 1).	114
Figura 5.14 – Profundidade do exutório da bacia, para chuva de 60 minutos.	115
Figura 5.15 – Resultados no trecho TRET2 para chuva de 60 minutos (localização atual do Loteamento Faber 1): a) Velocidade média; e b) Profundidade.	116
Figura 5.16- Hidrogramas de jusante da bacia para chuva de 60 minutos (loteamento localizado na cabeceira da bacia).	117
Figura 5.17 – Resultados do trecho T Ponte para chuva de 60 minutos (loteamento localizado na cabeceira da bacia): a) Velocidade média e b) Profundidade.	118
Figura 5.18 – Resultados do trecho T RET3 para chuva de 60 minutos (loteamento localizado na cabeceira da bacia): a) Velocidade média; e b) Profundidade.	119
Figura 5.19- Hidrogramas de jusante da bacia para chuva de 90 minutos (localização atual do loteamento).	120
Figura 5.20 – Resultados do trecho T RET2 para chuva de 90 minutos (localização atual do loteamento): a) Velocidade média; e b) Profundidade.	121
Figura 5.21 - Hidrograma de jusante da bacia para chuva de 90 minutos (loteamento localizado na cabeceira da bacia).	122
Figura 5.22 – Resultados do trecho T Ponte para chuva de 90 minutos (loteamento localizado na cabeceira): a) Velocidade média; e b) Profundidade.	123
Figura 5.23 – Resultados do trecho T RET3 para chuva de 90 minutos (loteamento localizado na cabeceira da bacia): a) Velocidade média; e b) Profundidade.	124

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Abordagem sustentável adotada por alguns países.	7
Tabela 3.2 – Síntese das medidas estruturais de controle na fonte. Fonte: adaptado de Castro (2002).	11
Tabela 3.3 – Vantagens do uso de microrreservatórios de detenção.	17
Tabela 3.4 – Valores de C adotados pela Prefeitura de São Paulo.	23
Tabela 3.5 – Valores de coeficiente de descarga (Cd) para orifícios circulares.	33
Tabela 3.6 – Exemplos de usuais modelos hidrológicos e suas funcionalidades.	35
Tabela 4.1 - Classificação e composição das áreas dos lotes.	50
Tabela 4.2 - Largura do escoamento por tipo de lote.	59
Tabela 4.3 - Parâmetros das sub-bacias (lotes) na transformação chuva-vazão do modelo SWMM.	59
Tabela 4.4 - Parâmetros das ruas utilizados na simulação chuva-vazão.	72
Tabela 4.5 – Composição das áreas da SUB2 para transformação chuva-vazão.	76
Tabela 4.6 – Parâmetros das sub-bacias em que a bacia do Córrego do Mineirinho fora dividida.	76
Tabela 4.7 - Parâmetros dos trechos da bacia.	78
Tabela 4.8 – Velocidade média da água em canais.	81
Tabela 4.9 – Quantitativos de áreas do Loteamento Residencial Faber 1.	86
Tabela 4.10– Parâmetros das sub-bacias subtraído às áreas correspondentes ao Loteamento Residencial Faber 1.	86
Tabela 5.1 – Tempos de concentração calculados para o lote.	87
Tabela 5.2 – Tempos de percurso do escoamento em superfície do solo (pasto).	88
Tabela 5.3 – Tempo de concentração calculado para a bacia do Córrego do Mineirinho em condições naturais.	89
Tabela 5.4 – Tempos de percurso do escoamento em sarjetas e/ou ruas (<i>paved area</i>).	89
Tabela 5.5 – Tempo de concentração calculado para a bacia do Córrego do Mineirinho urbanizada.	89
Tabela 5.6 - Vazões calculadas pelo método Racional e volumes pela fórmula de McCuen.	91
Tabela 5.7 - Vazões calculadas pelo método HUT-SCS e volumes pela fórmula de McCuen.	92
Tabela 5.8 - Volumes de detenção calculados pelo método da Curva Envelope.	93
Tabela 5.9 – Volumes calculados pelo método de Tucci (2000).	93
Tabela 5.10 – Vazões de pico e volumes gerados pelos modelos chuva-vazão e propagação de vazão do SWMM.	94
Tabela 5.11 - Vazões de pico no lote natural para duração da chuva de 10 minutos.	97
Tabela 5.12 - Volumes de detenção para lotes com 50%Aimp e chuva de duração de 10 minutos.	99
Tabela 5.13 – Volumes de detenção para lote 70%Aimp e chuva de duração de 10 minutos.	100
Tabela 5.14 – Vazões de pico para lote natural e chuva de 60minutos.	101
Tabela 5.15 - Volumes de detenção em lote com 50%Aimp e duração da chuva de 60 minutos.	102
Tabela 5.16 - Volumes de detenção em lotes com 70%Aimp e chuva de duração de 60 minutos.	103
Tabela 5.17 - Vazões de pico para lote natural e chuva de duração crítica.	104
Tabela 5.18 - Volumes de detenção para lote com 50%Aimp e chuva de duração da chuva crítica.	105

Tabela 5-19 - Volumes de detenção para lotes com 70% Aimp e chuva de duração crítica. .	107
Tabela 5.20 – Resultados da simulação do volume de detenção do lote do Tipo 2 perante diferentes hietogramas de projeto.	108

LISTA DE ABREVIATURAS

BMP	Best Management Practices
CHM	Chicago Hydrograph Method
CN	Curve Number
EESC	Escola de Engenharia de São Carlos
EPA	Environmental Protection Agency
ILLUDAS	Illinois Urban Drainage Simulator
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
IPH	Instituto de Pesquisas Hidráulicas
LID	Low Impact Development
NRCS	National Resources Conservation Service
RMC	Região Metropolitana de Curitiba
SCS	Soil Conservation Service
STORM	Storage, Treatment, Overflow Runoff Model
SUDERHSA	Instituto das Águas do Paraná
SUDS	Sustainable Urban Drainage Design
SWMM	Storm Water Management Model
UFSCar	Universidade Federal de São Carlos
USP	Universidade de São Paulo
WSUD	Water-Sensitive Urban Design

LISTA DE SÍMBOLOS

$\%A_{imp}$	Porcentagem de área impermeável
V_e	Volume específico do reservatório
V	Volume do reservatório ou volume de detenção
I	Índice pluviométrico ou intensidade da precipitação
$a, b, c \text{ e } d$	Parâmetros da equação de chuvas intensas, I-D-F
t_d	Tempo de duração da chuva
A_i	Área impermeável
A	Área de drenagem
Q	Vazão
C	Coeficiente de escoamento superficial
t_r	Tempo de retardamento
t_c	Tempo de concentração
T_p	Tempo de ascensão
q_p	Vazão de pico para chuva unitária excedente de 1 mm de lâmina
D	Duração da chuva unitária
P	Precipitação
P_{ef}	Precipitação efetiva
S_{scs}	Capacidade de armazenamento
CN	Curve number
V_r	Volume total do escoamento
Q_{out}	Vazão de pico na saída do reservatório
Q_{in}	Vazão de pico na entrada do reservatório
t_b	Tempo de base do hidrograma de entrada
t_p	Tempo de pico do hidrograma de entrada
T_{Bo}	Tempo de base do hidrograma de saída
Q_{pd}	Vazão de pico em condições de pós-urbanização
Q_{pa}	Vazão de pico em condições de pré-urbanização
TR	Período de retorno da chuva
q_{pa}	Vazão específica de pico em condições de pré-urbanização
H_e	Lâmina d'água de entrada no reservatório
H_s	Lâmina d'água de saída

$f, m \text{ e } n$	Parâmetros da equação I-D-F do tipo Talbot
γ	Razão entre área de percolação e volume do dispositivo
A_{res}	Área do microrreservatório
H	Carga hidráulica sobre o orifício
C_d	Coeficiente de descarga do orifício
C_{do}	Coeficiente de descarga corrigido do orifício
A_o	Área do orifício
g	Aceleração da gravidade
C_{dv}	Coeficiente de descarga do vertedor
h	Carga sobre a soleira do vertedor
p	Altura da soleira do vertedor
L_v	Largura da soleira do vertedor
ΔQ	Diferença entre vazão máxima de projeto e vazão natural da bacia
L_e	Largura do retângulo equivalente
k_c	Coeficiente de compacidade
P	Perímetro da sub-bacia
W	Largura da sub-bacia
S	Declividade média
L	Comprimento de percurso do escoamento superficial
V_i	Velocidade do escoamento
k	Coeficiente de velocidade de escoamento em superfícies e calhas rasas
R_h	Raio hidráulico
$50\%A_{imp}$	50% do lote composto de área impermeável
$70\%A_{imp}$	70% do lote composto de área impermeável
n	Coeficiente de rugosidade de Manning
$PA\text{-}impermeável$	Profundidade de armazenamento em depressões da parcela impermeável
$PA\text{-}permeável$	Profundidade de armazenamento em depressões da parcela permeável
$\%A_{imp} \text{ s/ } arm$	Porcentagem de área impermeável sem armazenamento em depressões
$\%A_{imp} \text{ c/ } arm$	Porcentagem de área impermeável com armazenamento em depressões
$\%Prop$	Porcentagem de área propagada entre sub-áreas

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	1
2 OBJETIVOS	3
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
3.1 Efeitos da ocupação urbana e impermeabilização do solo sobre o escoamento superficial.....	4
3.2 Evolução dos conceitos em drenagem urbana	5
3.3 Microrreservatórios de retenção	15
3.4 Modelos hidráulico-hidrológicos de simulação de bacias	34
3.5 Cidade de São Carlos, SP	39
4 MATERIAIS E MÉTODOS.....	44
4.1 Bacia do Córrego do Mineirinho	45
4.2 Loteamento escolhido para estudo	48
4.3 Cálculo de Hidrogramas e Vazões de Pico nos Lotes	52
4.4 Modelagem e Simulação do Loteamento	67
4.5 Modelagem e Simulação da bacia do Córrego do Mineirinho	74
5 RESULTADOS E DISCUSSÃO	87
5.1 Duração da Chuva	87
5.2 Volumes de Retenção em Lotes	91
5.3 Análise do uso de microrreservatórios no Loteamento Faber 1	108
5.4 Análise do uso microrreservatórios em lotes em escala de bacia.....	112
6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	126
6.1 Conclusões.....	126
6.2 Recomendações	128
REFERÊNCIAS	130

APÊNDICE A – Levantamento de campo: seção do Córrego do mineirinho (região de montante), em janeiro de 2016.....	137
ANEXO A – Valores de CN para diferentes tipos de uso do solo. Fonte: USDA (1986).....	139
ANEXO B – Valores de n de Manning, raio hidráulico Rh e k para diferentes usos do solo (adaptado de McCuen, 1998).	142
ANEXO C – Valores do coeficiente de rugosidade da fórmula de Manning. Fonte: Porto (2006).	143
ANEXO D – Detalhamento das seções transversais do Córrego do Mineirinho. Fonte: Pontremolez (2013).	144

1 INTRODUÇÃO

A expansão desordenada do espaço urbano conduz à impermeabilização crescente das bacias hidrográficas e à ocupação inadequada de vales dos rios. Se, por um lado, as consequências diretas desses processos são as frequentes inundações, trazendo prejuízos à sociedade e ao meio ambiente; por outro, práticas que fomentam a remoção das águas pluviais de maneira rápida, tendem a transferir tais impactos para jusante.

Assim, a preocupação em torno das limitações dos sistemas de drenagem de afastamento rápido das águas de chuva, unida à crescente degradação ambiental, levou à introdução de novos conceitos e tecnologias (dispositivos) de drenagem, cujo objetivo é deter e/ou reter, acumular, reutilizar o excesso de água de chuva gerado como consequência da impermeabilização do solo, para produzir escoamento superficial de padrões compatíveis com aqueles anteriores à urbanização.

Vários estudos vêm sendo desenvolvidos com o objetivo de analisar os benefícios e impactos desses novos dispositivos de controle do escoamento superficial na fonte, a saber: valas e planos de infiltração, poço de infiltração, pavimentos permeáveis e microrreservatórios de detenção. Dentre essas estruturas utilizadas para o amortecimento de vazões de pico, destacam-se os microrreservatórios de detenção, dispositivos que atuam no sentido de armazenar temporariamente a água da chuva que daria origem ao escoamento superficial, para liberá-la mais lentamente para o sistema de drenagem.

A consideração do uso de microrreservatórios como medida de controle na fonte é justificada devido à flexibilidade de local para implantação; à simplicidade de dimensionamento; à possibilidade de assumir diversos formatos; à utilização de diversos materiais na construção; à eficiência hidráulico-hidrológica sugerida na literatura, quando projetados e operados de maneira adequada e sujeitos a frequente manutenção; e à provável redução dos custos de implantação da rede pública de drenagem.

Na cidade de São Carlos, SP, a Bacia do córrego Mineirinho tem sofrido crescente impermeabilização, como consequência do aumento do número de novos empreendimentos imobiliários que vem sendo implantados na região. De acordo com o Plano Diretor Municipal (São Carlos, 2005), a bacia em questão está situada, predominantemente, nas Zonas de Ocupação do Solo 1 (Ocupação Induzida) e 2 (Ocupação Condicionada), que possuem coeficiente de ocupação (CO) igual a 70%. Diante disso, e de um sistema de microdrenagem deficiente (às vezes, inexistente), a população tem sofrido com frequentes ocorrências de

alagamentos em diversos pontos e inundação à jusante da bacia. Visando o retorno aos padrões naturais de escoamento da bacia, ou seja, padrões anteriores à ocupação urbana, o presente trabalho propõe estudar o efeito da implantação de microrreservatórios em nível de lote sobre diferentes escalas, utilizando como ferramenta o modelo de simulação hidráulico-hidrológico de bacias SWMM (Storm Water Management Model).

Na época da proposição do presente trabalho, o código de obras de São Carlos (2011) estipulava a utilização de poço de retenção ou infiltração como medida de captação e drenagem das águas pluviais geradas no lote, para áreas impermeáveis superiores a 50% do lote, e volume específico de detenção de 5 L por metro quadrado composto de áreas impermeáveis. Uma legislação promulgada no presente ano (São Carlos, 2016) estipula o uso de reservatórios de captação e reaproveitamento de águas pluviais, de volume de 2.000 litros, para áreas construídas superiores a 140 m², enquanto o Estado de São Paulo possui lei que regulamenta o uso de dispositivos de detenção das águas pluviais para lotes com áreas impermeáveis maiores que 500 m² (SÃO PAULO, 2007).

Diante das leis vigentes, diversos são os questionamentos que inclusive corroboram com a ideia do presente trabalho, pois, da mesma forma que há carência de estudos comprobatórios da eficiência do uso do poço de retenção ou infiltração, não se tem conhecimento de estudos que sirvam de base para a implantação de reservatório em nível de lote para a cidade.

No presente trabalho, pretende-se estudar os efeitos dos microrreservatórios de detenção em nível de lotes, como medida de controle na fonte. Nesta fase, são analisados os diferentes métodos de estimativa de vazões e de pré-dimensionamento dos reservatórios disponíveis na literatura. Utilizou-se o modelo SWMM para simulação hidráulico-hidrológica dos lotes, de modo a se conhecer o comportamento dos hidrogramas de entrada e saída dos reservatórios. Em seguida, analisou-se os efeitos do uso dos microrreservatórios de lote em escala de loteamento, mediante propagação de vazão pelo sistema de microdrenagem até descarga no córrego do Mineirinho. Por fim, o estudo toma por base o loteamento existente para simulação de comportamento, assumindo sua localização em posições estratégicas na bacia, próximo à foz ou cabeceira.

2 OBJETIVOS

O presente trabalho tem como objetivo geral avaliar o efeito do uso de microrreservatórios de retenção em nível de lote e seus efeitos em uma bacia em processo de urbanização da cidade de São Carlos-SP.

Definem-se os seguintes objetivos específicos:

- Apresentação do estado da arte acerca das técnicas de pré-dimensionamento;
- Avaliação do comportamento de microrreservatórios de retenção em nível de lote;
- Avaliação do efeito da implantação dos microrreservatórios de lote em nível de loteamento;
- Avaliação do efeito da implantação dos microrreservatórios de lote na bacia, através do posicionamento estratégico do loteamento de estudo nas regiões de montante e jusante da bacia.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O presente capítulo trata dos efeitos da ocupação urbana e consequente impermeabilização do solo sobre o escoamento urbano, seguido do papel da drenagem urbana e dos conceitos, tradicionais e modernos (sustentáveis), atrelados ao mesmo. Também são apresentados os métodos usuais na quantificação do escoamento em escopo de projeto, bem como a escolha dos parâmetros hidrológicos envolvidos.

3.1 Efeitos da ocupação urbana e impermeabilização do solo sobre o escoamento superficial

Desde a década de 70, o crescimento da população nas áreas urbanas tem sido significativo nos países em desenvolvimento, uma vez que além da taxa de natalidade, houve um aumento nos números de migração da população, da área rural para a área urbana, em busca de melhores condições de vida (TUCCI, 2005).

No Brasil, somente há 15 anos (ano 2000) as estatísticas apresentaram um menor crescimento referente à urbanização, sendo a região sudeste a maior contribuinte desse processo, conforme indicações da Figura 3.1.

Figura 3.1 - Taxa de Urbanização, em porcentagem, no Brasil e Regiões. Fonte: IBGE (2010).

Conforme Mejía e Moglen (2010), uma característica da expansão urbana é a disseminação de cobertura impermeável sobre a superfície natural da terra.

A ocupação desordenada das cidades seguida da impermeabilização do solo, sem o devido planejamento e controle, tem causado impactos ao ecossistema urbano e à sociedade.

Dessa forma, em virtude do desenvolvimento urbano, as seguintes alterações no escoamento superficial podem ser destacadas (TUCCI, 2005):

- O aumento da cobertura impermeável reduz o potencial de infiltração no solo e recarga dos aquíferos, promovendo maiores volumes e taxas de escoamento superficial;
- Em consequência da urbanização há a promoção de sistemas de microdrenagem e macrodrenagem, o que aumenta a velocidade do escoamento e diminui o tempo de concentração da bacia;
- Aumento dos picos de cheia e sua frequência para o mesmo regime de chuvas;
- O aumento da velocidade do escoamento promove a produção de sedimentos e a ocorrência de erosões nas calhas dos rios;
- O carreamento de sedimentos provoca assoreamento nas seções de drenagem, reduzindo a capacidade de escoamento.

Tucci (1998) estimou em seis vezes o aumento da vazão média de cheia no rio Belém em Curitiba, Paraná, após a sua urbanização (cerca de 60% de áreas impermeáveis na bacia de contribuição). Rose e Peters (2001) estimaram um aumento de 30% a 100% na vazão de pico do rio Peachtree Creek, Atlanta (Georgia, EUA), a depender do grau de urbanização da bacia de drenagem.

O excesso de escoamento pode induzir inundações urbanas e resultar em interrupções de tráfego, perdas econômicas, poluição e problemas de saúde, que representam ameaças substanciais aos residentes locais e ao desenvolvimento urbano. Assim, há um interesse crescente em explorar o desempenho hidrológico das áreas impermeáveis para a gestão de águas pluviais urbanas. (YAO; WEI; CHEN, 2016).

3.2 Evolução dos conceitos em drenagem urbana

A drenagem urbana consiste na coleta e direcionamento das águas pluviais geradas pelo escoamento superficial nas superfícies diversas até os rios. Entretanto, as discussões giram em torno de como esses processos são e/ou devam ser realizados.

3.2.1 Drenagem tradicional

Historicamente, sistemas de drenagem começaram a ser implantados em meados do século XIX, quando o desenvolvimento das cidades começou a trazer prejuízos à população por meio de ocorrência de cheias e disseminação de doenças de veiculação hídrica.

Tradicional, para fins de drenagem urbana, é uma referência à antiga concepção higienista/hidráulica do sistema. Consiste basicamente em projetar os componentes segundo estimativas de vazões máximas associadas a tempos de duração e retorno da chuva de projeto, e cujo objetivo é transferir o escoamento para a jusante o mais rapidamente possível.

O sistema de drenagem urbana é subdividido em microdrenagem e macrodrenagem, como seguem:

- Microdrenagem: é o conjunto de elementos estruturais pelos quais o escoamento gerado em residências, calçadas e ruas escoam até chegar ao corpo receptor. Os elementos estruturais se resumem a sarjetas, bocas de lobo e galerias, entre outros.
- Macrodrenagem: é o sistema que recebe todo o escoamento gerado na bacia, constituído pelos rios e córregos urbanos.

Devido ao aumento da ocupação urbana, e com ela a construção de uma malha urbana, o escoamento que antes se dava através de superfícies permeáveis passa a acompanhar as modificações realizadas no solo, e com menores tempos de percurso. Além disso, o acréscimo das vazões de pico causa redução da capacidade de escoamento por meio dos rios e córregos, o que torna o sistema insuficiente.

Segundo Drummond (2012), a solução proposta à insuficiência dos condutos estabelecidos, tendo-se como base o pensamento clássico, incluiria: aprofundar a calha do canal, alterar a geometria da seção transversal, inserir um conduto paralelo, reduzir a rugosidade do canal, entre outras, o que demandaria do poder público grandes somas de recursos financeiros para executá-las, por vezes impraticáveis devido aos altos custos e limitações físicas.

3.2.2 Drenagem sustentável: planejamento integrado e o manejo de águas pluviais

A percepção da degradação ambiental generalizada e a crítica aos estilos de desenvolvimento apoiados em uma exploração irracional da natureza vêm motivando

numerosas discussões e novas propostas que permitem a sobrevivência do ser humano no futuro (POMPÊO, 2000).

O sistema de drenagem urbana possui uma peculiaridade: o escoamento das águas pluviais sempre ocorrerá, independente de existir ou não a rede de drenagem adequada. A qualidade e eficiência do sistema é que vai determinar os benefícios e/ou prejuízos à população (DE BONIS, 2005).

A partir das indicações expostas nos parágrafos anteriores, na década de 70, por meio dos impactos negativos que a abordagem clássica e insuficiente apresentava, surgiu a ideia do desenvolvimento sustentável, cujo objetivo implicava em um planejamento integrado da expansão do espaço urbano e seus elementos, dentre eles, a drenagem.

Potter, Ward e Shaw (2011) afirmam que o planejamento urbano pode trazer benefícios a custos menores, apresentando estratégias de como engenheiros e planejadores devem lidar com a complexidade da gestão das águas. Segundo Silva (2013), o planejamento dos serviços relacionados à água deve ser integrado aos demais serviços de infraestrutura, compreendendo desde o desenho da malha urbana, zoneamento de atividades, rede viária de transportes e os demais serviços de saneamento.

Buscando integrar o convívio do homem com os recursos hídricos, melhorando a paisagem das cidades, vários países têm utilizado abordagens que incluam a água em projetos públicos urbanos, conforme indicações da Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Abordagem sustentável adotada por alguns países.

Local	Abordagem Sustentável
Austrália	O país criou o WSUD (Water-Sensitive Urban Design), promovendo a convivência da sociedade com a água, controlando as águas pluviais na origem. Para Ashley et al. (2013), que avaliam a oportunidade de inserção do WSUD no Reino Unido, o conceito de “ <i>water sensitive</i> ” ajuda a identificar as opções mais viáveis para a gestão da disponibilidade e qualidade da água.
Estados Unidos e Canadá	Como controle quali-quantitativo da água em ambientes urbanos, foi desenvolvido o LID (Low Impact Development).
Reino Unido	Para promover o gerenciamento do escoamento superficial, reduzindo o risco de inundações, instituiu o SUDS (Sustainable Urban Drainage System).

Melhorias ao meio ambiente, incentivo à recarga das águas subterrâneas, redução do escoamento superficial, rearranjo temporal de vazões, entre outras, são as principais vantagens da abordagem sustentável adotada, também denominadas de Melhores Práticas de Gestão (BMP's – Best Management Practices), técnicas compensatórias ou técnicas de manejo de águas pluviais.

As técnicas compensatórias podem ser classificadas em estruturais e não-estruturais. As técnicas estruturais são ações corretivas, por meio de obras de engenharia, que visam adequar a propagação do escoamento no meio urbano, de modo a reduzir o a taxa de escoamento, principalmente diante de grandes eventos de precipitação; enquanto que as técnicas não-estruturais são aquelas voltadas à introdução de leis, normas ou medidas que auxiliem a população diante de eventos de chuva, seja por meio de sistemas de alerta, conscientização ambiental, etc.

No Brasil, apesar de já haver um reconhecimento de que a abordagem convencional não resolve os problemas a longo prazo, os sistemas de drenagem ainda seguem um padrão baseado apenas em eficiência hidráulica de condutos (SOUZA, 2013).

Apesar do atraso do Brasil, quanto à disseminação dessa nova abordagem, em relação a algumas partes do mundo, crescente número de trabalhos e publicações nacionais têm englobado novas técnicas/tecnologias para sua inclusão, análise e adaptação à realidade brasileira. O maior desafio, entretanto, tem sido a conciliação entre as opiniões da academia e dos gestores públicos.

A prática habitual de projetos de drenagem pluvial é a de transportar para jusante todo o excesso de água gerada pela impermeabilização e, para que as consequências da urbanização não sejam transportadas para a jusante, é necessário o controle do escoamento. O objetivo do uso de medidas de controle do escoamento superficial é proporcionar soluções para a retenção, infiltração e redução das taxas de vazão tão próximos quanto possível dos locais de geração.

Tucci (2005) classifica as medidas estruturais de controle do escoamento de acordo com sua ação na bacia hidrográfica, como:

- Distribuída ou na fonte: é o tipo de controle que atua sobre o lote, praças e passeios. São eles: valas e valetas de armazenamento e/ou infiltração; microrreservatórios de retenção; telhados verdes; e poço de infiltração.
- Na microdrenagem: é o controle que age sobre o hidrograma resultante de um ou mais loteamentos. São eles: pavimentos porosos; valas de retenção e/ou infiltração; e as trincheiras de infiltração.
- Na macrodrenagem: é o controle sobre os principais riachos urbanos. Bacias de retenção e retenção são classificadas como medidas de controle na macrodrenagem.

3.2.3 Medidas de controle na fonte

Os sistemas de drenagem clássicos têm como princípio de funcionamento a transferência rápida das águas pluviais para a jusante, e tendem a aumentar a frequência das inundações. Estes sistemas alteram o ambiente natural dos rios e córregos urbanos, e dependendo das características de ocupação da bacia contribuem ainda para o aumento da poluição dos corpos d'água receptores. As soluções para os problemas da drenagem devem buscar melhores alternativas, tanto do ponto de vista hidrológico como do meio ambiente urbano (TOMIGANA, 2013).

Pensando nisso, os dispositivos de medidas de controle na fonte são classificados quanto à sua atuação, seja na infiltração, no armazenamento, ou na combinação desses processos, visando ao rearranjo temporal e espacial das vazões, e redução do volume escoado (quando há infiltração).

Dentre os dispositivos de controle na fonte, apontam-se: valas, valetas e planos de infiltração e/ou detenção; telhados verdes; poços de infiltração; e microrreservatórios de detenção.

Valas, valetas e planos de infiltração e/ou detenção são técnicas constituídas por simples depressões escavadas no solo com o objetivo de recolher as águas pluviais e efetuar o seu armazenamento temporário e, eventualmente, favorecer sua infiltração. Poços de infiltração, por sua vez, são estruturas de infiltração capazes de drenar pequenas áreas, evacuando-as para o subsolo. Sua utilização é recomendada em casos em que a capacidade de infiltração seja conhecida. Telhados verdes ou telhados armazenadores são estruturas que consistem no armazenamento provisório das águas pluviais nos telhados e a restituição de uma vazão amortecida à rede de água pluvial (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2005).

Uma síntese dessas estruturas é exibida na Tabela 3.2. Por se tratarem de objeto de estudo do presente trabalho, os microrreservatórios de detenção serão abordados na seção 3.3.

Advindo da necessidade de controlar o escoamento superficial na fonte, Cruz, Tucci e Silveira (1998) destacam que o controle no lote permite a redução dos impactos devidos à urbanização, já que ainda restam as ruas, calçadas e áreas públicas.

Entretanto, a grande dificuldade de implementar o controle na fonte em drenagem urbana reside nos seguintes fatores, segundo Dornelles (2014): i) Resistência de profissionais

desatualizados e falta de entendimento por parte da população; e ii) Falta da capacidade técnica dos municípios de atuar na fiscalização e controle, de forma efetiva;

Tabela 3.2 – Síntese das medidas estruturais de controle na fonte. Fonte: adaptado de Castro (2002).

Medida Estrutural de controle na fonte	Princípio Básico	Vantagens	Desvantagens
Valas, Valetas ou planos de infiltração	Rearranjo temporal de vazões e/ou redução dos volumes escoados.	<ul style="list-style-type: none"> - Redução das vazões escoadas a jusante; - Ganho financeiro, com a redução das dimensões das tubulações a jusante; - Podem ser integradas facilmente ao paisagismo e em áreas de lazer ou de esportes. 	<ul style="list-style-type: none"> - Grande risco de colmatção; - Necessidade de manutenção frequente; - Risco de poluição dos aquíferos; - Risco de estagnação da água.
Poços de infiltração	Rearranjo do volume escoado.	<ul style="list-style-type: none"> - Redução dos volumes drenados pela rede de drenagem; - Ganho financeiro, com a redução das dimensões das tubulações a jusante; - Baixo custo de investimento; - Boa integração com o meio urbano; - Não necessita de exutório; - Possibilita recarga dos aquíferos; - Não há grandes restrições em função da topografia. 	<ul style="list-style-type: none"> - Possibilidade de colmatção das superfícies de infiltração; - Necessidade de manutenção regular; - Risco de poluição do lençol subterrâneo; - Baixa capacidade de armazenamento.
Telhados Verdes	Rearranjo temporal de vazões.	<ul style="list-style-type: none"> - Redução das vazões escoadas a jusante; - Ganho financeiro, com a redução das dimensões das tubulações a jusante; - Diminuição do risco de inundação, com a redução dos picos das vazões escoadas; - Não necessita muitos investimentos; - Boa integração com o meio urbano; - Não há diferenças nas técnicas na construção em relação aos telhados convencionais. 	<ul style="list-style-type: none"> - Necessidade de manutenção regular; - Necessidade de cálculos de estabilidade para a utilização sobre os telhados existentes; - Dificuldade de utilização em telhados com declividades elevadas; - Necessidades de precauções adicionais relacionadas à estanqueidade.

3.2.3.1 *Panorama Brasileiro do Controle do Escoamento na Fonte*

No Brasil, de acordo com a Constituição Federal (BRASIL, 1988), em seu artigo 30, aos municípios compete legislar sobre assuntos de interesse local. Em se tratando de dispositivos de controle do escoamento na fonte, para que os mesmos sejam eficientes na prevenção e redução de enchentes e inundações, critérios e parâmetros conforme as características naturais e urbanas de cada região (ou município) devem ser determinados. Desse modo, algumas cidades brasileiras instituíram leis, decretos e planos diretores que sirvam de diretrizes para prover o planejamento e controle da drenagem. Alguns exemplos são mencionados aqui, sem a pretensão de esgotar o tema.

Em Porto Alegre (IPH, 2005; PORTO ALEGRE, 2006) é estipulada uma vazão máxima específica menor ou igual a 20,8 L/s.ha que pode ser lançada ao sistema público de drenagem proveniente de áreas impermeáveis. Para terrenos com áreas maiores que 600 m² e menores a 100 ha, quando o controle de vazão adotado for reservatório, o volume necessário deve ser determinado pela Equação 3.1.

$$V_e = 4,25 * \%A_{imp} \quad (3.1)$$

sendo: V_e = volume específico do reservatório (m³/ha); e $\%A_{imp}$ = porcentagem de área impermeável.

Como alternativa de redução do escoamento superficial, a solução proposta pela legislação é adoção de trincheiras de infiltração e pavimentos permeáveis, que proporcionam a redução de 50% a 80% da área impermeável computada, desde que avaliadas e comprovadas as condições mínimas de infiltração no solo (BARROS e KRUK, 2014).

A Lei Estadual nº 12.526, de 02 de janeiro de 2007 (SÃO PAULO, 2007), regulamentou o uso de reservatórios para acúmulo das águas pluviais nos lotes edificados ou não que tenham área impermeabilizada superior a 500 m². A capacidade do reservatório deverá ser calculada com base na Equação 3.2. No caso de estacionamentos ou similares, 30% da área total ocupada deve ser revestida com piso drenante ou reservado como área naturalmente permeável.

$$V = 0,15 * \%A_{imp} * I * td \quad (3.2)$$

sendo: V = volume do reservatório (m³); 0,15 = coeficiente de redução; I = índice pluviométrico igual a 0,06 m/h; e td = duração da chuva igual a uma hora.

Entretanto, para melhor adequação à Lei Estadual de acordo com suas condições de chuva e ocupação do solo, a Lei Municipal nº 4.382, da cidade de Osasco (OSASCO, 2009), altera o coeficiente de redução de 0,15 para 0,10 e aumenta o I de 0,06 m/h para 0,08 m/h. A referida lei torna obrigatória a composição de 15% da área total do lote como cobertura vegetal. No caso de estacionamentos, 60% da área total deve ser revestida com piso drenante ou área permeável.

A Lei Municipal nº 9.952 de 2012, em Sorocaba (SOROCABA, 2012), aplica a Equação 3.2 para o dimensionamento de reservatórios de retenção, com alteração no I , majorado para 62,4 mm/h.

Diferentemente dos pressupostos da Lei Estadual, de 2008, no município de São José do Rio Preto, por meio da Lei Municipal nº 10.290 (SÃO JOSÉ DO RIO PRETO, 2008), é imposto que toda edificação cuja superfície impermeável exceda 100 m², deverá contemplar em seu projeto a construção de reservatórios de retenção ou retenção das águas pluviais, com previsão de vazão específica máxima de 13 L/h.m² (36,1 L/s.ha). O volume de retenção pode ser calculado a partir das Equações 3.3 e 3.4.

$$V = (102,55 + 6,335 * (\%A_{imp} - 10)) * A, \text{ para } \%A_{imp} \leq 40\% \quad (3.3)$$

$$V = (292,60 + 6,938 * (\%A_{imp} - 40)) * A, \text{ para } \%A_{imp} > 40\% \quad (3.4)$$

Segundo o Código de Obras de São Carlos, através da Lei nº 15.958 (SÃO CARLOS, 2011), é obrigatória a construção de reservatório de retenção e retenção ligado ao sistema de drenagem ou sistema equivalente, em lotes com área impermeabilizada igual ou maior a 50%. Quando da construção do reservatório, este deve possuir volume da razão de 5 litros por metro quadrado impermeabilizado do terreno. Entretanto, uma legislação recentemente promulgada, São Carlos (2016), obriga aos proprietários de novos imóveis a construção de um reservatório de aproveitamento de água de chuva com volume de 2.000 litros, para os lotes com áreas acima de 140 m².

Por meio do Decreto Municipal nº 176 (CURITIBA, 2007), a Prefeitura Municipal de Curitiba instituiu a obrigatoriedade da implantação de reservatórios de retenção aos lotes com área igual ou superior a 3.000 m² ou aqueles com taxa de permeabilidade inferior a 25%. O dimensionamento do volume de retenção é dado pela Equação 3.5. É estabelecido, no referido decreto, o diâmetro do dispositivo de descarga a ser utilizado, de acordo com o volume calculado.

$$V = K * I * A_i \quad (3.5)$$

sendo: V = volume de detenção (m^3); K = constante igual a 0,20; I = intensidade da chuva igual a 0,08 m/h; e A_i = área impermeabilizada (m^2), para a taxa de permeabilidade entre 25% e 15%, ou área total do terreno (m^2), para a taxa de permeabilidade inferior a 15%.

Anteriormente a esse decreto, o Manual de Drenagem Urbana da Região Metropolitana de Curitiba (RMC), lançado pelo Instituto das Águas do Paraná (PARANÁ, 2002), adotava como vazão específica máxima para a RMC, 27 L/s.ha. O documento dispõe de diversos tipos de estruturas de controle, bem como as equações e limitações aplicadas a cada estrutura a ser implantada.

A cidade do Rio de Janeiro, por sua vez, por meio do Decreto Municipal nº 23.940 (RIO DE JANEIRO, 2004), obriga às áreas impermeabilizadas maiores que 500 m^2 , a construção de reservatórios. A capacidade do reservatório deverá ser calculada segundo a Equação 3.6:

$$V = K * A_i * h \quad (3.6)$$

sendo: V = volume de detenção (m^3); K = coeficiente de abatimento igual a 0,15; A_i = área impermeabilizada (m^2); e h = altura da chuva (m), correspondente a 0,06 m nas Áreas de Planejamento 1, 2 e 4 e a 0,07 m nas Áreas de Planejamento 3 e 5.

Atualmente, essa lei não é obrigatória para os proprietários de imóveis cuja descarga final do escoamento são as lagoas e os oceanos.

Apesar das legislações existentes já buscarem um certo controle do escoamento das águas pluviais, poucos são os critérios de projeto a serem admitidos. Além disso, nem todos os municípios ou estados listados anteriormente possuem vazão específica de pré-urbanização estimada, o que pode tornar ineficiente o volume calculado. O tempo de retorno atribuído às expressões de volume também não são definidos ou informados, exceto para Porto Alegre e RMC.

Mesmo a existência de legislações e intenções que favoreçam o uso de técnicas compensatórias, várias são as dificuldades impostas quanto ao funcionamento eficiente dessas estruturas. Um grande desafio é referente à manutenção e fiscalização do sistema, bem como a quem delegar essa responsabilidade. O Manual de Drenagem do Município de São Paulo (SÃO PAULO, 2012) alerta que o controle na fonte apresenta dificuldades de monitoramento e manutenção, sobre as quais incidem custos elevados. Além disso, quando imposta aos usuários, a manutenção nem sempre é contínua, podendo tornar a estrutura ineficiente.

3.3 Microrreservatórios de retenção

Como medida de controle na fonte, os microrreservatórios de retenção podem ser integrados às instalações de águas pluviais no lote. O princípio do funcionamento do reservatório é receber o escoamento gerado no lote (telhados e áreas impermeáveis, em geral), e direcioná-lo à rede pública de drenagem, promovendo o seu armazenamento temporário e a descarga da vazão efluente dele em níveis inferiores (nível de pré-urbanização) através de dispositivo(s) de descarga, como orifícios e vertedores. O objetivo principal dessa técnica é restabelecer as condições naturais do escoamento superficial que vai para a rede de drenagem.

Os microrreservatórios de retenção podem ser enterrados ou superficiais, dependendo das limitações físicas às quais as cotas de descarga e rede pluvial estão sujeitas. O ideal é o favorecimento do escoamento através de conduto livre, por gravidade.

Estes dispositivos podem ser classificados como on-line ou off-line. São considerados on-line quando comportam todo o escoamento superficial gerado pelas superfícies impermeáveis. Numa tentativa de diminuir os custos relativos à construção, mediante diminuição do volume de armazenamento, têm-se os reservatórios off-line, que funcionam com auxílio de uma estrutura de *by-pass*, transferindo o escoamento excedente para um reservatório em paralelo (TASSI, 2002; NAKAZONE, 2005).

Segundo estudo realizado por Tassi (2002), os microrreservatórios off-line apresentam redução de volume desprezível, quando comparados aos microrreservatórios on-line, e o seu tempo de armazenamento se mostra superior. Entretanto, os reservatórios off-line armazenam a parte menos poluída, visto que a porção inicial do escoamento, rica em poluentes, escoa diretamente para a rede de drenagem.

A diferença entre os volumes de armazenamento das estruturas on-line e off-line podem ser notadas com o auxílio dos esquemas das Figuras 3.2 e 3.3, abaixo, que apontam em azul, os volumes dos hidrogramas resultantes do escoamento superficial pós-urbanização que seriam armazenados em ambas as situações:

Figura 3.2 – Volume de dimensionamento de um microrreservatório de detenção online.

Figura 3.3 – Volume de dimensionamento de um microrreservatório de detenção off-line.

Fonte: adaptado de Na

As principais vantagens e desvantagens dessa estrutura de controle na fonte são listadas na Tabela 3.3, conforme citam O'Loughlin et al. (1995):

Tabela 3.3 – Vantagens do uso de microrreservatórios de retenção.

Vantagens	Desvantagens
Os microrreservatórios previnem impactos adversos do desenvolvimento, restaurando o armazenamento natural perdido;	Regulamentos inadequados e critérios de projeto são usualmente muito simplificados;
Não transfere problemas para a jusante como a maioria dos sistemas faz;	Sob algumas condições hidrológicas, armazenamento localizado nas áreas mais baixas da bacia podem incrementar as vazões devido ao retardo dos hidrogramas;
O sistema é equitativo porque coloca a responsabilidade do controle e seus custos para quem se beneficia do desenvolvimento;	Manutenção é o maior problema, e a execução é difícil e possivelmente onerosa;
Problemas são resolvidos in loco, e as soluções não são postergadas;	São pouco eficientes na redução de poluentes;
Permite uma base para o controle da qualidade da água;	São pouco eficientes do ponto de vista econômico.
Crescente aceitação pelas partes envolvidas.	-
Flexibilidade de construção, podendo ser de concreto armado, fibrocimento e alvenaria.	-

Fonte: O'Loughlin et al. (1995).

3.3.1 Estudos com microrreservatórios

O uso de microrreservatórios de retenção vem sendo difundido em diversos países há anos (AGRA, 2001), e estudos sobre a eficiência das estruturas (com e sem integração a outras técnicas) têm sido desenvolvidos continuamente (TODESCHINI; PAPIRI; CIAPONI, 2012; VAN DER STERREN; RAHMAN, 2015).

O'Loughlin et al. (1995) apresentam um panorama da difusão dos microrreservatórios de retenção em Sydney, Austrália, como alternativa ao controle do escoamento excedente devido ao desenvolvimento urbano. Naquele ano, já se contavam 3.500 microrreservatórios instalados na cidade, com volumes de retenção variando entre 200 e 500 m³/ha. O típico sistema de retenção na fonte é apresentado na Figura 3.4.

Figura 3.4 - Típico sistema de retenção na fonte recomendado em Sydney, Austrália: a) Superfície de coleta e superfície de controle; e b) Controle hidráulico e armazenamento. Fonte: adaptado de O'Loughlin et al. (1995).

Em Cruz, Tucci e Silveira (1998), foram realizadas simulações para lotes hipotéticos de 300, 400, 500 e 600m², declividade de 4%, e taxa de impermeabilização entre 50 e 100%, da cidade de Porto Alegre, que resultam aumentos nas vazões de pico da ordem de 17 a 45%, em relação as vazões de pico em condições naturais. Foram analisadas seis estruturas de controle do escoamento no lote, conforme a Figura 3.5, cujas dimensões foram avaliadas assumindo precipitação de tempo de retorno da chuva de 2 e 5 anos. Os autores verificaram que, para um lote de 600 m² e 100% de impermeabilização, um reservatório de, no máximo, 2,5 m³ é suficiente para a manutenção da vazão de pré-ocupação. As análises dos custos de implantação das seis estruturas de controle indicaram que os reservatórios subterrâneos são entre 3 e 4 vezes mais onerosos que os reservatórios com estrutura aberta gramada.

Figura 3.5 – Esquemas construtivos dos reservatórios: a) Reservatório lacrado com 1 m de profundidade; b) Reservatório lacrado com 0,40 m de profundidade; c) Reservatório cilíndrico com 0,60 m de diâmetro. Fonte: Cruz, Tucci e Silveira (1998).

Figura 3.6 – Continuação. Esquemas construtivos dos reservatórios: d) Reservatório aberto gramado; e) Reservatório com infiltração em solo batido de 1 m de profundidade; e f) Reservatório com infiltração em solo batido de 0,40 m de profundidade. Fonte: Cruz, Tucci e Silveira (1998).

A influência de um microrreservatório de 1 m³ (Figura 3.6), para a área de contribuição de 337,5 m², submetida a eventos reais de precipitação foi analisada experimentalmente por Cruz, Agra e Goldenfum (2001). Com o auxílio de linígrafos e um pluviógrafo, parâmetros hidrológicos como precipitação e nível foram medidos. O máximo tempo de recorrência dos eventos de chuva monitorados foi próximo a 5 anos. Para os autores, a estrutura se mostrou eficiente apenas na redução da vazão de pico (média de 24%), entretanto, devido ao pequeno volume, o tempo de pico praticamente não foi alterado. Além disso, para eventos de maior duração, houve transbordamento de água, comportamento que se

atribui ao pequeno volume de detenção e à perda da capacidade de escoamento por entupimento do dispositivo de descarga. A análise para eventos reais sugere que o comportamento e a eficiência do microrreservatório estão intrinsicamente ligados à intensidade da precipitação e sua distribuição temporal.

Figura 3.7 - Microrreservatório instalado. Fonte: Cruz, Agra e Goldenfum (2001).

Tassi (2002) realizou simulações em uma bacia hipotética, composta em sua totalidade por lotes (bacia com lotes de 300m² e bacia com lotes de 600 m²), visando à redução de vazões com o uso de microrreservatórios de detenção. A autora obteve reduções de vazões de pico em relação às vazões sem controle de 50%, para precipitações com tempo de retorno de 5 anos, e reduções de 45%, para TR 10 anos, na saída da bacia. A análise econômica das redes de drenagem dimensionadas em função do controle no lote, possibilitou uma redução de 33% na implantação das redes de drenagem, controlando a vazão de pós-ocupação no lote.

Drummond (2012) estudou a influência dos reservatórios de lote no município de Belo Horizonte, MG. O autor comparou os volumes de detenção recomendados pelas legislações locais aos calculados pelos métodos usuais de dimensionamento, concluindo pelo subdimensionamento dos volumes impostos pela legislação municipal. Além disso, o autor verificou que as capacidades de esgotamento de um microrreservatórios com 1,08 m³ através de quatorze diferentes tubos de descarga, em laboratório, apresentou coeficiente de descarga médio de 0,90, valor superior ao indicado pela literatura. Este resultado provocaria um superdimensionamento da estrutura de armazenamento, uma vez que a descarga aumentaria consideravelmente, comparando-se aos coeficientes de descarga presentes na literatura.

3.3.2 Determinação da Vazão de Pré-Urbanização

A vazão de pré-urbanização corresponde à vazão em condições próximas às naturais, e seu conhecimento é importante e essencial para o dimensionamento de microrreservatórios de retenção e o(s) dispositivo(s) de descarga.

Usualmente, em projetos urbanos, de pequenas áreas de drenagem, vazões de pico são determinados pelos métodos Racional e SCS, detalhados nos itens a seguir.

3.3.2.1 Método Racional

O Método Racional é frequentemente utilizado para pequenas bacias ($< 2 \text{ km}^2$) e os princípios básicos dessa metodologia, segundo Bidone e Tucci (2015) são:

- A duração da precipitação máxima de projeto é igual ao tempo de concentração da bacia.
- Adoção de um coeficiente único de perdas, estimado com base nas características da bacia;
- Não avalia o volume de cheia e a distribuição temporal das vazões.

A vazão de pico é obtida por:

$$Q = 0,278 * CIA \quad (3.7)$$

sendo: Q = vazão de pico (m^3/s); C = coeficiente de escoamento superficial; I = intensidade máxima média da precipitação de período de retorno e duração estabelecidos (mm/h); e A = área de drenagem (km^2).

O coeficiente de escoamento superficial é tido como a relação entre a precipitação efetiva total e a precipitação total. Na literatura, existem várias tabelas que estimam seu valor com base na cobertura da superfície. A Tabela 3.4 apresenta alguns valores adotados para esse coeficiente.

A duração da chuva é dada como igual ao tempo de concentração da bacia, podendo este ser estimado por várias equações ou métodos. Mais detalhes deste parâmetro são encontrados na seção 3.3.2.3.

Tabela 3.4 – Valores de C adotados pela Prefeitura de São Paulo.

Zonas	C
Edificação muito densa: partes centrais, densamente construídas, e uma cidade com ruas e calçadas movimentadas.	0,70 – 0,95
Edificação não muito densa: partes adjacentes ao centro, de menor densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas	0,60 – 0,70
Edificações com poucas superfícies livres: partes residenciais com ruas macadamizadas ou pavimentadas	0,50 – 0,60
Edificações com muitas superfícies livres: partes residenciais com ruas macadamizadas ou pavimentadas	0,25 – 0,50
Subúrbios com alguma edificação: partes de arrabaldes e subúrbios com pequena densidade de construção	0,10 – 0,25
Matas, parques e campos de esporte: partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas, parques ajardinados, campos de esporte sem pavimentação	0,05 – 0,20

Fonte: Wilken (1978).

3.3.2.2 Método do Hidrograma Unitário do SCS

O método do Hidrograma Unitário Triangular Sintético do SCS foi desenvolvido pelo *Soil Conservation Service* (atualmente NRCS - *National Resources Conservation Service*) para pequenas bacias rurais dos Estados Unidos e adaptado para áreas urbanas. Desenvolvido, a partir de um trabalho originalmente elaborado por Victor Mockus, em 1952, denominado HUC – Hidrograma Unitário Curvilíneo, o método consiste na representação do hidrograma por meio de um triângulo, cuja área corresponde ao volume de escoamento superficial (Figura 3.7).

As expressões que definem o triângulo, conforme indicações da Figura 3.7, são:

$$tr = 0,6tc \quad (3.8)$$

$$Tp = tr + \frac{D}{2} \quad (3.9)$$

$$qp = \frac{0,208A}{Tp} \quad (3.10)$$

sendo: tr = tempo de retardamento (h); tc = tempo de concentração (h); Tp = tempo de ascensão (h); D = duração da chuva unitária (h), sendo $D < tc/5$; qp = vazão de pico para uma chuva unitária excedente de 1 mm de lâmina ($m^3/s/mm$); e A = área de drenagem (km^2).

Figura 3.8 – Hidrograma Unitário do SCS.

Conforme mencionado na seção anterior, o tempo de concentração será abordado no seção 3.3.2.3.

Após definição do hidrograma unitário, é necessário conhecer a chuva de projeto a ser utilizada, geralmente de duração igual a pelo menos o tempo de concentração da bacia. A partir de dados de precipitação, discretizada em intervalos de tempo de duração D e acumulada, é possível calcular a precipitação efetiva para cada unidade de tempo, a partir das seguintes equações:

$$\text{se } P > 0,2S; P_{ef} = \frac{(P - 0,2S_{scs})^2}{P + 0,8S_{scs}} \quad (3.11)$$

$$\text{se } P \leq 0,2S; P_{ef} = 0$$

$$S_{scs} = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (3.12)$$

sendo: P = precipitação acumulada (mm); P_{ef} = precipitação efetiva acumulada (mm); S_{scs} = capacidade de armazenamento no solo (mm); e CN = *curve number*. Observa-se que a equação 3.11 presume que a abstração inicial possa ser estimada como 20% da capacidade de armazenamento do solo.

O *curve number* (CN) do SCS foi desenvolvido como um coeficiente que representa uma combinação das condições de umidade antecedentes à chuva, do grupo do solo e da cobertura do solo. O Anexo A apresenta os valores tabelados de CN na condição média de umidade antecedente, normalmente utilizada.

Os dados discretos de precipitação efetiva, são aplicados ao hidrograma unitário estabelecido e resulta em um hidrograma final, por meio do processo de convolução de hidrogramas.

3.3.2.3 *Tempo de Concentração*

Existem duas definições comumente usadas para o tempo de concentração. Primeiro, o tempo de concentração (t_c) é o tempo requerido para uma partícula de água escoar do ponto mais distante (hidraulicamente) da bacia até o exutório ou ponto de controle de uma área de drenagem. Na prática, e como segunda definição, conhecer o valor de t_c significa conhecer a duração da chuva crítica ou o tempo que bacia ou área de drenagem leva para contribuir integralmente com o escoamento na sessão exutória (McCuen, 1998).

Em projetos de drenagem urbana, os quais usualmente utilizam o método Racional para cálculo das vazões de pico, é requerida uma estimativa de t_c para seleção e cálculo da chuva de projeto, o que reforça a importância de uma boa estimativa para esse parâmetro.

Conforme citam Mota e Kobayama (2015), vários artigos que trataram do assunto de t_c e/ou propuseram fórmulas são antigos e, na maioria das vezes, de difícil acesso. Sendo assim, nos trabalhos, normalmente, tem ocorrido a citação de outra citação. Esses autores apresentam uma breve história sobre a fórmula desenvolvida utilizando-se os dados exibidos em Kirpich (1940). Segundo eles, originalmente, não existe uma equação de tempo de concentração proposta por Kirpich. Tomando os dois fatores de maior importância para o cálculo de t_c , a saber: comprimento de percurso e declividade, Kirpich organizou os dados de 07 bacias, com áreas variando entre 0,005 e 0,453 km², e através das relações de comprimento e declividade, verificou que o tempo de concentração, para qualquer bacia hidrográfica, depende de um fator K, que varia diretamente com o comprimento de percurso e inversamente com a raiz quadrada da declividade. Sendo assim, a partir de valores de K associados aos tempos de concentração registrados na bacia, a curva de regressão plotada apresentou tendência a uma equação do tipo exponencial.

Silveira (2005) avaliou o desempenho de 23 fórmulas práticas de tempo de concentração por meio da avaliação dos dados originais para os quais cada fórmula foi elaborada. Dentre as equações apresentadas, o autor faz recomendações de uso das equações de t_c , considerando bacias urbanas e rurais. A equação de Kirpich foi a 3^a mais recomendada para bacias urbanas e 4^a mais recomendada para bacias rurais.

Com a impermeabilização da bacia, ocorre a redução do tempo de concentração da mesma, tendo em vista a redução da resistência ao escoamento sobre as superfícies. Deste modo, outras fórmulas de tempo de concentração foram desenvolvidas (Kerby, George Ribeiro, Desbordes, etc), admitindo que existam outros fatores que influenciam o tempo de percurso do escoamento. São eles: forma da bacia, tipo de cobertura vegetal, comprimento e declividade dos cursos d'água afluentes, distância horizontal entre o ponto mais afastado da bacia até sua saída, e condições do solo.

Devido a heterogeneidade da bacia, é provável que o escoamento varie ao longo do percurso, de acordo com as condições, características da superfície e declividade, fatores esses que influenciam diretamente a velocidade do escoamento. Além disso, as bacias urbanas possuem, normalmente, estruturas de microdrenagem e macrodrenagem, condutos livres que, interligados, direcionam o escoamento aos córregos, rios ou canais.

A literatura recomenda que, para áreas urbanas, seja utilizado o Método Cinemático, ou Método das Velocidades (USDA, 1986; MCCUEN, 1998; PORTO, 2015) para estimar o tempo de concentração. Conforme descrito em McCuen (1998), este método se baseia no conceito de que o tempo de percurso do escoamento de um determinado caminho seja função do comprimento e velocidade, esta intrinsecamente relacionada com a rugosidade e declividade da superfície do terreno.

Ao iniciar a chuva, o escoamento gerado nos pontos superiores da bacia não forma caminhos de fluxo bem definidos, também denominado escoamento difuso, com exceção à existência de valas, etc., que possibilita a formação de um escoamento laminar (*sheet flow*), mais “raso”. Em áreas urbanas, ao alcançar as sarjetas e canais, o escoamento passa a ser mais concentrado (*concentrated flow*), atingindo uma forma mais definida, até por fim, atingir o curso d'água (*open channels*). Dessa forma, o Método das Velocidades possibilita que se calcule o tempo de concentração da bacia subdividindo-o em percursos homogêneos, isto é, que contenham o mesmo regime de escoamento. Estes podem ainda ser subdivididos em subtrechos de velocidades distintas.

3.3.3 Métodos de Dimensionamento do Volume de Detenção dos microrreservatórios

O volume de detenção a ser dimensionado está diretamente relacionado à vazão de pico de restrição ou vazão limite para o lote, podendo essa vazão ser garantida a partir do diâmetro do orifício de descarga do reservatório e da carga hidráulica sobre ele.

Os mais diversos métodos de pré-dimensionamento se baseiam, no geral, nas relações entre os hidrogramas afluentes e efluentes ao reservatório de retenção ou hidrogramas de pré e pós-urbanização da área de estudo. Alguns desses métodos são apresentados a seguir.

3.3.3.1 Equação de Wycoff e Singh (1976)

A equação proposta por Wycoff e Singh (1976) é aplicada ao dimensionamento preliminar, quando um alto grau de exatidão não é necessário. Considera os hidrogramas de entrada e saída do reservatório de retenção, e não os hidrogramas de pré e pós-ocupação na bacia. Os autores utilizaram regressão múltipla linear aos dados observados a partir da combinação de hidrogramas de entrada, vários reservatórios e suas estruturas de descarga, resultando a equação 3.13. A equação 3.14 representa o cálculo de volume escoado, que segue a mesma premissa do hidrograma triangular do método Racional.

$$\frac{V}{Vr} = \frac{1,291 * (1 - \frac{Qo}{Qi})^{0,753}}{(\frac{tb}{tp})^{0,411}} \quad (3.13)$$

$$Vr = 0,5 * TBo * Qo \quad (3.14)$$

sendo: V = volume de retenção; Vr = volume total do escoamento; Qo = vazão de pico do hidrograma de saída do reservatório; Qi = vazão de pico do hidrograma de entrada do reservatório; tb = tempo de base do hidrograma de entrada; tp = tempo de pico do hidrograma de entrada; e TBo = tempo de base do hidrograma de saída.

A equação 3.13 pode ser usada para estimar o volume de armazenamento necessário para produzir uma vazão de pico de saída, quando conhecida a vazão de pico do hidrograma de entrada do reservatório.

3.3.3.2 Equação de McCuen (1998)

A equação de McCuen para cálculo do volume do reservatório é baseada em uma fórmula bastante simples e de fácil resolução, sendo necessário, apenas, cálculo das vazões de pico da bacia, para as condições de pré-urbanização e pós-urbanização. Conceitualmente, os hidrogramas (condições anteriores e posteriores à urbanização) possuem forma triangular simétrica, com tempo de pico igual ao tempo de concentração “ t_c ” e tempo de base “ $2t_c$ ”,

para cada uma das duas condições, sendo o volume de retenção é calculado a partir da área entre os dois hidrogramas (Figura 3.8):

Figura 3.9 – Modelo generalizado para estimativa de volume de armazenamento. Fonte: adaptado de McCuen (1998).

O volume de retenção é dado a partir da equação 3.15, abaixo, e as vazões de pico podem ser calculadas pelos métodos de estimativas de vazões, Racional e SCS – Soil Conservation Service.

$$V_s = (Q_{pd} - Q_{pa}) * t_p \quad (3.15)$$

sendo: V_s = volume do reservatório; Q_{pd} = vazão de pico em condições de pós-urbanização (m^3/s); Q_{pa} = vazão de pico em condições de pré-urbanização (m^3/s); t_p = tempo de pico em condições de pós-urbanização considerada igual ao tempo de concentração (s).

3.3.3.3 Método utilizado por Tucci (2000)

Tucci (2000) estima o volume do reservatório de retenção para pequenas áreas urbanas ($< 2km^2$) com base na equação 3.16. A diferença em relação à equação de McCuen é que a duração da chuva não é considerada igual ao tempo de concentração.

Os valores de vazões de pico em condições anteriores e posteriores ao desenvolvimento da área são obtidos por meio do método Racional (equação 3.7), porém a expressão de volume é obtida por unidade de área, ou seja, a expressão passa a ser de volume específico, de acordo com a equação 3.16.

$$\frac{V}{A} = (0,278 * CI - q_{pa}) * 60td \quad (3.16)$$

sendo: qpa = vazão específica de restrição, tida como a vazão máxima por unidade de área em condições de pré-desenvolvimento; e td = duração da chuva que corresponde ao volume máximo de detenção.

O coeficiente de escoamento C pode ser estimado de acordo com a Tabela 3.4. A intensidade máxima média I , associada a um tempo de retorno e a uma duração da chuva pode ser substituída pela equação de chuvas intensas, conforme indicações da equação 3.17.

$$\frac{V}{A} = \left(0,278 * C * \frac{aTR^b}{(c + td)^d} - qpa \right) * 60td \quad (3.17)$$

sendo: V/A = volume específico de detenção (m^3/km^2); a, b, c, d = parâmetros da equação de chuvas intensas; e TR = tempo de retorno (anos).

Derivando a equação 3.17 em função de td e igualando a 0, é possível obter a duração da chuva que produz volume máximo.

Ao relacionar o coeficiente de escoamento superficial C com a fração de área impermeável, é possível encontrar volumes específicos de detenção em função da fração de área impermeável.

Este método foi utilizado para definir o volume de detenção necessário para a cidade de Porto Alegre, em projetos cuja área de drenagem seja menor que 100 hectares, como medida de controle dentro do lote ou loteamento.

3.3.3.4 Método da Curva Envelope

Partindo-se da premissa de que o volume máximo, ou de dimensionamento (equivalente à lâmina d'água armazenável), é obtido através da variação da diferença entre HE (lâmina d'água de entrada) e HS (lâmina d'água de saída), no tempo (equação 3.18), Silveira e Goldenfum (2007) organizaram diversas equações que representam o volume de detenção e/ou retenção para diferentes técnicas de controle do escoamento.

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial(HE - HS)}{\partial t} = 0 \quad (3.18)$$

Os cálculos de HE e HS são realizados como segue:

- Transformação da equação de chuvas intensas (equação 3.19) na equação I-D-F do tipo Talbot (equação 3.20):

$$I = \frac{aTR^b}{(c + td)^d} \quad (3.19)$$

$$I = \frac{fTR^m}{td + n} \quad (3.20)$$

$$f = 0,68a \exp(0,06d^{-0,26}td^{1,13}) \quad (3.21)$$

$$m = b \quad (3.22)$$

$$n = 1,32d^{-2,28}td^{0,89} \quad (3.23)$$

sendo: I = intensidade máxima média da chuva; a, b, c, d = parâmetros da equação I-D-F; k, m, n = parâmetros da equação I-D-F do tipo Talbot; TR = tempo de retorno (anos); td = duração da chuva (min).

- HE é dado pela equação 3.24:

$$HE = \beta * \frac{fT^m}{td + n} \quad (3.24)$$

$$\beta = C * \frac{A}{Ares} \quad (3.25)$$

sendo: $Ares$ = área do microrreservatório.

- HS é dado pela equação 3.26:

$$HS = \gamma * H * qpa \quad (3.26)$$

sendo: γ = é a razão entre a área de percolação e volume do dispositivo (1/mm); H = profundidade média do volume de acumulação do dispositivo (mm); qpa = vazão de saída constante do dispositivo, podendo ser representada pela vazão de pico de pré-urbanização ou vazão de restrição da bacia (mm/h). Em se tratando de microrreservatórios de detenção, o produto de $\sqrt{\gamma}$ por $\sqrt{H}$ é 1.

- Substituindo as equações 3.24 e 3.26 na equação 3.18, e resolvendo-a, é possível encontrar o tempo de duração da chuva td de máxima diferença de volumes, ou seja, o tempo através do qual pode-se calcular o volume de dimensionamento ou volume máximo. Esse volume máximo pode ser expresso pela equação final 3.27.

$$Vmáx = \left(\sqrt{\frac{a}{60}} \sqrt{\beta} TR^{b/2} - \sqrt{\frac{c}{60}} \sqrt{qpa} \right)^2 \quad (3.27)$$

Apesar das equações ou métodos apresentados em Wycoff e Singh (1976), McCuen (1998), Tucci (2000) e Silveira e Goldenfum (2007) serem simples, correspondendo apenas a substituições e determinação de parâmetros, para fins de funcionamento, é recomendável uma análise do volume obtido pelas expressões apresentadas, de modo que sejam considerados hidrogramas de entrada e obtidos hidrogramas de saída. Este procedimento pode ser realizado por meio de métodos de propagação de vazão, através dos quais é possível conhecer a variação do armazenamento durante o evento chuvoso de projeto, de acordo com o diâmetro do orifício e a máxima carga hidráulica impostos ao dimensionamento do reservatório. A análise do dimensionamento através da propagação de vazão é um meio de se conhecer a eficiência hidráulico-hidrológica da estrutura.

3.3.3.5 Método de Puls

Dentre os métodos de propagação de vazão, um dos mais usuais é o método de Puls.

Em se tratando de escoamento através de pequenos reservatórios, admite-se que, como a declividade da linha de água é pequena e a velocidade do escoamento baixa, a linha de água seja horizontal (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2011).

Os dados necessários para estimar a vazão de saída de um reservatório são os seguintes:

- O hidrograma de entrada, obtido para a situação posterior ao desenvolvimento urbano $I(t)$, sendo “t” o tempo;
- A curva cota *versus* armazenamento do reservatório, $H = F(V)$, de acordo com projeto;
- A relação entre cota e vazão de saída, $H = G(Q)$, obtida de acordo com o dispositivo hidráulico utilizado para escoar o fluxo do reservatório.

Relacionando-se as funções de cota *versus* volume e cota *versus* vazão, é obtida a relação entre armazenamento e descarga, $Q = f(V)$. A partir das considerações realizadas, e utilizando-se a equação da continuidade da seguinte forma:

$$\frac{dV}{dT} = I - Q \quad (3.28)$$

$$Q(t + 1) + \frac{2V(t + 1)}{\Delta t} = I(t) + I(t + 1) - Q(t) + \frac{2V(t)}{\Delta t} \quad (3.29)$$

Para cálculo da vazão em cada intervalo de tempo, a sequência a seguir pode ser utilizada:

- Determina-se o volume inicial V_0 , que, no caso de bacias de detenção, em geral, é nulo ou correspondente ao volume morto da cota de saída do dispositivo hidráulico. Nesse caso, a vazão inicial Q_0 é nula;
- Para cada intervalo de tempo determine o termo da direita da equação 3.29, que são conhecidos;
- Calcular $Q(t+1)$ e, posteriormente, $V(t+1)$.

As curvas cota x vazão de descarga e cota x armazenamento são funções da estrutura de descarga e dimensões do reservatório, respectivamente; logo, é importante a decisão sobre os dispositivos de descarga para que seja comprovada a eficiência do reservatório, principalmente na manutenção da vazão de restrição (vazão de pico da área de drenagem em condições de pré-urbanização).

3.3.4 Dispositivos de descarga (Descarregadores)

Define-se como orifício uma abertura de perímetro fechado, de forma geométrica definida, realizada na parede ou fundo de um reservatório ou na parede de um canal ou conduto em pressão, pela qual o líquido em repouso ou movimento escoar em virtude da energia potencial e/ou cinética que possui. O escoamento pelo orifício pode ocorrer para um ambiente sob pressão atmosférica ou para uma região ocupada pelo mesmo líquido. No primeiro caso, a saída do líquido é dita ser descarga livre e, no segundo caso, é chamada de descarga afogada ou por orifício submerso (PORTO, 2006).

A expressão geral para a vazão descarregada através de um orifício de área A , de pequenas dimensões e parede fina, sujeito a uma carga H , é dada pela equação 3.30:

$$Q = Cd * A_o * \sqrt{2gH} \quad (3.30)$$

sendo: Cd = coeficiente de descarga do orifício; A_o = a área do orifício; g = aceleração da gravidade; e H = carga hidráulica sobre o orifício.

Porto (2006) apresenta, conforme indicações da Tabela 3.5, os coeficientes C_d para as os diferentes diâmetros e cargas hidráulicas impostas ao orifício de descarga. Entretanto, para orifícios junto ao fundo do reservatório, o valor de C_d precisa ser corrigido segundo a equação 3.31, uma vez que nesta posição, há contração incompleta do jato de água.

$$Cd' = Cd * (1 + 0,13K) \quad (3.31)$$

sendo: $K = 0,25$, para orifícios junto a uma parede lateral ou no fundo do reservatório.

Tabela 3.5 – Valores de coeficiente de descarga (C_d) para orifícios circulares.

H (m)	Diâmetro do orifício (mm)				
	20	30	40	50	60
0,20	0,653	0,632	0,609	0,607	0,607
0,40	0,651	0,625	0,610	0,607	0,607
0,6	0,648	0,625	0,610	0,607	0,608
0,8	0,645	0,623	0,610	0,607	0,608
1	0,642	0,622	0,610	0,607	0,608
1,5	0,638	0,622	0,610	0,607	0,608
2	0,636	0,622	0,610	0,607	0,608

Fonte: Porto (2006).

Admitindo-se que o volume de detenção e área do dispositivo de descarga, entretanto, possam não ser suficientes para dar vazão ao escoamento gerado, em casos de eventos mais superiores que os assumidos em projetos, vertedores são incluídos nos projetos de microrreservatórios de detenção.

Vertedor ou descarregador de emergência é o dispositivo utilizado para medir e/ou controlar a vazão em escoamento por um canal. Para um vertedor retangular de parede delgada sem contração lateral, por exemplo, a vazão descarregada é dada pela equação 3.32.

$$Q = \frac{2}{3} * Cdv * \sqrt{2g} * Lv * h^{\frac{3}{2}} \quad (3.32)$$

sendo: Cdv = coeficiente de descarga do vertedor; Lv = largura da soleira (igual à largura do microrreservatórios); e h = carga sobre a soleira.

Para vertedores com altura e soleira maiores que 30 cm, utiliza-se a equação de Rehbock (1929, apud Porto, 2006), equação 3.33, para o cálculo do coeficiente de descarga:

$$Cd = \left[0,6035 + 0,8013 * \left(\frac{h + 0,0011}{p} \right) \right] * \left[1 + \frac{0,0011}{p} \right]^{3/2} \quad (3.33)$$

sujeito a: $0,03 < h < 0,75$ m, $L_v > 0,30$ m, $p > 0,30$ m e $h < p$.
 sendo: p = altura da soleira do vertedor.

Uma outra opção de cálculo de coeficiente de descarga de vertedor, para uma menor altura da soleira, é proposta por Bazin (1889, apud Porto, 2006), conforme a equação:

$$Cd = \left(0,6075 + \frac{0,0045}{h}\right) * \left[1 + 0,55 \left(\frac{h}{h+p}\right)^2\right] \quad (3.34)$$

sujeito a: $0,08 < h < 0,50$ m, $0,20 < p < 2,0$ m.

3.4 Modelos hidráulico-hidrológicos de simulação de bacias

Modelos de simulação da quantidade e qualidade da água surgiram em meados de 1970, e foram desenvolvidos primeiramente pelas agências governamentais dos Estados Unidos. Desde então, modelos de simulação de bacias urbanas têm sido desenvolvidos, desde os mais simples aos mais complexos (ZOPPOU, 2001). Singh e Woolhiser (2002) listam 72 modelos de simulação que permitem modelagem hidrológica de bacias.

Basicamente, os modelos hidrológicos são capazes de gerar os hidrogramas de cheia, resultantes de precipitações. Os hidrogramas gerados são utilizados como dados de entrada em modelos hidráulicos ou hidrodinâmicos, que por sua vez são capazes de calcular níveis e vazões dos cursos d'água.

Devido à complexidade dos parâmetros que representam uma bacia hidrográfica, além da criação de novos modelos, aqueles existentes continuam a ser atualizados, de modo a serem mais precisos, o que pode vir a melhorar simulação de cenários para o planejamento urbano, por exemplo, oferecendo previsões de futuro.

Atualmente, são vários os modelos hidrológicos disponíveis, e as principais diferenças entre eles são apontadas por meio de: i) equações que regem os processos físicos; ii) parâmetros de entrada; iii) capacidade de simulação; iv) proposta de utilização; e v) limitações.

Collodel (2009) apresentou um levantamento comparativo entre os principais modelos hidrológicos (Tabela 3.6), que comprova a maior abrangência e flexibilidade de simulação do modelo SWMM, e justifica sua utilização nessa dissertação, sendo mais detalhado a seguir.

Tabela 3.6 – Exemplos de usuais modelos hidrológicos e suas funcionalidades.

Capacidade de simulação	Modelos				
	CHM	ILLUDAS	STORM	IPHS1	SWMM
Múltiplas sub-bacias	X	X	-	X	X
Entrada de diversos hietogramas	X	-	-	X	X
Evaporação	X	-	X	-	X
Degelo	-	X	X	-	X
Escoamento de base	X	X	-	X	X
Escoamento de superfície de áreas impermeáveis	X	X	X	X	X
Escoamento de superfície de áreas permeáveis	X	X	X	X	X
Áreas diretamente conectadas	-	X	-	-	X
Balanco hídrico entre eventos	X	-	X	X	X
Escoamento em sarjetas	X	X	X	-	X
Propagação em galerias	X	X	X	X	X
Múltiplas seções transversais	-	-	-	-	X
Escoamento sob pressão	-	-	-	-	X
Derivação	-	X	X	X	X
Estações elevatórias	-	X	-	-	X
Armazenamento	-	X	X	X	X
Cálculo de nível	-	X	-	X	X
Cálculo de velocidades	-	X	-	X	X
Simulação contínua	-	-	X	X	X
Escolha do passo de tempo	X	X	-	X	X
Cálculo de projetos	X	X	-	X	X
Código computacional disponível	X	X	X	X	X
x permite a simulação					
- não permite a simulação					

Fonte: Collodel (2009), apud Machado (1981) e Viessman e Lewis (2002).

3.4.1 SWMM

Desenvolvido em 1971 pela Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos (US EPA), o (*Storm Water Management Model*) é um modelo chuva-vazão que simula a quantidade e a qualidade do escoamento superficial, especialmente em áreas urbanas (US EPA, 2010). Atualmente, uma quinta versão do modelo está disponível, atualizada e melhorada das versões anteriores.

Uma visão geral do modelo pode ser encontrada em Huber e Dickinson (1982), que apresentam a estrutura do modelo dividida em nove blocos:

- *Runoff Block*: gera escoamento superficial e sub-superficial baseado no hietograma de chuva, condições antecedentes, uso do solo, e topografia.
- *Transport Block*: responsável pela propagação do escoamento através da rede de drenagem.

- *Extran Block*: pode promover uma modelagem hidráulica mais sofisticada;
- *Storage/Treatment Block*: é caracterizado pelos efeitos de controle de fluxo por armazenamento e qualidade da água por meio de tratamento.
- *Statistics Block*: permite análises estatísticas;
- *Graph Block*: apresentação de resultados em forma de gráfico;
- *Combine Block*: combinação de arquivos na interface do modelo;
- *Rain Block*: avaliação prévia dos dados de precipitação;
- *Temperature Block*: opção de inserção e verificação de dados de temperatura.

A atualização mais recente do modelo é a versão 5.0, que apresenta técnicas de LID. Dessa maneira, as principais aplicações do modelo, segundo Shinma (2011) são: i) análise quali-quantitativa dos problemas relacionados à drenagem; e ii) investigação de alternativas de controle do escoamento, de forma a oferecer subsídios para estimativas de custo, entre outros.

Atualmente, muitos trabalhos, no contexto nacional e internacional, têm sido desenvolvidos com o uso do modelo SWMM. Dentre os encontrados na literatura, o uso do modelo possui como principais objetivos: i) quantificação do escoamento superficial; ii) análise de hidrogramas mediante aumento da área impermeável; iii) análise da eficiência das técnicas de controle do escoamento, entre outras técnicas de LID; e iv) avaliação da geração da poluição difusa.

Dentre os processos simulados no SWMM, destacam-se:

Escoamento superficial

A bacia é considerada dividida em duas subáreas, a permeável e a impermeável, cada qual com seus parâmetros, como o n de Manning e a profundidade de armazenamento em depressões. No modelo, o fenômeno de infiltração ocorre apenas nas áreas permeáveis, mediante os métodos alternativos disponibilizados. A subárea impermeável é dividida em impermeável com e sem armazenamento em depressões. Além disso, as áreas impermeáveis podem ser classificadas em áreas diretamente conectadas, isto é, contribuem efetivamente para o escoamento superficial direto, sem propagação para as superfícies permeáveis, e é essa porção de área que geralmente incrementa a vazão de pico do hidrograma e reduz o tempo de pico. A propagação do escoamento entre subáreas (permeável para impermeável ou impermeável para permeável) também é uma possibilidade do modelo.

Conceitualmente, o SWMM trata a bacia como um reservatório não-linear, que recebe afluência da precipitação ou das bacias adjacentes, tem como fluxos de saída a infiltração, a evaporação e o escoamento superficial. O processo de escoamento ocorre quando a profundidade do “reservatório” excede o máximo valor de armazenamento em depressões, parâmetro de entrada. A vazão é calculada por meio da equação de Manning (Figura 3.9) (US EPA, 2010).

O modelo adota a equação da continuidade, cuja combinação com a equação de Manning resulta em uma equação diferencial não linear, solucionada pelo processo iterativo de Newton-Raphson.

Figura 3.10 – Visão conceitual do fenômeno do escoamento em SWMM. Fonte: US EPA (2010).

Infiltração

A infiltração ocorre quando a água penetra no solo, através das áreas permeáveis não saturadas. Segundo US EPA (2010), para esse processo, o SWMM permite três modelos:

Equação de Horton

O método de Horton é baseado em equações empíricas, mostrando que a capacidade de infiltração decresce exponencialmente desde um valor inicial máximo até um certo valor mínimo ao longo do evento de chuva. São necessários, como parâmetros de entrada, as capacidades de infiltração máxima e mínima, o coeficiente de decaimento que descreve quão rapidamente a capacidade de infiltração decresce ao longo do tempo e o tempo necessário para secar totalmente um solo completamente saturado.

Método de Green-Ampt

O método de Green-Ampt assume a existência de uma frente de umedecimento na coluna do solo, separando uma camada do solo com a umidade inicial e outra camada situada na parte superior onde o solo é saturado. Os parâmetros necessários são o valor do déficit

inicial e a umidade do solo, a condutividade hidráulica do solo e o potencial matricial na frente de umedecimento.

Método do SCS – Curve Number

O método do SCS é uma aproximação adotada a partir da denominada curva número (CN) para estimativa do escoamento superficial. Considera-se que a capacidade de infiltração pode ser obtida da tabela de CN. Durante um evento de chuva esta capacidade é deplecionada em função da chuva acumulada. Os parâmetros de entrada são o número de CN e o tempo que leva um solo saturado para secar totalmente, sendo este utilizado para simulações de eventos contínuos.

Modelos de Transporte Hidráulico

No SWMM, a propagação de vazão é regida pelas equações da conservação da massa e quantidade de movimento. O programa é adaptado com três modelos de propagação de vazão. São eles:

Regime Uniforme

Para este modelo, na verdade, não há propagação de vazão, sendo o escoamento assumido como em regime permanente e uniforme. Este tipo de modelo de propagação não considera o armazenamento de água produzido nos condutos, ressalto hidráulico, perdas, efeitos de remanso e fluxo pressurizado. Dessa forma, este modelo é recomendado em análises preliminares, apenas.

Onda Cinemática

O modelo da onda cinemática resolve a equação da continuidade junto com uma simplificação da equação da quantidade de movimento em cada um dos condutos. Este modelo também desconsidera os efeitos de ressalto, remanso, perdas e fluxo pressurizado.

Trata-se de uma alternativa eficiente para modelos de transporte com tempos longos de simulação.

Onda Dinâmica

Este modelo resolve as equações da quantidade de movimento completas, gerando resultados mais precisos. Com este modelo é possível representar um fluxo pressurizado quando um conduto fechado se encontra completamente cheio.

Trata-se de um método adequado quando os efeitos de ressalto hidráulico e remanso são importantes.

3.5 Cidade de São Carlos, SP

Fundada em 4 de novembro de 1857, a cidade de São Carlos começou a ser povoada no final do século XVIII, após a abertura de uma trilha que levava às minas de ouro de Cuiabá e Goiás. No ano de 1884, a chegada da ferrovia proporcionou um sistema eficiente para escoar a produção para o porto de Santos, impulsionando o desenvolvimento econômico da região (IBGE, 2016).

A partir da década de 1930, a indústria consolidou-se na cidade, tornando-se a principal atividade econômica e, na década de 1950, a cidade recebeu um grande impulso para o desenvolvimento tecnológico e educacional, a implantação da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC-USP) e, posteriormente, a criação da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar).

Com área de aproximadamente 1.137 km², a cidade está localizada na região central do Estado de São Paulo, e possui população estimada de 222 mil habitantes, segundo dados do Censo Demográfico de 2010. Deste total, 96% da população reside na área urbana.

É importante enfatizar que, devido a implantação de universidades e centros tecnológicos, a cidade sofreu um pulso de urbanização, nas últimas décadas, o que consequentemente provocou maior desenvolvimento imobiliário na região.

Há alguns anos, a cidade de São Carlos vem enfrentando problemas de alagamentos pontuais e inundações, ocasionados principalmente pela urbanização e drenagem ineficiente. Mendes e Mendiondo (2007) relataram que, desde a década de 40, há ocorrências de inundações na região onde foi construído o Mercado Municipal, na bacia do Córrego do Gregório. Na Figura 3.10 é apresentada uma dessas situações de alagamento na região central da cidade.

Figura 3.11 – Alagamento na região central da cidade de São Carlos, SP. Fonte: EPTV (2013).

Ainda de acordo com o Censo do IBGE de 2010, é relatado que 62% dos domicílios não são atendidos por bueiros ou bocas de lobo, no seu entorno. Tal fato permite que se intua que o sistema de microdrenagem é falho e deficiente.

Além da região central da cidade, a cidade possui muitos outros locais susceptíveis a ocorrência de alagamentos, e até inundações. A região da rotatória do Cristo por exemplo, onde ocorre a confluência dos córregos do Monjolinho e Mineirinho, e Monjolinho e Gregório, é uma dessas regiões, onde a ocorrência de inundações tem sido frequente (Figura 3.11).

Figura 3.12 – Região da rotatória do Cristo, São Carlos, SP. Fonte: EPTV (2015).

3.5.1 Legislações Municipais

O plano diretor é obrigatório para municípios com mais de 20.000 habitantes, integrantes de regiões metropolitanas, áreas de interesse turístico e situados em áreas de influência de empreendimentos ou atividades com significativo impacto ambiental na região ou no país (BRASIL, 2001).

Como ferramenta legal para planejamento e ordenamento territorial da cidade de São Carlos, o Plano Diretor do Município foi instituído em 2005, e suas diretrizes devem ser seguidas pelos agentes públicos, privados e sociais.

Segundo o Código de Obras de São Carlos, lei nº 15.958 (SÃO CARLOS, 2011) é obrigatória a construção de reservatório de retenção e retenção ligado ao sistema de drenagem ou sistema equivalente, sendo:

- O volume do reservatório deverá ser calculado na razão de 5 litros para cada metro quadrado impermeabilizado do terreno;
- Nos casos em que a área impermeabilizada seja menor que 50% será dispensada a construção do reservatório.

Entretanto, o mesmo documento estipula o poço de retenção ou infiltração como medida de controle, contida no próprio lote, para captação das águas pluviais. As águas escoadas no lote devem ser encaminhadas ao poço e o excedente deve ser canalizado sobre o passeio público, até o sistema de drenagem urbana, quando existente.

O Plano Diretor de São Carlos prevê, para a Zona 1, de Ocupação Induzida, na qual o loteamento alvo do estudo do presente trabalho está inserido, o seguinte:

- Coeficiente de Ocupação (CO) – relação existente entre a área de projeção de edificação no solo e a área do terreno: 70%;

Uma lei estadual, promulgada em 2007 (Lei nº 12.526) (São Paulo, 2007), entretanto, já estabelecia a obrigatoriedade de um sistema de captação e retenção das águas pluviais em lotes que possuam área impermeabilizada superior a 500 m², demonstrando divergências em relação ao Código de Obras do município, por exemplo, para áreas maiores que 500 m² porém com menos de 50% de áreas impermeáveis.

Em fevereiro do presente ano, foi promulgada a Lei Nº 17.729 (São Carlos, 2016), que estabelece a construção de sistema de captação e aproveitamento de água da chuva para usos não-potáveis. A referida lei fixou o volume de 2.000 litros para construções residenciais ou comerciais, com área superior ou igual a 140 m².

Em escala de loteamento, a lei municipal de 2003 (Lei nº 13.246) (São Carlos, 2003), estipula a construção de reservatório de retenção ou retenção de águas, de modo que esses reservatórios sejam capazes de amortecer a vazão proveniente do loteamento. A lei ainda determina a apresentação de estudos para manutenção dos vertedores de descarga, bem como dos resíduos sólidos depositados.

3.5.2 Diretrizes para Drenagem Urbana

O documento Diretrizes para Drenagem Urbana da cidade de São Carlos, da Secretaria Municipal de Obras Públicas (SMOP, 2014), possui disposições gerais de projeto de drenagem que devem ser atendidas quando da construção de novos empreendimentos, como loteamentos, por exemplo, obedecendo as normas das Secretarias Municipais de Habitação, Desenvolvimento Urbano e Obras Públicas.

Segundo o manual, a vazão da bacia após a implantação do empreendimento não deve exceder a vazão natural do terreno, devendo a parcela excedente ser retida no próprio empreendimento, evitando impactos à jusante.

Recomenda-se que o cálculo das intensidades de chuva crítica seja realizado por meio da equação de chuvas desenvolvida por Barbassa (1991), conforme equação 3.34. Entretanto, segundo Cavalcanti, Silva e Reis (2015), a referida equação não corresponde à equação originalmente desenvolvida por Barbassa:

$$I = \frac{1681,8TR^{0,199}}{(td + 16)^{0,916}} \quad (3.34)$$

sendo: I = intensidade da precipitação (mm/h); TR = tempo de retorno da chuva (anos); td = duração da chuva (min).

Deverão ser adotados os seguintes valores para o tempo de retorno da chuva: i) 10 anos, para sistema de drenagem inicial (escala de microdrenagem); e ii) 100 anos, para canais, pontes, travessias e sistemas de retenção. O cálculo do tempo de concentração deve ser efetuado com base nos dados da bacia de drenagem específica para cada empreendimento. O cálculo das vazões poderá ser realizado pelos métodos Racional, quando a área de drenagem for menor que 2 km², e I-Pai-Wu, para áreas entre 2 km² e 200 km². O coeficiente de escoamento superficial deve considerar a ocupação futura da referida área, estimados em 0,95, para vias públicas; 0,80, para lotes; e 0,30, para áreas verdes.

O documento dispõe, ainda, de normas de cálculo e dimensionamento de galerias e das disposições de lançamento do escoamento na rede de macrodrenagem, sendo necessário, para isso, a outorga junto ao DAEE (Departamento de Águas e Energia Elétrica – SP).

Com a finalidade de evitar o acréscimo da vazão afluyente, reservatórios de detenção devem ser construídos. Segundo o manual, recomenda-se o uso da equação 3.35, que toma como base o conceito do Hidrograma Triangular:

$$V = \frac{3tc * \Delta Q}{2} * 60 \quad (3.35)$$

sendo: ΔQ = diferença entre a vazão máxima de projeto e a vazão natural da bacia (m³/s); tc = tempo de concentração (min).

4 MATERIAIS E MÉTODOS

O presente trabalho objetiva a análise da implantação de microrreservatórios de lote dispostos em um loteamento. Objetivou-se também a análise dos efeitos do uso desta técnica em escala de bacia.

Na Figura 4.1 é apresentado um fluxograma que resume as etapas de desenvolvimento do presente trabalho, conforme detalhes no decorrer deste capítulo.

Figura 4.1 - Esquema com as etapas da metodologia utilizada.

4.1 Bacia do Córrego do Mineirinho

A bacia do córrego do Mineirinho, São Carlos, SP, tem sofrido um crescente processo de urbanização devido à pressão imobiliária para implantação de novos empreendimentos na região, notadamente na forma de condomínios. Por se tratar de uma bacia hidrográfica relativamente pequena, a implantação de tais empreendimentos, e o correspondente processo de urbanização, que traz em seu bojo efeitos tais como a impermeabilização dos terrenos, tem tornado o seu sistema de macrodrenagem susceptível à ocorrência de inundações, cada vez mais frequentes. Tais fatos nortearam a escolha da Bacia do Córrego do Mineirinho como alvo dos estudos aqui desenvolvidos.

4.1.1 Caracterização da Bacia

A bacia do córrego do Mineirinho possui uma área de aproximadamente 5,62 km², perímetro de 13,12 km, comprimento do curso d'água principal de 3,62 km e desnível topográfico de 94 m (Figura 4.2). A rede de drenagem da bacia hidrográfica do córrego do Mineirinho é constituída por três rios: a nascente principal, que nasce no bairro Santa Angelina; um afluente na margem direita, que nasce no interior do campus 2 da USP; e um afluente na margem esquerda, que nasce às imediações da Área 2 da EESC-USP, no bairro Santa Angelina (PONTREMOLEZ, 2013).

Com uma precipitação média de 1541,88 mm (CAVALCANTI; SILVA; REIS, 2015), estimada para a cidade de São Carlos, o período chuvoso da região tem início em setembro, sendo que as maiores precipitações mensais ocorrem nos meses de dezembro a fevereiro. Na bacia, estão presentes os solos do tipo latossolo vermelho amarelo, profundo e distrófico; no interior dos vales de drenagem estão presentes solos hidromórficos, dos tipos gleissolo e organossolo, saturados permanente ou intermitentemente (BENINI, 2005), características que permitem a classificação do solo como do tipo hidrológico B.

A bacia do Mineirinho começou a ser ocupada de maneira lenta, devido à saturação do antigo setor de crescimento da cidade, o centro; mas após a instalação da Área 2 da USP (Universidade de São Paulo), sua ocupação acelerou (PONTREMOLEZ, 2013). Resumidamente, a bacia do Mineirinho começou a ser urbanizada de forma lenta, desde o lançamento dos primeiros residenciais habitacionais na década de 1970. O processo de ocupação intensificou-se entre as décadas de 1990 e 2010, principalmente após a instalação

de: 2 condomínios de alto padrão, o Parque Faber I em 1991 e o Parque Faber II em 2003; um Shopping Center, em 1996; e a área 2 do campus da USP de São Carlos, em 2005 (APRIGIO, 2012).

Atualmente, a bacia possui cerca de 40% de sua área impermeável e solo de uso misto, predominantemente habitacional, com residenciais de baixo e alto padrão, um *Shopping Center* e outras áreas comerciais e industriais, um *campus* universitário, áreas agrícolas, espaços abertos (solo exposto), gramíneas, *Pinus* e floresta nativa. A Figura 4.3 permite que se observe a atual diferença de uso e ocupação do solo da margem direita para a margem esquerda do curso principal do córrego.

Figura 4.2 - Modelo Digital de Elevação da Bacia do Córrego do Mineirinho.

Figura 4.3 - Mapa de Uso e Ocupação do Solo da Bacia do Córrego do Mineirinho. Fonte: adaptado de Martins e Brandão (2015).

4.2 Loteamento escolhido para estudo

Ao invés de assumir um loteamento hipotético para a avaliação de impacto de sua implantação sobre a bacia escolhida, optou-se por utilizar um empreendimento existente na bacia há aproximadamente 25 anos, o loteamento Faber 1. Localizado próximo à sessão exutória do córrego do Mineirinho (Figura 4.4), trata-se de um loteamento residencial de alto padrão, com área de 17,28 ha (cerca de 3% da área total da bacia na qual está inserida), com 248 lotes e ocupação próxima à totalidade.

A escolha desse loteamento é baseada em três fatores:

- Empreendimento com características similares aos que vêm sendo implantados na bacia;
- Grande variabilidade de áreas dos lotes, que propiciou maior sensibilidade à diversidade dos hidrogramas gerados em nível de lotes, bem como dos volumes calculados para os reservatórios de retenção;
- A possibilidade de acesso ao loteamento e projeto de drenagem do mesmo, que implicou em maior facilidade de modelagem e simulação de comportamento hidráulico-hidrológico do escoamento em resposta aos eventos chuvosos.

Figura 4.4 - Localização do Loteamento Residencial Faber 1.

4.2.1 Caracterização do Loteamento

Para caracterização do loteamento, utilizou-se o documento de Contrato Faber, disponível na página eletrônica da Prefeitura de São Carlos (São Carlos, 2015), obedecendo os critérios de Uso e Ocupação do Solo pertinentes à Zona 1, Zona de Ocupação Induzida, na qual o loteamento está situado.

Segundo o contrato do Loteamento, foi fixada uma taxa de edificação de 50% para o lote, o que justificou a adoção de uma taxa de impermeabilização de 50%. Este contrato estabelece valores para os recuos frontal, de fundo e lateral aos lotes de 5, 4 e 1,5 metros, respectivamente.

Para fins deste trabalho, coeficiente de ocupação (CO) e taxa de edificação foram admitidos sinônimos de porcentagem de área impermeável.

O Residencial apresenta uma grande variabilidade de áreas dos lotes. Portanto, para facilitar os cálculos, realizou-se classificação dos lotes, de acordo com as áreas, em 12 tipos, de acordo com as faixas a que pertencem, conforme indicações da Tabela 4.1. Nessa tabela, encontram-se as áreas reais dos lotes, bem como os comprimentos máximos de escoamento, medidos a partir da planta planialtimétrica do Mapa do Loteamento (escala 1: 1000) (Figura 4.5), disponível em endereço eletrônico da Prefeitura Municipal de São Carlos. Considerou-se o máximo comprimento do lote, medido a partir do fundo e, para cada faixa, utilizou-se o lote de maior comprimento.

Tabela 4.1 - Classificação e composição das áreas dos lotes.

Tipo	Intervalo de área (m²)	Áreas reais (m²)	Máximo comprimento (m)	Nº de lotes
1	300 - 349	334,62	32	2
2	400 - 449	400; 448	32	135
3	450 - 499	456; 475,3; 489,6	32	7
4	500 - 549	516,8; 531,2; 548,63	32	7
5	550 - 599	558,62; 564,05; 572,8; 572,97; 587,2; 588; 590,93; 596,8	36	47
6	600 - 649	603,2; 617,59; 623,85; 633,19; 635,17; 644,08	36	15
7	650 - 699	674,18; 686,02	33	2
8	700 - 749	715,83; 738,62	42	9
9	750 - 799	760,19; 765,07; 777,6; 778,84; 778,97; 783,35	53	14
10	800 - 849	841,89; 843,24	47	2
11	850 - 899	878,27; 887,18; 898,65	53	7
12*	>1000	10.413,53	109	1
NÚMERO TOTAL DE LOTES				248

O loteamento não contém lotes para intervalo de área entre 350 e 399 m².
 *Trata-se de uma área comum de lazer.

A análise do mapa planialtimétrico do loteamento foi fundamental para o seu georreferenciamento, apresentado na Figura 4.5 (escala 1:10.000), a partir do qual foi possível a realização de medições e cálculo de parâmetros, como declividade, área, etc.

Figura 4.5 - Modelo Digital de Elevação do Loteamento Residencial Faber 1. Fonte: adaptado de São Carlos (2015).

4.3 Cálculo de Hidrogramas e Vazões de Pico nos Lotes

4.3.1 Geração de escoamento nos lotes

Nesta seção, serão apresentadas as etapas da metodologia utilizadas para geração do escoamento em lotes. À priori, foram calculados os tempos de concentração nos lotes, bem como a duração da chuva crítica para os lotes. Em seguida, foram calculadas e geradas as vazões e/ou hidrogramas de saída dos lotes, pelos mais diversos métodos.

4.3.1.1 Tempo de concentração nos lotes

Para cálculo do tempo de concentração do lote, considerou-se que o escoamento é gerado no fundo, atravessando-o pelo maior comprimento, até atingir a sarjeta.

Foi utilizada a equação 4.1, proposta por U.S. Federal Aviation Administration (1970, *apud* Porto, 2015), adaptada às áreas urbanas, que considera o escoamento laminar sobre superfícies:

$$T_c = \frac{0,65 * (1,1 - C) * L^{1/2}}{S^{1/3}} \quad (4.1)$$

sendo: t_c = tempo de concentração do escoamento laminar (min); L = comprimento do trecho ao longo do qual o escoamento laminar se desenvolve (m); C = coeficiente de escoamento superficial; e S = declividade média do percurso (decimal).

O cálculo do tempo de concentração foi realizado para os lotes em duas situações: natural (pré-urbanização) e atual (pós-urbanização).

A análise do mapa planialtimétrico do loteamento indicou uma declividade média de 2% para os lotes. O coeficiente de escoamento C foi calculado ponderando-se proporcionalmente às áreas permeáveis e impermeáveis. Para áreas permeáveis e impermeáveis, o C foi definido em 0,15 (áreas verdes) e 0,95 (edificação muito densa), respectivamente, segundo tabela de coeficiente de escoamento superficial (Tabela 3.4).

Os comprimentos foram medidos através da planta planialtimétrica e, uma vez que os comprimentos variavam com as áreas reais, considerou-se o maior comprimento encontrado para cada tipo de lote, mediante a classificação adotada. Os valores de comprimento medidos são apresentados na Tabela 4.1.

4.3.1.2 Métodos utilizados e Cenários

Os hidrogramas de saída dos lotes foram determinados utilizando-se os seguintes métodos:

- Método Racional, por meio de equação direta;
- Hidrograma Unitário Triangular, cuja separação do escoamento foi realizada pelo SCS e a convolução de hidrogramas utilizando o módulo HU presente no modelo SWMM;
- Chuva-Vazão no modelo SWMM.

Para avaliar as vazões de pico geradas nos lotes foram definidos três cenários com diferentes condições de permeabilidade do solo. Para cada cenário, adotaram-se os seguintes coeficientes de escoamento superficiais e CN's:

- Cenário 1: solo natural – lote com terreno não impermeabilizado. Utilizou-se coeficiente de escoamento igual a 0,15, áreas verdes, para o Método Racional e, para o SCS, utilizou-se CN 69 (*small grass*), grama rasa, em se tratando de um solo classificado como do grupo B;
- Cenário 2: solo parcialmente impermeabilizado – lote 50% impermeabilizado. Considerou-se essa porcentagem de solo impermeabilizado uma vez que o Contrato do Loteamento Faber permite uma taxa edificável de 50%. Utilizou-se C 0,55 (ponderação de 0,15 em áreas permeáveis e 0,95 em áreas impermeáveis) e CN 83,5 (ponderação de 69 em áreas permeáveis e 98 em áreas impermeáveis).
- Cenário 3: solo parcialmente impermeabilizado – lote 70% impermeabilizado. A área na qual o Residencial está situado se trata de uma Zona de Ocupação Induzida, segundo o Plano Diretor de São Carlos, de acordo com o qual a impermeabilização do solo em lotes é limitada a 70%. Utilizou-se C 0,71 e CN 89,3.

Os valores de CN foram adotados de acordo com a Tabela 1 (Anexo A), condição II de umidade antecedente, usual em projetos.

4.3.1.3 Chuva de Projeto

Para avaliar os efeitos dos microrreservatórios em escalas de lote e bacia, utilizaram-se duas configurações de chuva para os cálculos e simulações:

- Escala de Lote: utilizou-se como tempo de duração da chuva, 15 e 10 minutos, de acordo com resultados intermediários produzidos, para as situações de pré-desenvolvimento e pós-desenvolvimento, respectivamente. Analisou-se, também, a duração da chuva crítica para os lotes, através da simulação chuva-vazão nos mesmos, resultando em 90 minutos;
- Escala de Bacia: utilizou-se a chuva de duração igual ao tempo de concentração da bacia, estimado em 60 min.

Os hietogramas utilizados nos cálculos e simulações foram construídos com base na distribuição temporal da chuva preconizada pelo método de *Huff* (1º quartil e 50% de probabilidade de ocorrência), com discretização de um minuto, e na nova equação de chuvas intensas recentemente proposta para a cidade de São Carlos (CAVALCANTI; SILVA; REIS, 2015).

Para todas as situações, considerou-se período de retorno da chuva de 10 anos, usualmente recomendado para projetos de microdrenagem pela Prefeitura Municipal de São Carlos (SMOP, 2014).

A equação de chuvas intensas utilizada nos cálculos de intensidades médias máximas de precipitação foi desenvolvida por Cavalcanti, Silva e Reis (2015). O trabalho utilizou dados de chuva da estação meteorológica do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET), localizada no interior da Universidade Federal de São Carlos (UFScar). Foram utilizados, no total, 47 anos com menos de 10 dias com falha.

As autoras utilizaram as lâminas máximas de pluviosidade diária, ajustando-as à distribuição estatística de Gumbel (Naghetini & Pinto, 2007). Com a análise de frequência, as lâminas diárias ajustadas, para os diversos períodos de retorno, foram desagregadas e convertidas em durações de 5 minutos a 24 horas. Os coeficientes de desagregação foram obtidos a partir dos dados de precipitação observados por Barbassa (1991).

A equação de chuvas intensas ajustada para o município de São Carlos é dada por:

$$I = \frac{1504(TR^{0,1307})}{(12,24 + td)^{0,8274}} \quad (4.2)$$

4.3.1.4 Método Racional

Para os cálculos de vazões máximas, para cada tipo de lote, foram utilizadas as maiores áreas de cada qual dos 12 tipos previamente classificados (Tabela 4.1). Assim, por exemplo, para lotes do tipo 2, utilizou-se 449 m² como valor de área no cálculo da vazão.

4.3.1.5 Método do Hidrograma Unitário Triangular Sintético do SCS (HUT-SCS)

O cálculo do hidrograma, segundo o método do hidrograma unitário triangular sintético do SCS foi realizado utilizando os programas computacionais Excel e SWMM.

No software Excel, utilizou-se o método do SCS para separação da precipitação e efetiva a partir do hietograma de projeto.

O Excel também foi utilizado no cálculo de parâmetros do HUT a serem inseridos no modelo SWMM, como: R (fração do volume de precipitação que entra no sistema de drenagem = P_{ef}/P), T (tempo do início das chuvas ao pico do HUT, tempo de ascensão), e K (razão entre os tempos de recessão e pico do HUT), este último fixado em 1,67.

No software SWMM, versão 5.0, foi realizado o processo de convolução de hidrogramas. Os parâmetros calculados no Excel foram adicionados da seguinte maneira: inseriu-se um nó lote no mapa da área de estudo e, nas configurações deste nó lote, adicionou-se o tipo de afluência sendo, neste caso, o HU de duração 1 minuto. Às configurações do HU, relacionou-se a chuva adotada e os parâmetros do HU determinados anteriormente no Excel. Como tais parâmetros seriam constantes no tempo, considerou-se o hidrograma para todos os meses, sendo estes inseridos como parâmetros de “Longo-Prazo” (*Long-Term*). A abstração inicial foi suposta constante e correspondente a 20% do potencial de retenção do solo, valor recomendado pelo método quando não se tem uma estimativa mais precisa.

Na Figura 4.6 é apresentado um exemplo do processo descrito, considerando área de lote do Tipo 2 (449 m²), chuva unitária de duração 1 min, chuva total de 10 min, bem como as abas de inserção dos parâmetros do lote, que neste caso, é representado por um nó, no qual é inserido o hidrograma unitário.

Nó Exutório 10

Propriedades	Valor
Identificador	10
Coordenada X	8841.567
Coordenada Y	7155.026
Descrição	
Etiqueta	
Afluência	YES
Tratamento	NO
Cota do Radier	0
Comporta antiretorno	NO
Tipo	FREE
Exutório Fixo	
Estado Fixo	0
Tidal Outfall	
Nome da Curva	x
Série Temporal do Exutório	
Nome da Série	x

Afluentes por nó 10

Direto Tempo Seco RDII

Grupo de Hidrograma Unitário
HU-10MIN

Área de Contribuição (hectares) 0.0449

Deixe o Grupo de Hidrograma Unitário em Branco para remover qualquer afluente RDII neste nó.

OK Cancelar Ajuda

(a)
(b)

Editor de Hidrograma Unitário

Nome do Grupo HU HU-10MIN

Pluviômetro Usado Plu10min

Hidrograma para... All Months (*)

Hidrograma Unitário Abstração da Profundidade Inicial

Response	R	T	K
Short-Term			
Medium-Term			
Long-Term	0.3	0.1083	1.67

R = fração do volume da precipitação que entra no sistema de drenagem
T = tempo do início das chuvas ao pico do HU em horas
K = razão entre os tempos de recessão do HU e o correspondente ao pico

Meses com dados do HU tem um (*) neles.

OK Cancelar Ajuda

(c)

Figura 4.6 - Exemplificação do processo de convolução de hidrogramas no modelo SWMM.
(a) inserção de afluência; (b) afluência como próprio HUT e área de contribuição; e (c) hidrograma utilizado e inserção de parâmetros do HUT.

4.3.1.6 Modelo Chuva-Vazão do SWMM

Utilizou-se o modelo chuva-vazão do SWMM (versão 5.0, em português), considerando o método *Curve Number* no cálculo da infiltração. Nessa simulação, em se tratando apenas de geração de escoamento na saída do lote, não foram acionados métodos de propagação de vazão.

Como mostra a Figura 4.7, para esta simulação, 12 tipos de sub-bacias foram considerados em acordo com os tipos de lotes da Tabela 4.1, e a cada sub-bacia, foram relacionados chuva (igual para todas) e exutório (distinto por sub-bacia). A configuração da figura foi adotada de modo que a sub-bacia, correspondente ao tipo de lote, gere escoamento ao longo do seu comprimento e resultando, portanto, em hidrogramas de saída para cada tipo de lote.

Figura 4.7 - Interface do modelo SWMM para simulação chuva-vazão.

Em se tratando de lotes com diferentes áreas, foi necessário o cálculo prévio do parâmetro da sub-bacia “largura do escoamento superficial” (W). Entretanto, como alguns lotes reais possuem superfícies irregulares, as larguras do escoamento não se mostraram crescentes à medida que a área do lote aumentava.

Para cálculo do parâmetro W , utilizou-se o Método do Retângulo Equivalente, descrito em Collodel (2009), segundo o qual a partir da área e do perímetro do lote, determina-se um retângulo (Figura 4.8).

Como se vê na Figura 4.8, a largura da sub-bacia é dada por W , cuja dimensão se mostra maior que L_e . Porém, no cálculo de W para os lotes do residencial Faber 1, através da

relação entre área A e Le , os resultados obtidos para W não demonstraram proximidade as reais larguras dos lotes, nem para os lotes de superfícies retangulares, cuja largura pode ser estabelecida visualmente. Curiosamente, os valores resultantes para Le foram próximos aos das reais larguras dos lotes perfeitamente retangulares. Dessa forma, percebeu-se que a Equação 4.3 somente resultaria em largura do escoamento se $Le < W$, o que não é o caso dos lotes do Loteamento Faber 1.

$$Le = \frac{kc\sqrt{A}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{kc} \right)^2} \right] \quad (4.3)$$

$$kc = 0,282 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (4.4)$$

sendo: Le = largura do retângulo equivalente (m); A = área da sub-bacia (m^2); kc = coeficiente de compacidade, definido como a relação entre o perímetro da sub-bacia e a circunferência de um círculo de área igual a sub-bacia (adimensional); P = perímetro da sub-bacia (m).

As larguras das sub-bacias normalmente são dadas pela Equação 4.8:

$$W = \frac{A}{Le} \quad (4.5)$$

sendo W = largura das sub-bacias (m).

Figura 4.8 - Representação das larguras das sub-bacias. Fonte: Collodel (2009).

Para o Tipo 2, por exemplo, as áreas reais dos lotes são 400 m^2 ($32 \times 12,5$) e 448 m^2 (32×14). Visivelmente, no mapa do loteamento apresentado na Figura 4.5, esses lotes possuem largura de escoamento de 12,5 m e 14 m, respectivamente, uma vez que são lotes de

formato perfeitamente retangular. No cálculo do Le , utilizou-se área de 448 m² e 92 m de perímetro, resultando em $Le = 13,73$ m e, por conseguinte, $W = 32,62$ m.

Dessa forma, a partir dos valores de largura do escoamento calculados, construiu-se uma linha de tendência (através do *software* Excel) polinomial, de 4º grau e R^2 igual a 0,997. Com base nos limites máximos da faixa de áreas, como 449 m² para o Tipo 2, por exemplo (faixas de áreas na Tabela 4.1), e a equação polinomial de 4º grau, recalcularam-se os valores de W .

Para o único lote do tipo 12, o cálculo de W foi realizado através da equação 4.8, visto que a dimensão da largura do escoamento é a maior.

As larguras utilizadas na simulação do escoamento gerado no lote são apresentadas na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Largura do escoamento por tipo de lote.

Tipo	Largura do escoamento W (m)
1	9,90
2	12,80
3	14,30
4	15,50
5	16,30
6	16,90
7	17,40
8	18,10
9	19,40
10	21,80
11	26,10
12	102,46

Parâmetros como declividade, n de Manning, profundidade de área com armazenamento em depressões (PA-impermeável e PA-permeável) e CN foram assumidos constantes para todos os cenários e tipos de lote. Os valores de tais parâmetros constam na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Parâmetros das sub-bacias (lotes) na transformação chuva-vazão do modelo SWMM .

Parâmetro dos lotes	Valor
Declividade	2 %
n de Manning da área impermeável	0,012 (concreto suave) (US EPA, 2010)
n de Manning da área permeável	0,015 (grama rasa) (US EPA, 2010)
PA-impermeável	0,55 mm (equação 4.6)
PA- permeável	3,81 mm (US EPA, 2010)
CN – <i>curve number</i>	69 (USDA, 1986)

No manual do modelo SWMM (US EPA, 2010) são recomendados valores entre 1,27 e 5,25 mm para a profundidade de armazenamento em depressões (PA-impermeável) de superfícies impenetráveis. Entretanto, optou-se por utilizar a equação de Kidd (1978) para cálculo desse parâmetro (Equação 4.6), por representar uma relação entre armazenamento em depressões de superfícies impermeáveis e declividade média da sub-bacia:

$$PA - impermeável = 0,77 * S^{-0,49} \quad (4.6)$$

sendo: S = declividade (%).

Uma vez que para os lotes foi adotada a declividade de 2%, o parâmetro PA-impermeável resultou 0,55 mm, valor inferior ao recomendado em US EPA (2010).

Utilizou-se o método *curve number* para estimativa de infiltração no modelo SWMM, sendo o cálculo da infiltração realizado considerando apenas as áreas permeáveis (HUBER; DICKINSON, 1992), uma vez que foi definida a composição das áreas do lote urbanizado, detalhada adiante.

Para os diferentes cenários, os valores do parâmetro “Porcentagem de área impermeável” (%Aimp) foram alterados como segue:

- Cenário 1: em se tratando de lote com terreno não impermeabilizado, o parâmetro %Aimp é dado como nulo, isto é, todo o escoamento pode infiltrar-se pelo lote, e o excesso é escoado para as sarjetas;
- Cenário 2: para o lote com 50% de impermeabilização, %Aimp foi equivalente a 50. Considerou-se que todo o escoamento gerado no telhado escoou diretamente para a rua, através de instalações de drenagem pluvial, como calhas, coletores e condutos horizontais, e devido à declividade do telhado, não possibilita formação de lâmina d’água. O escoamento gerado em calçadas ou superfícies impermeáveis planas escoa para áreas permeáveis. A composição de áreas impermeáveis foi estimada em 75% sem armazenamento em depressões (%Aimp s/ arm), tratando-se dos telhados, diretamente conectados, e 25% de %Aimp c/ arm, propagando para área permeável, o que corresponde a 25% de %Prop.
- Cenário 3: para o lote com 70% de impermeabilização, %Aimp foi de 70. A composição do escoamento gerado para este cenário se deu da mesma forma que no cenário 2.

A configuração atribuída às sub-bacias no SWMM é exibida na Figura 4.9, como exemplo para o lote do Tipo 2.

Sub-bacia Sub2

Propriedades	Valor
Identificador	Sub2
Coordenada X	-698.467
Coordenada Y	8415.673
Descrição	
Etiqueta	
Pluviômetro	Plu1
Exutório	E2
Área	0.0449
Largura	12.83
% Declividade	2
% Impermeável	50
n-Impermeável	0.012
n-Permeável	0.15
PA-Impermeável	0.55
PA-Permeável	3.81
% A. imp s/ arm.	75
Propag. Escoamento	PERVIOUS
% Propagada	25
Infiltração	CURVE_NUMBER
Águas Subterrâneas	NO
Acumulação de Neve	
Controles LID	0
Uso do Solo	0
Configuração Inicial	NONE
Comprimento de meio fio	0
Profundidade do armazenamento em depressão na parcela impermeável da sub-bacia (mm)	

Figura 4.9 - Configuração da sub-bacia, lote tipo 2, no SWMM.

4.3.1.7 Duração da Chuva Crítica no Lote

A duração da chuva crítica foi obtida de modo que, com ela, fosse possível calcular os volumes de detenção em microrreservatórios capazes de amortecer os hidrogramas gerados nos lotes, de acordo com sua %Aimp.

Para encontrar a duração de chuva que gerasse a maior vazão de pico no lote em condições naturais, foram utilizados os hietogramas de projeto, de durações 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 90, 120, 180, 240 e 480 minutos, gerados com suporte da I-D-F proposta por Cavalcanti, Silva e Reis (2015) e distribuição temporal de *Huff*.

Para não realizar um processo repetitivo para 12 tipos lotes, considerando 12 durações distintas de chuva, foram utilizados três tipos de lotes, do Tipo 2 (449 m²), Tipo 5 (599 m²) e

Tipo 11 (899 m²), a fim de verificar se a duração da chuva crítica é a mesma para todos os tipos de lote.

A Figura 4.10 apresenta a configuração utilizada no SWMM para este procedimento. Na interface do modelo, foram adicionadas 12 sub-bacias, todas referentes ao mesmo tipo de lote. Em cada sub-bacia foi inserida uma chuva de projeto (5, 10, 15, ..., 480 min). Como saída a sub-bacia, exutórios foram acrescentados. Em resposta às simulações, hidrogramas de afluência aos exutórios foram analisados em busca da duração de chuva que gerasse o maior pico de vazão.

Figura 4.10 - Configuração do modelo para cálculo da duração da chuva crítica.

4.3.2 Cálculo de volumes de detenção na fonte

Foram pré-dimensionados volumes de detenção para os lotes para as condições de solo impermeabilizado, como segue:

- Solo parcialmente impermeabilizado: 50%. Tempo de duração da chuva igual ao tempo de concentração no lote, 10min. As vazões e/ou hidrogramas para condições naturais do lote foram calculados usando o tempo de concentração do lote nessas condições, 15 minutos.
- Solo parcialmente impermeabilizado: 70%. Tempo de duração da chuva igual ao tempo de concentração no lote, 10min. As vazões e/ou hidrogramas para condições naturais do lote foram calculados usando o tempo de concentração do lote nessas condições, 15 minutos.

- Solo parcialmente impermeabilizado: 50%. Tempo de duração da chuva igual ao tempo de concentração na bacia, 60min;
- Solo parcialmente impermeabilizado: 70%. Tempo de duração da chuva igual ao tempo de concentração na bacia, 60min;
- Solo parcialmente impermeabilizado: 50%. Tempo de duração da chuva crítica, 90 min;
- Solo parcialmente impermeabilizado: 70%. Tempo de duração da chuva crítica, 90 min.

Todos os volumes foram calculados de modo que se obedeça a premissa de que a vazão de descarga dos microrreservatórios de retenção fosse igual ou inferior à vazão de restrição (pré-urbanização) e, para tanto, foram adotados os microrreservatórios on-line, que recebe todo o escoamento gerado no lote, descarregando-o para a rede de drenagem.

4.3.2.1 Equação de McCuen

Os volumes foram calculados a partir da equação proposta por McCuen (Equação 3.15), considerando as vazões máximas anteriormente calculadas pelos diversos métodos já citados. Utilizou-se o tempo de duração da chuva td igual ao tempo de concentração do lote em condição de pós-desenvolvimento.

4.3.2.2 Método da Curva Envelope (Método das Chuvas)

Para o cálculo de volumes de retenção a partir do método da Curva Envelope, conforme descrevem Silveira e Goldenfum (2007), foi necessário, a priori, aproximar a curva I-D-F utilizada a uma I-D-F do tipo Talbot. Foram utilizadas, portanto, as expressões de conversão das I-D-F's (seção 3.3.3.4), sem ajustes, produzindo a Equação 4.7:

$$I = \frac{2976,88 * TR^{0,1307}}{18,75 + td} \quad (4.7)$$

sendo: I = intensidade da chuva (mm/h); TR = tempo de retorno (anos); td = duração da chuva (min).

A partir da equação do método Racional, calculou-se a vazão de restrição (vazão de pré-urbanização) para a bacia. A vazão específica de restrição utilizada foi de 5,72 mm/h, isto

é, 15,89 L/s/ha, para uma duração da chuva de 110 minutos (tempo de concentração da bacia natural).

Tendo em vista a necessidade do método de adoção da fração de área ocupada pelo reservatório no lote, admitiu-se, como premissa, que os microrreservatórios de retenção deveriam possuir área superficial equivalente a 2% da área de contribuição.

De posse dos parâmetros necessários, detalhados na seção 3.3.3.4, o volume máximo de retenção, para esta bacia, pode então ser expresso pela Equação 4.8.

$$V = (57,89 * \sqrt{C} - 0,56 * \sqrt{qpa})^2 \quad (4.8)$$

Os valores de volume resultantes da Equação 4.8 são dados em milímetros e, ao multiplicá-los por 10, convertidos em volume de retenção específico (m³/ha); portanto, o volume específico deve ser multiplicado pela área do lote (em hectares) para que resultem volumes de retenção em m³.

4.3.2.3 Método utilizado por Tucci (2000)

Estimado o tempo de concentração da bacia pré-urbanizada em 110 minutos, o que produziu uma vazão específica natural de 15,89 L/s/ha, o método de Tucci estima o volume de controle para áreas menores a 2 km² com base na Equação 3.17:

Substituindo alguns parâmetros da Equação 3.17, resultou-se na Equação 4.9:

$$\frac{V}{A} = \left(0,278C * \frac{1504 * 10^{0,1307}}{(12,24 + td)^{0,8274}} - 15,89 \right) * td * 60 \quad (4.9)$$

Através da ferramenta *Solver*, do *Excel*, encontrou-se o valor de “td” que gerasse o maior volume de retenção, por meio da maximização não-linear da Equação 4.12.

4.3.2.4 Chuva-vazão e Propagação de Vazão (método da onda cinemática no modelo SWMM)

Os volumes calculados pelas fórmulas de McCuen e do método das Chuvas não necessariamente serão suficientemente eficientes se a técnica de controle na fonte não possuir uma vazão de descarga igual ou inferior à vazão de pré-urbanização.

Para tanto, foi utilizado o método da onda cinemática como método de propagação de vazão no reservatório de lote, no modelo SWMM, de modo a encontrar os menores volumes de detenção nos lotes. Utilizou-se às unidades de armazenamento presentes no modelo para representar os reservatórios de detenção. Este modelo de transporte hidráulico resolve as equações da continuidade e da quantidade de movimento em cada um dos condutos, permitindo que a vazão varie no tempo no interior dos condutos, podendo resultar em amortecimento e defasagem de hidrogramas (US EPA, 2010).

Nessa simulação, adicionou-se como afluência às unidades de armazenamento, os hidrogramas gerados pelo modelo chuva-vazão do SWMM. Em todas as simulações de propagação de hidrogramas, considerou-se que ao chover, a água que antes escoava pelo lote até a sarjeta, é conduzida para o microrreservatórios de detenção, supostamente localizado na saída do lote, onde sofre amortecimento. O hidrograma efluente ao reservatório é descarregado por meio de um orifício circular, posicionado no fundo do reservatório e um vertedor de emergência, retangular, acionado apenas durante eventos mais severos que aquele para o qual o reservatório fora dimensionado (Figura 4.11, sem escala).

Figura 4.11 - Esboços do lote e microrreservatório simulados. Fonte: adaptado de Cruz, Tucci e Silveira (1998).

Por razões construtivas e de manutenção, admitiu-se que o orifício de descarga dos reservatórios possuiria diâmetro mínimo de 25 mm e máximo de 50 mm. A adoção desses

valores de diâmetros também foi influenciada pela relação L/D , comprimento/diâmetro de descarga, de modo que ao transpor a parede de alvenaria de 25 cm de espessura, a descarga se desse por tubos muito curtos, e o seu escoamento fosse regido pela Lei Geral dos Orifícios (Porto, 2006).

Para todos os orifícios, admitiu-se coeficiente de descarga de 0,65 e carga máxima sobre a soleira do vertedor de 0,20 cm. Não foi verificado o seu funcionamento através da propagação, uma vez que, para nenhuma das situações simuladas o mesmo entrou em operação.

Para diversos tipos de lotes calculou-se o diâmetro do orifício de descarga, a partir da vazão de pico de pré-urbanização do lote. Estabelecido o diâmetro do orifício, a Lei Geral dos Orifícios foi utilizada para calcular as alturas mínimas de carga hidráulica sobre eles suficientes para descarregar as vazões dos lotes em condições de pré-urbanização.

No modelo SWMM, admitindo-se o uso da onda cinemática na propagação de vazão, utilizou-se uma configuração de modelagem conforme mostra a Figura 4.12. Adicionou-se um nó ao sistema (neste caso, 11 nós, já que para o lote do Tipo 12 não foram dimensionados reservatórios de detenção), cujo afluente se tratava do hidrograma gerado no lote, direcionando o escoamento para um conduto de comprimento 1 metro, diâmetro de 200 mm, declividade de 2% e n de Manning de 0,011 (tudo de PVC). Esse conduto descarrega na unidade de armazenamento, à qual são acrescentados parâmetros tais como profundidade e área, cuja descarga é feita através de um orifício circular de fundo, com cota de base igual a do reservatório, que libera a vazão de saída do lote.

Os volumes de armazenamento verificados durante as simulações correspondem aos volumes úteis que os microrreservatórios devem ter. Em tese, os volumes foram encontrados por tentativas. A profundidade máxima do reservatório foi calculada previamente e a área da base do reservatório (curva tabular) testada até que não houvesse transbordamento.

Figura 4.12 - Modelagem de microrreservatórios de detenção no SWMM.

4.4 Modelagem e Simulação do Loteamento

Para quantificação da vazão de descarga do loteamento que é lançada no córrego diretamente, foi necessário o conhecimento do projeto de microdrenagem do loteamento, composto de galerias, bocas de lobo e poços de visita.

Foi permitido o exame do projeto de drenagem do loteamento na forma de uma prancha de desenho impressa, onde foram identificadas as seguintes características dos trechos: declividades, comprimentos e diâmetros; e dos nós (poços de visita): cotas do terreno e de fundo. Na Figura 4.13 é apresentado um esboço desse projeto.

De modo a comprometer-se com apenas um modelo de cálculo, utilizou-se apenas o modelo chuva-vazão do SWMM na geração dos hidrogramas de saída dos lotes, para posterior propagação das vazões no interior do loteamento até chegar ao ponto de descarga, o córrego.

Para facilitar a modelagem do loteamento, foi necessário subdividi-lo em 24 subáreas (Figura 4.13), de acordo com suas contribuições aos poços de visita e galerias do sistema de microdrenagem existente. Essa divisão foi realizada de modo que um número "x" de lotes, bem como os trechos de rua correspondentes, contribuísse com o escoamento superficial

afluente ao exutório de cada subárea, tornando mais simples a sua inserção no programa SWMM.

Figura 4.13 - Esboço do projeto de drenagem do Loteamento Residencial Faber 1.

Figura 4.14 - Subáreas do Loteamento Residencial Faber 1.

As simulações foram realizadas inicialmente em nível das subáreas. Foram quantificados os números de lotes, bem como os trechos de rua, que contribuem para o escoamento de cada subárea, e os lotes foram inseridos como nós. Para cada nó lote foi atribuído um hidrograma afluente calculado, referente ao tipo de lote (1, 2, 3, ..., etc) calculado (Figura 4.7). Admitiu-se que a descarga do lote através do respectivo nó de saída (exutório da subárea) fosse realizada através de um conduto de união do nó lote ao nó exutório.

Para as ruas (Figura 4.15, Tabela 4.4), considerou-se 100% de %Aimp, diretamente conectada ao nó exutório, e com possibilidade de armazenamento em depressões em toda a área impermeável. A profundidade de armazenamento em depressões foi calculada para rua correspondente à subárea, visto que as declividades eram distintas. PA-impermeável foi

calculada a partir da equação 4.6. As declividades foram obtidas de acordo com o Modelo Digital de Elevação.

Figura 4.15 - Ruas correspondentes às subáreas.

A largura do escoamento na rua foi calculada pelo método do Retângulo Equivalente, descrito anteriormente, a partir da área e perímetro em cada rua. Contudo, é possível verificar, na Figura 4.15, que as larguras do escoamento nas ruas se distinguem por subárea.

No caso das ruas correspondentes às subáreas S1 à S5 (ruas R1 à R5), as larguras do escoamento calculadas se mostraram distintas, mas ao observarem-se as ruas, as larguras do escoamento são iguais, assumindo que as larguras das ruas são iguais. O mesmo aconteceu

nas ruas R6, R7, R9, R13, R15, R17, R19, R20 e R22; as S8, S10, S11, S12; e as S14, S16, S18, S21 e S24, conforme apresentado na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 - Parâmetros das ruas utilizados na simulação chuva-vazão.

Rua correspondente à subárea	Área (m²)	Largura (m)	Declividade média (%)	PA-impermeável (mm)
Rua 1	1300,00	13,21	3,65	0,41
Rua 2	1411,59	13,21	2,67	0,48
Rua 3	1546,75	13,21	1,81	0,58
Rua 4	1809,54	13,21	0,70	0,92
Rua 5	2146,80	13,21	0,98	0,78
Rua 6	833,00	12,00	4,43	0,37
Rua 7	827,80	12,00	3,97	0,39
Rua 8	2370,00	12,60	1,15	0,72
Rua 9	779,65	12,00	3,79	0,40
Rua 10	2220,00	12,60	1,15	0,72
Rua 11	2276,00	12,60	1,34	0,67
Rua 12	2291,00	12,60	1,65	0,60
Rua 13	920,00	12,00	5,42	0,34
Rua 14	568,30	22,13	6,93	0,30
Rua 15	1090,00	12,00	5,15	0,34
Rua 16	568,30	22,13	3,47	0,42
Rua 17	1254,00	12,00	4,75	0,36
Rua 18	568,30	22,13	3,87	0,40
Rua 19	762,30	12,00	3,28	0,40
Rua 20	720,00	12,00	6,58	0,31
Rua 21	568,30	22,13	5,87	0,32
Rua 22	4203,50	22,5	2,65	0,48
Rua 23	752,00	12,00	4,05	0,39
Rua 24	568,30	22,13	12,13	0,23

O fato de alguns valores de largura do escoamento diferenciar, mesmo para as ruas de larguras visivelmente semelhantes é atribuído à dois fatores: i) durante as medições de área e perímetro das ruas alguns valores podem ter sido extrapolados; e ii) é aceitável que, para ruas de perímetro e áreas diferentes, essa variação ocorra, contudo, é necessário a análise real da planta planialtimétrica, como foi realizado neste trabalho.

Na configuração do trecho, foram medidos os comprimentos referentes às distâncias da saída de cada lote ao nó exutório, considerando-o um canal triangular de altura correspondente à altura do meio-fio (10 cm), largura de 3,33 m e coeficiente de rugosidade de 0,013 (n de Manning de sarjeta de asfalto suave). Os offsets de saída e entrada dos trechos corresponderam à cota do poço de visita (nó exutório) e cota do ponto correspondente ao meio da testada do lote, respectivamente. A cota correspondente ao meio da testada do lote foi calculada a partir do comprimento do trecho (para cada lote) e declividade real da rua.

Figura 4.16 - Ilustração da configuração de simulação da Subárea S1.

Como exemplo, na Figura 4.16, tem-se a subárea S1, composta de 15 lotes, de diversos tipos. A área hachurada corresponde às ruas.

Simulados os hidrogramas efluentes das 24 subáreas, realizou-se uma nova simulação segundo configuração real do sistema de microdrenagem (Figura 4.14), de modo a encontrar o hidrograma efluente no exutório do Residencial Faber 1 (E1), sendo este o ponto de lançamento no córrego do Mineirinho (Figura 4.17).

Para simulação do loteamento com microrreservatórios na saída dos lotes, obedeceu-se a mesma configuração de simulação do item anterior. Entretanto, ao invés de usar, nos nós exutório das subáreas, os hidrogramas resultantes do modelo chuva-vazão (Figura 4.7), foram utilizados os hidrogramas de saída dos reservatórios de detenção (Figura 4.12), para cada tipo de lote. Foram mantidas todas as configurações do projeto de microdrenagem apresentado.

Figura 4.17 - Configuração de simulação de propagação de vazão no Loteamento Residencial Faber 1.

4.5 Modelagem e Simulação da bacia do Córrego do Mineirinho

De modo a analisar o impacto do uso de microrreservatórios em um loteamento localizado na bacia do Córrego do Gregório, foi necessária a modelagem e simulação da bacia. A seguir, são detalhadas as etapas do trabalho desenvolvido.

4.5.1 Geração do escoamento

Após as simulações em nível de lote e loteamento, foi realizada a modelagem e simulação da bacia, de modo que fosse possível identificar os impactos da implantação do loteamento, no caso o Residencial Faber 1, com e sem microrreservatórios de retenção em nível de lotes.

O escoamento gerado, na bacia, por modelagem hidrológica no modelo SWMM. Para tal, foi considerado apenas o canal de macrodrenagem, desprezando quaisquer sistemas de

microdrenagem que exista na bacia, devido a ausência de dados desses (exceto o sistema de microdrenagem do loteamento de estudo).

Para esse procedimento, foi necessária a discretização da bacia em sub-bacias e, para tanto, utilizou-se o *plug-in* do *software ArcGis 10.0*, o *ArcHydro* que, a partir do Modelo Digital de Elevação, computa a delimitação da bacia, bem como o talvegue principal, afluentes e as sub-bacias de contribuição.

Entretanto, como se pretendia avaliar o efeito do mesmo loteamento posicionado na cabeceira e à jusante da bacia, foi necessária uma maior discretização da bacia que aquela produzida pelo *ArcGis 10.0*, justamente nas sub-bacias de montante e jusante. A Figura 4.18 apresenta a bacia com a subdivisão utilizada na modelagem.

Na modelagem da bacia no SWMM, utilizaram-se os dados de levantamento topobatimétrico do córrego principal realizado por Pontremolez (2013), conforme indicações do Anexo D. Entretanto, como somente havia levantamentos de seções do corpo d'água mais próximas à foz do córrego, realizou-se o levantamento de seção mais de montante, mais precisamente na seção da ponte de acesso à Área 2 da EESC-USP. Por dificuldades de acesso ao córrego, na cabeceira e em seus afluentes, o trecho de cabeceira (T Ponte) (Apêndice A) foi considerado igual em todo o seu comprimento.

Para a modelagem das sub-bacias, parâmetros tais como área, perímetro e declividade das sub-bacias foram calculados com o suporte do ArcGis 10.0. A equação de Kidd (equação 4.6) foi utilizada para calcular a PA-impermeável. Parâmetros como %Aimp, %Aimp s/ arm, %Aimp c/arm, %Prop e CN, que no SWMM corresponde ao CN das áreas permeáveis, foram analisados e calculados mediante o uso e ocupação do solo de cada sub-bacia.

A bacia do Córrego do Mineirinho é composta pelas classes de uso e ocupação do solo conforme indicações da Figura 4.3.

Pensando em manter as configurações atuais do loteamento, utilizou-se a condição de 50%Aimp nas áreas Residenciais e Comerciais. Para a composição dessas áreas, e de modo a manter a configuração de impermeabilização dos lotes (residências) de toda a bacia semelhante àquela utilizada nos lotes do Residencial Faber 1, considerou-se 75% da área impermeável como diretamente conectada (área de telhados), sem armazenamento de água, e 25% como área impermeável não conectada, propagando-se para áreas permeáveis.

A composição das áreas impermeáveis e permeáveis da SUB2 no modelo chuva-vazão, por exemplo, foi realizada conforme apresenta a Tabela 4.5. A partir da fração de ocupação das classes do solo, obteve-se 16,17% de fração de área impermeável nesta sub-

bacia, dos quais 38,09% foram classificados como sem armazenamento e 61,91% com armazenamento. Áreas classificadas como agricultura, florestas, gramíneas e residencial permeável foram tidas como permeáveis, compondo 83,83% da SUB2, e o CN correspondente foi calculado em 68,41, por ponderação.

Tabela 4.5 – Composição das áreas da SUB2 para transformação chuva-vazão.

Classes de uso e ocupação do solo	SUB2		
	Área (ha)	Fração de Ocupação (%)	CN assumido (McCuen, 1998)
Agricultura	20,93	24,59	74
Comercial sem armazenamento	1,25	1,47	98
Comercial com armazenamento	0,42	0,49	98
Espaços abertos (solo exposto)	3,23	3,80	86
Florestas	22,39	26,31	60
Gramíneas	19,47	22,87	69
Residencial sem armazenamento	3,99	4,69	98
Residencial com armazenamento	1,33	1,56	98
Residencial permeável	5,32	6,25	69
Transporte (ruas e vias)	3,78	7,96	98
TOTAL	85,11	100	-

O procedimento de composição das áreas foi realizado semelhantemente para todas as sub-bacias. Na Tabela 4.6 são apresentados os parâmetros de configurações das sub-bacias utilizados na modelagem da bacia.

Tabela 4.6 – Parâmetros das sub-bacias em que a bacia do Córrego do Mineirinho fora dividida.

Parâmetros	Sub-bacia						
	SUB1	SUB2	SUB3	SUB4	SUB5	SUB6	SUB7
Área (ha)	40,10	85,11	88,66	28,06	68,80	106,90	143,04
Largura (m)	825,70	1485,70	1495,76	1861,33	494,80	2976,49	1902,27
Declividade média (%)	3,49	5,04	4,32	5,26	3,79	4,94	6,28
PA-impermeável	4,29	3,48	3,76	3,41	4,00	3,52	3,31
%Aimp	52,07	16,17	43,94	25,12	10,92	18,11	38,62
%Aimp s/ arm.	36,31	38,09	44,71	39,04	34,58	36,24	46,74
%Prop	63,39	61,91	55,29	60,96	65,42	63,76	53,26
CN	69,72	68,41	68,95	66,79	70,00	67,73	69,55

Figura 4.18 - Sub-bacias utilizadas na modelagem da bacia.

Para os trechos de canal de seção irregular inseridos no modelo foi utilizado n de Manning de 0,035 (canais de leito pedregoso e vegetação em taludes), com exceção dos trechos de pequeno comprimento revestidos de concreto, para os quais admitiu-se n de Manning 0,016 (condições regulares), conforme Tabela 1 (Anexo C). As configurações dos trechos foram adicionadas ao modelo conforme os dados da Tabela 4.7 e indicações da Figura 4.22.

Tabela 4.7 - Parâmetros dos trechos da bacia.

Trecho	Nó de entrada	Nó de saída	Comprimento	Forma	Profundidade máxima da seção (m)
T Ponte	Nó 11	Nó 10	999,57	Irregular	3,15
T M9	Nó 10	Nó 9	432,48	Irregular	7,90
T M8	Nó 9	Nó 8	300,48	Irregular	7,90
T M7	Nó 8	Nó 7	334,85	Irregular	5,94
T M6	Nó 7	Nó 6	268,00	Irregular	7,87
T M5	Nó 6	Nó 5	257,26	Irregular	11,97
T M4	Nó 5	Nó 4	442,44	Irregular	10,41
T M3	Nó 4	Nó 3	22,80	Irregular	8,00
T M3(2)	Nó 3	Nó 3-2	46,80	Irregular	5,39
T RET3	Nó 3-2	Nó 3-1	32,00	Retangular	2,50
T M2	Nó 3-1	Nó 2-2	89,30	Irregular	3,69
T RET2	Nó 2-2	Nó 2-1	32,50	Retangular	2,50
T M1	Nó 2-1	Nó 1-2	324,67	Irregular	3,69
T CIRC	Nó 1-2	Jusante	30,00	Circular dupla	1,50

Adicionadas as sub-bacias, nós e trechos, quatro simulações foram realizadas para a bacia, duas com loteamento de estudo posicionado a jusante na bacia (real) e duas com mesmo loteamento implantado na sub-bacia de cabeceira (hipotético), ambas considerando ou não a implantação de microrreservatórios de retenção em lotes. A Figura 4.22 apresenta a modelagem realizada na bacia do Córrego do Mineirinho no modelo SWMM. As seções transversais utilizadas nos trechos podem ser verificadas no Apêndice A e Anexo D.

Figura 4.19 – Esboço da modelagem da Bacia do Córrego do Mineirinho no modelo SWMM.

Para a simulação, foi necessário o cálculo de tempo de concentração da bacia, servindo este de base para cálculo de volumes de detenção na fonte e durações de eventos de projeto aos quais a bacia seria submetida na modelagem.

4.5.1.1 Cálculo do Tempo de Concentração da Bacia Natural

Utilizando geoprocessamento (escala 1:100 00), o software *ArcGis10.0*, por meio da ferramenta *ArcHydro*, definiu-se o córrego do Mineirinho (*Stream Definition*). O cálculo do tempo de concentração da bacia natural foi realizado a partir da busca do *Longest Flow Path for Catchments*, ou seja, o mais longo caminho de percurso do escoamento, a partir do *raster Flow Direction*, que exhibe as direções preferenciais do fluxo, conforme indicação das Figuras 4.20 (a) e (b).

O tempo de concentração utilizado foi calculado utilizando o Método Cinemático (Porto, 2015), segundo o qual são somados os tempos de percurso do escoamento através dos diversos segmentos de diferentes usos e ocupação do solo.

Para a bacia natural, admitiu-se que o escoamento gerado até o ponto de entrada no córrego ocorreu através de “*short grass pasture*” (curta pastagem) (McCuen, 1998), em concordância com as áreas verdes admitidas no documento Diretrizes para Drenagem Urbana (SMOP, 2014).

De acordo com as informações da Figura 4.20 (b) extraiu-se o *Longest Flow Path* para essa bacia, em condições naturais. A partir do *Stream Definition*, definiu-se a mais longa trajetória a ser percorrida pela água na bacia de 4.776,49 metros, sendo 3.384,27 metros através da calha do córrego principal e 1.392,22 metros através da superfície do terreno (pastagem curta).

O percurso através da superfície do terreno, até atingir à nascente do córrego principal apresentou declividade variada e, dessa maneira, o mesmo foi subdividido em trechos de características homogêneas, tornando a estimativa do tempo de concentração mais precisa.

Através de medições de comprimentos de percurso e respectivas declividades, adotando-se n de Manning e raio hidráulico para essa classificação do solo (curta pastagem), foi obtido um coeficiente de escoamento através da superfície do terreno k . De posse de tais parâmetros, calcularam-se os tempos de percursos através das equações abaixo. Os parâmetros n de Manning, raio hidráulico e k podem ser encontrados na Tabela 1 (Anexo B).

$$Vi = kSi^{0,5} \quad (4.10)$$

$$k = \frac{Rh^{2/3}}{n} \quad (4.11)$$

sendo: V_i = velocidade do escoamento (m/s); k = coeficiente de velocidade de escoamento em superfícies e calhas rasas; S_i = declividade média de cada segmento (m/m); i = denota o segmento considerado; Rh = raio hidráulico (m); e n = coeficiente de rugosidade de Manning.

$$tp = \frac{1}{60} * \sum \frac{L_i}{V_i} \quad (4.12)$$

sendo: tp = tempo de percurso (min); L = comprimento do escoamento (m); e V_i = velocidade do escoamento (m/s).

A velocidade da água através da calha do rio foi estimada em 1,5 m/s, a partir da Tabela 4.8, correspondente a solo cascalhado nas paredes. Essa velocidade foi multiplicada pelo comprimento do córrego para avaliação do tempo de percurso da água no córrego.

Tabela 4.8 – Velocidade média da água em canais.

Material das Paredes do Canal	Velocidade Média (m/s)
Areia muito fina	0,23 a 0,30
Areia solta-média	0,30 a 0,46
Areia grossa	0,46 a 0,61
Terreno arenoso comum	0,61 a 0,76
Terreno silte-argiloso	0,76 a 0,84
Terreno de aluvião	0,84 a 0,91
Terreno argiloso-compacto	0,91 a 1,14
Terreno argiloso duro	1,14 a 1,22
Solo cascalhado	1,22 a 1,52
Cascalho grosso, pedregulho, piçarra	1,52 a 1,83
Rochas sedimentares moles-xistos	1,83 a 2,44
Alvenaria	2,44 a 3,05
Rochas compactas	3,05 a 4,00
Concreto	4,00 a 6,00

Fonte: Curso de Canais, EEUFMG, Dep. Engenharia Hidráulica, Edições Engenharia (1958) apud Porto (2006).

Os tempos de percurso assim estimados, em superfície classificada como pasto e através do córrego, foram somados resultando o tempo de concentração da bacia do Córrego do Mineirinho em condições naturais. Os percursos utilizados foram obtidos de acordo com dados de declividade e comprimento de acordo com a Figura 4.21.

(a)

(b)

Figura 4.20. Geoprocessamento aplicado na bacia: (a) Direção do fluxo; e (b) Comprimento de fluxo.

Figura 4.21 – Percursos do escoamento no cálculo do tempo de concentração da bacia natural.

4.5.1.2 Cálculo do Tempo de Concentração da Bacia urbanizada (condições atuais)

Para a bacia urbanizada, os procedimentos de geoprocessamento realizados foram os mesmos realizados para a bacia em condições naturais. Entretanto, para a bacia urbanizada, entende-se que o escoamento fluirá pela rede de drenagem, e não exatamente pelo máximo comprimento de escoamento gerado pelo *ArcGis10.0*.

Conhecido o comprimento mais longo, buscou-se então o ponto de maior cota correspondente a este comprimento. Como no ponto de maior cota está localizada uma residência, considerou-se como tempo de percurso na residência 10 min, de acordo com o tempo de concentração resultante no lote. Entre a saída da residência e a nascente do córrego principal, o percurso do escoamento é feito por ruas e sarjetas e, como a declividade variava

no decorrer do comprimento, subdividiu-se os comprimentos para cada declividade encontrada, tornando os cálculos mais precisos (Figura 4.22). Calculou-se o tempo de percurso em ruas e sarjetas através da equação 4.10 e os coeficientes da Tabela 1 (Anexo B).

Figura 4.22 – Percursos do escoamento no cálculo do tempo de concentração da bacia urbanizada.

Os tempos de percurso assim estimados para o interior dos lotes, em ruas e sarjetas, e através do córrego, foram somados resultando o tempo de concentração da bacia do Córrego do Mineirinho para as condições atuais de urbanização.

4.5.2 Análise do efeito do controle no lote na bacia

Para analisar o efeito do uso de microrreservatórios em lotes em escala de bacia, realizou-se dois tipos de simulações, descritas nos tópicos a seguir.

4.5.2.1 *Loteamento a jusante (real)*

As simulações realizadas com posicionamento do loteamento à jusante obedeceram aos seguintes critérios:

- Manutenção da localização do loteamento, cujo projeto de microdrenagem encaminha o escoamento ao córrego do Mineirinho, à uma distância de, aproximadamente, 400 metros do ponto exutório da bacia (Nó 2-2, Figura 4.22), pertencendo à SUB6.
- No ponto de descarga de vazão do loteamento (Nó 2-2), foram inseridos os hidrogramas efluentes do loteamento, sem microrreservatórios e com microrreservatórios.
- Para todas as sub-bacias, exceto a SUB6, foram mantidos os parâmetros de modelagem. Para a SUB6, como o hidrograma efluente do loteamento seria inserido no nó de descarga, Nó 2-2, optou-se por subtrair a área correspondente ao loteamento (Tabela 4.9) na SUB6, compensando os demais parâmetros de impermeabilização, conforme indicações da Tabela 4.10.

4.5.2.2 *Simulações com loteamento a montante (hipotética)*

As simulações realizadas com posicionamento do loteamento à montante obedeceram aos seguintes critérios:

- O loteamento foi posicionado na SUB1, e o ponto de descarga do escoamento gerado é à montante do córrego (Nó11).
- Nesta situação, em todas as sub-bacias, exceto à SUB1, foram mantidos os parâmetros de modelagem. No SWMM, para a simulação, no ponto de descarga de vazão do loteamento, foram inseridos os hidrogramas efluentes do loteamento, sem microrreservatórios e com microrreservatórios, no Nó 11. Para a SUB1, como o hidrograma efluente do loteamento seria inserido no nó de descarga, optou-se por

subtrair a área correspondente ao loteamento (Tabela 4.9) na SUB1, compensando os demais parâmetros de impermeabilização, conforme mostra a Tabela 4.10.

Tabela 4.9 – Quantitativos de áreas do Loteamento Residencial Faber 1.

Parâmetros	Área (ha)
Residências (lotes) – Impermeável sem armazenamento	5,08
Residências (lotes) – Impermeável com armazenamento	1,70
Residências (lotes) – Permeável	6,78
Ruas	3,23
Total	16,79

Com os valores da Tabela 4.9, é possível notar que o total de áreas corresponde a 16,79 ha, diferente ao apresentado na seção 4.2.1, de 17,28 ha. A variação na área total do loteamento, de 2,83%, é justificada pelas medições realizadas em mapas georreferenciados.

Tabela 4.10– Parâmetros das sub-bacias subtraído às áreas correspondentes ao Loteamento Residencial Faber 1.

Parâmetros	SUB1	SUB6
Área (ha)	23,33	89,63
% Aimp	46,63	10,33
% Aimp s/ arm.	36,05	20,50
% Prop	63,95	79,50
CN	70,11	67,62

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo são apresentados os resultados produzidos durante a execução do trabalho. A princípio, apresentam-se os resultados de tempo de duração da chuva a serem atribuídos ao dimensionamento dos microrreservatórios, bem como ao cálculo e geração de hidrogramas. Também foi realizada uma comparação entre os métodos de pré-dimensionamento de volumes de detenção.

A partir dos volumes cuja eficiência local foi determinada, simulações no SWMM resultaram vazões amortecidas, observando a influência da implantação de microrreservatórios de lote para o loteamento, bem como sua influência no córrego do Mineirinho, admitindo localização real do loteamento e sua localização hipotética na região de cabeceira da bacia.

5.1 Duração da Chuva

5.1.1 Tempo de Concentração no Lote

Utilizado, normalmente, como duração da chuva crítica por manuais de drenagem e diretrizes de projeto, tempos de concentração calculados pela equação 4.1 para as diferentes áreas de lotes são apresentados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Tempos de concentração calculados para o lote.

Tipo	Tc (min)		
	Lote Natural	Lote 50%Aimp	Lote 70%Aimp
1	12,87	7,45	5,28
2	12,87	7,45	5,28
3	12,87	7,45	5,28
4	12,87	7,45	5,28
5	13,65	7,90	5,60
6	13,65	7,90	5,60
7	13,10	7,56	5,36
8	14,74	8,53	6,05
9	16,56	9,59	6,80
10	15,60	9,03	6,40
11	16,56	9,59	6,80
Não se calculou Tc para o lote tipo 12 por se tratar de uma área comum.			

Por se tratarem de lotes de áreas e perímetros distintos, optou-se por fixar um valor comum a todos, de modo a facilitar os cálculos de vazão e volume de detenção, além de subsidiar o valor da duração da chuva.

Dessa forma, utilizou-se como tempos de concentração no lote, em condições naturais (pré-urbanização) e urbanizado (50% Aimp e 70% Aimp), 15 e 10 minutos, respectivamente. Nota-se que o valor de 10 minutos é igual ou próximo aos recomendados pelo Manual de Drenagem Urbana da Região Metropolitana de Curitiba (2002) e também pela Prefeitura de Belo Horizonte (2004), para projetos de microdrenagem. A Prefeitura de Porto Alegre (2005) recomenda cinco minutos.

5.1.2 Tempo de Concentração na Bacia

De acordo com o Método Cinético, somaram-se os tempos de percursos desenvolvidos pelo escoamento, do ponto mais remoto da bacia até o ponto de jusante.

Para a bacia natural, os tempos de percurso nos subtrechos em pastagem curta são apresentados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Tempos de percurso do escoamento em superfície do solo (pasto).

Trecho	Comprimento L (m)	k	Declividade S (m/m)	Velocidade (m/s)	Tempo de Percurso (min)
1	752,30	2,12	0,020	0,30	41,84
2	322,78	2,12	0,024	0,33	16,46
3	154,90	2,12	0,036	0,40	6,42
4	64,73	2,12	0,048	0,47	2,31
5	28,06	2,12	0,060	0,52	0,90
6	56,36	2,12	0,072	0,57	1,66
7	13,09	2,12	0,083	0,61	0,36
TOTAL					69,94

Para o escoamento através do córrego, admitiu-se uma velocidade de 1,5 m/s. Assim, estimou-se o tempo de percurso de 39,94 minutos ao longo dos 3384,27 metros de comprimento. Na Tabela 5.3 são apresentados os tempos de percurso ao longo da mais longa trajetória desenvolvida pela água na bacia em condições naturais.

Tabela 5.3 – Tempo de concentração calculado para a bacia do Córrego do Mineirinho em condições naturais.

Percurso	Tempo de Percurso (min)
Pasto (<i>short grass pasture</i>)	69,94
Córrego	37,60
Bacia natural (Total)	107,54

De acordo com a Tabela 5.3, o tempo de concentração da bacia natural pode ser estimado em, aproximadamente, 110 minutos. Não foram encontradas referências na literatura que possibilitassem comparações com esse valor.

Para a bacia urbanizada, o primeiro a ser considerado foi o tempo de concentração do lote, localizado na maior cota da bacia. Como visto anteriormente, o tempo de percurso em lotes, foi fixado em 10 minutos.

A próxima parcela de tempo avaliada foi o tempo de escoamento da saída do lote até a rede de macrodrenagem, por não se conhecer a microdrenagem da região. Até chegar ao córrego, admitiu-se que o escoamento em questão percorresse trechos em sarjetas de declividades variadas e, sendo assim, preferiu-se separar esses trechos e calcular o tempo discretamente, como indicações da Tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Tempos de percurso do escoamento em sarjetas e/ou ruas (*paved area*)

Trecho	Comprimento L (m)	k	Declividade S (m/m)	Velocidade (m/s)	Tempo de Percurso (min)
Via 1	105,7	6,31	0,00725	0,54	3,28
Via 2	477,1	6,31	0,03023	1,10	7,24
Via 3	145,4	6,31	0,06812	1,47	1,46
TOTAL					11,98

Na Tabela 5.5 são apresentados os tempos de percurso estimados para a bacia nas condições de urbanização atuais.

Tabela 5.5 – Tempo de concentração calculado para a bacia do Córrego do Mineirinho urbanizada.

Percurso	Tempo de Percurso (min)
Lote	10,00
Vias	11,98
Córrego	37,60
Bacia urbanizada (Total)	59,58

De acordo com a Tabela 5.5, a Bacia do Córrego do Mineirinho apresenta tempo de concentração de 62 minutos, valor próximo ao calculado em trabalhos anteriores sobre a mesma bacia (Pontremolez (2012), Aprígio (2012)), usando a equação de Kirpich. Sendo

assim, os cálculos realizados em escala de bacia utilizaram 60 min como tempo de concentração da bacia.

5.1.3 Duração da Chuva Crítica no Lote

Normalmente, em chuvas de projeto, o tempo de concentração da bacia é utilizado como a duração da chuva crítica, contudo, essa hipótese nem sempre é verdadeira.

Chuvas de 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 90, 120, 180, 240 e 480 minutos sobre os lotes em condições naturais foram usadas nas simulações por meio do modelo SWMM, produzindo hidrogramas como respostas. Na Figura 5.1 são apresentadas as vazões de pico dos hidrogramas construídos para as referidas durações de chuva e tempo de retorno de 10 anos, em que é possível verificar que a chuva de duração 90 minutos produz maior vazão de pico e, portanto, pode ser considerada como duração crítica. O mesmo comportamento foi observado para os demais tipos de lotes.

Ainda na Figura 5.1, pode-se notar que, para uma chuva de 5 minutos a vazão de pico é nula, ou seja, não ocorre a formação do escoamento superficial porque todo o volume precipitado se infiltra.

Figura 5.1 - Vazões de pico em função da duração da chuva de projeto para um TR de 10 anos em um lote do Tipo 2.

5.2 Volumes de Detenção em Lotes

5.2.1 Comparação entre volumes de pré-dimensionamento

Os volumes de detenção, em nível de lote, calculados pela fórmula de McCuen foram estimados a partir das vazões de pré-urbanização e pós-urbanização mediante os métodos de estimativa de vazão, Racional e HUT-SCS, conforme apresentados nas Tabelas 5.6 e 5.7.

Os hidrogramas foram calculados considerando chuva de 15 minutos, para condições de pré-urbanização, e 10 minutos, para a fórmula de McCuen, enquanto que para os métodos de Tucci e Curva Envelope, utilizou-se o tempo de concentração da bacia natural, 110 minutos, necessário para o cálculo da vazão de restrição da bacia. Para todas as condições, foram considerados 50% Aimp e 10 anos para o tempo de retorno.

Além da fórmula de McCuen, utilizou-se o método da Curva Envelope, o método de Tucci e os modelos chuva-vazão (infiltração por meio do Curva-Número) e propagação de vazões (onda cinemática) no SWMM para estimar os volumes dos reservatórios.

Tabela 5.6 - Vazões calculadas pelo método Racional e volumes pela fórmula de McCuen.

Tipo	Método Racional		McCuen (1998) Volume (m³)
	Vazão de Pico - Lote Natural (L/s)	Vazão de Pico - Lote 50%Aimp (L/s)	
1	1,92	8,32	3,84
2	2,47	10,71	4,94
3	2,74	11,90	5,49
4	3,02	13,09	6,04
5	3,29	14,28	6,59
6	3,57	15,48	7,14
7	3,84	16,67	7,69
8	4,12	17,86	8,24
9	4,39	19,05	8,80
10	4,67	20,24	9,35
11	4,94	21,44	9,90

Tabela 5.7 - Vazões calculadas pelo método HUT-SCS e volumes pela fórmula de McCuen.

Tipo	Método HUT-SCS		McCuen (1998) Volume (m ³)
	Vazão de Pico - Lote Natural (L/s)	Vazão de Pico - Lote 50%Aimp (L/s)	
1	0,31	2,11	1,08
2	0,39	2,72	1,40
3	0,44	3,02	1,55
4	0,48	3,32	1,70
5	0,53	3,62	1,85
6	0,57	3,93	2,01
7	0,62	4,23	2,17
8	0,66	4,53	2,32
9	0,71	4,83	2,47
10	0,75	5,14	2,63
11	0,79	5,44	2,79

No geral, os volumes resultantes apresentados na Tabela 5.6 se mostraram 3,5 vezes maiores que os apresentados na Tabela 5.7. As vazões de pico calculadas pelos métodos Racional e HUT-SCS também apresentaram relação concentrada naquela mesma ordem. Uma provável causa a essa grande diferença é o fato de, na separação do escoamento pelo método do SCS (CN 83,5), para o lote urbanizado com 50% Aimp, a razão entre a precipitação efetiva e precipitação total ter sido 0,15, valor esse em torno de 3,5 vezes menor ao coeficiente de escoamento superficial igual a 0,55, adotado para o cálculo das vazões pelo método Racional. Para o lote natural, a separação do escoamento pelo método do SCS (CN 69) resultou em uma razão P_{ef}/P (igual a 0,025) quase 6 vezes menor ao coeficiente utilizado pelo método Racional (C igual a 0,15)

Na Tabela 5.8 são apresentados os volumes calculados a partir do método da Curva Envelope. A vazão específica de restrição na bacia, considerando tempo de concentração de 110 minutos para a bacia pré-urbanizada, foi estimada em 15,89 L/s/ha, valor este calculado pelo método Racional (C igual a 0,15). Considerando que os microrreservatórios correspondem a 2% das áreas do lote, a tabela apresenta as dimensões do mesmo.

Ainda na Tabela 5.8 é possível verificar que, conforme a área do lote aumenta, a área ocupada pelo dispositivo aumenta em 1 m², linearmente de um tipo de lote para outro subsequente, a partir do Tipo 2, sendo que do Tipo 1 para o 2 a variação de volume foi de 2 m².

Tabela 5.8 - Volumes de retenção calculados pelo método da Curva Envelope.

Tipo	Método da Curva Envelope	
	Volume (m ³)	Dimensões do Reservatório Área x Altura (m ² x m)
1	6,04	6,98 x 0,87
2	7,77	8,98 x 0,87
3	8,64	9,98 x 0,87
4	9,50	10,98 x 0,87
5	10,36	11,98 x 0,87
6	11,23	12,98 x 0,87
7	12,09	13,98 x 0,87
8	12,96	14,98 x 0,87
9	13,83	15,98 x 0,87
10	14,69	16,98 x 0,87
11	15,56	17,98 x 0,87

Os valores apresentados na Tabela 5.9 corresponderam aos volumes de retenção para lotes com 50% de ocupação e vazão natural específica (vazão de restrição) igual a 15,89 L/s/ha. Para essa condição, a duração crítica da chuva foi de, aproximadamente, 90 min e o volume por unidade de área resultante foi 22,92 L/m².

Tabela 5.9 – Volumes calculados pelo método de Tucci (2000).

Tipo	Método de Tucci
	Volume (m ³)
1	8,00
2	10,29
3	11,44
4	12,58
5	13,73
6	14,88
7	16,02
8	17,17
9	18,31
10	19,46
11	20,61

Na Tabela 5.10 são apresentados volumes e vazões simulados com suporte dos modelos chuva-vazão e onda cinemática do SWMM. A partir dos resultados, percebe-se uma aproximação entre as vazões naturais de pico e as vazões naturais calculadas a partir da multiplicação da vazão específica de restrição, calculada para uso nos métodos de Tucci e Curva Envelope, pela área do lote. A variação é de, em média, 5%.

Tabela 5.10 – Vazões de pico e volumes gerados pelos modelos chuva-vazão e propagação de vazão do SWMM.

Tipo	Chuva-Vazão SWMM		SWMM Volume (m ³)
	Vazão de Pico - Lote Natural (L/s)	Vazão de Pico - Lote 50%Aimp (L/s)	
1	0,57	16,46	3,76
2	0,74	21,18	4,82
3	0,82	23,55	5,44
4	0,89	25,84	5,93
5	0,95	28,02	6,47
6	1,00	30,09	6,99
7	1,04	32,10	7,53
8	1,09	34,17	7,99
9	1,17	36,49	8,58
10	1,29	39,26	9,15
11	1,49	45,23	9,74

A Figura 5.2 possibilita uma comparação de volumes calculados pelos diferentes métodos aqui empregados. Para todas as curvas Volume x Tipo de Lote, verificou-se uma tendência linear de $R^2 = 0,994$.

Figura 5.2 – Comparação de volumes de detenção para lote com 50%Aimp e chuva de 10 minutos e TR10.

De acordo com a Figura 5.2, nota-se uma subestimação dos volumes resultantes a partir do cálculo de vazões pelo método HUT-SCS, bem como uma superestimação dos volumes resultantes do método de Tucci, em relação aos demais métodos.

Comparando os volumes calculados, nota-se que os calculados pela fórmula de McCuen (Racional) se mostraram próximos aos gerados pelo SWMM, estes correspondendo, em média, a 98% daqueles.

Nas simulações chuva-vazão, os lotes apresentaram usando o SWMM, os lotes apresentaram, segundo configuração estabelecida aos lotes com 50%Aimp, uma média de coeficiente de escoamento superficial de 0,46, valor inferior ao utilizado no cálculo das vazões de pico do método Racional, 0,55. Para os lotes naturais, a simulação chuva-vazão resultou em um coeficiente de escoamento superficial 80% menor (0,031) ao utilizado no método racional, 0,15.

Apesar dos volumes de retenção obtidos pela fórmula de McCuen (Racional) e modelos do SWMM terem sido próximos, não é possível afirmar que a comparação entre ambos os métodos sempre terá o mesmo comportamento. Mesmo prático, o método Racional utiliza como variável apenas o coeficiente de escoamento superficial, enquanto que no processo de configuração dos lotes, vários parâmetros caracterizam o solo (n de Manning, profundidade de armazenamento e %Aimp). É provável que os resultados diferentes possam ser obtidos ao alterar-se a composição das áreas permeáveis e impermeáveis, bem como os coeficientes de rugosidade de Manning, no modelo SWMM.

Os volumes encontrados com o suporte do SWMM se apresentaram 3,5 vezes maior que os calculados pela fórmula de McCuen (HUT – SCS). Os volumes calculados pelo método da Curva Envelope superestimaram os gerados pelo SWMM em cerca de 36%.

Apesar de gerar os maiores volumes, os Método de Tucci e da Curva Envelope não consideram dispositivo de descarga, este devendo ser determinado de acordo com a carga hidráulica a que o dispositivo está submetido. Da mesma maneira, apesar da fórmula de McCuen (Racional) ter resultado em volumes próximos aos encontrados pelo modelo SWMM, as dimensões adotadas para o reservatório de retenção, bem como o diâmetro do orifício de descarga, são essenciais ao amortecimento do hidrograma e, portanto, à manutenção da vazão de pré-urbanização.

Ao utilizar o método da onda cinemática, na propagação de vazões, o modelo SWMM permite acompanhamento temporal de entrada e saída de vazão/volume, bem como

profundidade, nos microrreservatórios, motivos pelos quais este modelo foi adotado no dimensionamento dos dispositivos e simulações realizadas na sequência do trabalho.

5.2.2 Volumes dimensionados para chuva de 10 minutos

Na Figura 5.3 é apresentado o hietograma de projeto de duração 15 minutos, utilizado para geração do escoamento nos lotes em condições naturais, visto que foi a duração correspondente ao tempo de concentração do lote nessas condições.

Figura 5.3 – Hietograma de projeto para chuva de duração 15 minutos e TR de 10 anos.

As vazões de pico, para os lotes em condições naturais quando submetidos ao hietograma da Figura 5.3, são apresentadas na Tabela 5.11.

Tabela 5.11 - Vazões de pico no lote natural para duração da chuva de 10 minutos.

Tipo	Chuva-Vazão SWMM
	Vazão de pico - Lote natural (L/s)
1	0,57
2	0,74
3	0,82
4	0,89
5	0,95
6	1,00
7	1,04
8	1,09
9	1,17
10	1,29
11	1,49

O hietograma de projeto para os lotes em condições urbanizadas é apresentado na Figura 5.4, de acordo com o tempo de concentração estimado para essas condições.

Figura 5.4 – Hietograma de projeto para chuva de duração 10 minutos e TR de 10 anos.

Nas simulações com hietograma de projeto de duração 10 minutos, e impermeabilização dos lotes em 50% e 70% da sua área, utilizou-se 25 mm de diâmetro para o orifício de descarga, baseado nas vazões de pré-urbanização, uma vez que se considerou diâmetro razoável para possíveis manutenções futuras. Diâmetros menores acarretariam em maiores volumes de retenção, e diâmetros maiores não seriam capazes de reduzir a vazão de pico de saída do lote em níveis iguais ou inferiores à vazão de pico em níveis de pré-urbanização.

Um parâmetro que chamou a atenção foi a altura útil do reservatório, dependente da área de descarga e vazão máxima de saída do orifício (vazão de pré-urbanização). A princípio, admitiu-se uma altura útil de 80 cm, de modo que o vertedor pudesse ser construído com uma soleira de 20 cm de altura e, deste modo, a altura total do dispositivo seria de 1 m.

Entretanto, à medida que as áreas dos lotes aumentavam, a área ocupada pelo dispositivo diminuía, o volume da técnica decrescia e a profundidade máxima atingida pela água era mantida crescia, já que a vazão de entrada no reservatório aumentava. Por outro lado, ao diminuir a área ocupada pelo dispositivo, a profundidade máxima aumentava e consequentemente, aumentava a vazão de saída, fazendo com que o microrreservatório perdesse eficiência na manutenção da vazão de pico de pré-urbanização.

Para o lote do tipo 1, por exemplo, para altura útil de 80 cm, seria necessário 22,09 m² de área ocupada pelo reservatório para vazão máxima de saída ser igual ou inferior a 0,57 L/s, porém, segundo o hidrograma efluente ao orifício, a profundidade máxima atingida no reservatório seria de 0,17 m, o que provocaria um aumento bastante significativo, em termos de volume.

Dessa maneira, os volumes de detenção foram redimensionados para a altura útil correspondente à profundidade máxima a ser atingida, conforme dimensão do orifício admitido, e baseada na Lei Geral dos Orifícios.

A Tabela 5.12 apresenta os dados finais de redimensionamento resultantes das simulações dos microrreservatórios em lotes realizados no modelo SWMM, para condição de 50%A_{imp}. É possível confirmar que, com as vazões máximas de saída dos reservatórios que, para todos os tipos, conseguiu-se manter ou diminuir a vazão de pico para condições naturais do lote.

Tabela 5.12 - Volumes de retenção para lotes com 50%Aimp e chuva de duração de 10 minutos.

Tipo	Vazão de pico Lote 50% Aimp (L/s)	Dimensões do Reservatório Área x Altura (m² x m)	Volume (m³)	Profundidade máxima atingida (m)	Vazão máxima de saída do reservatório (L/s)	Fração de Ocupação do reservatório no lote
1	16,46	22,09 x 0,17	3,76	0,17	0,56	6,33%
2	21,18	17,22 x 0,28	4,82	0,28	0,73	3,84%
3	23,55	16,00 x 0,34	5,44	0,33	0,80	3,21%
4	25,84	14,82 x 0,40	5,93	0,39	0,87	2,70%
5	28,02	14,06 x 0,46	6,47	0,45	0,94	2,35%
6	30,09	13,69 x 0,51	6,99	0,50	0,99	2,11%
7	32,10	13,69 x 0,55	7,53	0,54	1,02	1,96%
8	34,17	13,32 x 0,60	7,99	0,59	1,08	1,78%
9	36,49	12,25 x 0,70	8,58	0,68	1,16	1,53%
10	39,26	10,89 x 0,84	9,15	0,82	1,27	1,28%
		11,56 x 0,80	9,25	0,78	1,20	1,36%
11	45,23	8,70 x 1,12	9,74	1,09	1,45	0,97%
		12,25 x 0,80	9,8	0,79	1,21	1,36%

Como para os lotes do tipo 10 e 11 as alturas ultrapassaram os 80 cm de altura útil da técnica, para o diâmetro de saída dimensionado, as áreas superficiais foram redimensionadas para $H = 80$ cm, de modo que houvesse as duas opções, caso as condições de instalação do microrreservatório apresentem restrições de profundidade.

Ainda observando os resultados para os lotes do tipo 10 e 11, percebe-se que mantendo a altura útil em 80 cm, a vazão máxima de saída é praticamente igual para os dois lotes, uma vez que a máxima carga hidráulica foi mantida, o que provavelmente aconteceria para todos os lotes dimensionados com a mesma altura útil. Para os lotes do tipo 10 e 11, as duas opções de retenção exibiram pouca variação de volume, entretanto, a fração de ocupação no lote aumenta.

A Figura 5.5 mostra os hidrogramas resultantes do lote do Tipo 2, sendo possível visualizar a eficiência do microrreservatório na redução da vazão de pico a níveis iguais ou inferiores à vazão de pico natural do lote.

Figura 5.5 - Hidrogramas para chuva de 10 minutos e TR 10 anos em lote do Tipo 2.

Dados de dimensionamento e resultados das simulações dos microrreservatórios em lotes com condições de 70%Aimp são apresentados na Tabela 5.13. Como as vazões de pico naturais para a mesma chuva de projeto foram mantidas, as alturas úteis dos reservatórios de retenção também, variando o volume e a fração de ocupação do mesmo no lote, que aumentaram em 35%, quando comparadas aos lotes com condições de 50%Aimp.

Tabela 5.13 – Volumes de retenção para lote 70%Aimp e chuva de duração de 10 minutos.

Tipo	Vazão de pico Lote 70% Aimp (L/s)	Dimensões do Reservatório Área x Altura (m² x m)	Volume (m³)	Profundidade máxima atingida (m)	Vazão máxima de saída do reservatório (L/s)	Fração de Ocupação do reservatório no lote
1	21,84	34,22 x 0,17	5,82	0,17	0,55	9,81%
2	28,13	26,52 x 0,28	7,43	0,28	0,73	5,91%
3	31,30	24,01 x 0,34	8,16	0,34	0,81	4,81%
4	34,31	22,56 x 0,40	9,02	0,40	0,88	4,11%
5	37,09	21,62 x 0,46	9,95	0,45	0,94	3,61%
6	39,72	20,70 x 0,51	10,56	0,51	1,00	3,19%
7	42,25	20,70 x 0,55	11,39	0,55	1,03	2,96%
8	44,88	20,25 x 0,60	12,15	0,60	1,08	2,70%
9	47,95	18,49 x 0,70	12,94	0,70	1,17	2,31%
10	51,76	16,40 x 0,84	13,78	0,84	1,29	1,93%
		17,64 x 0,80	14,11	0,78	1,21	2,08%
11	56,57	13,32 x 1,12	14,92	1,10	1,47	1,48%
		18,92 x 0,80	15,14	0,78	1,20	2,10%

5.2.3 Volumes dimensionados para chuva de duração 60 minutos

A Figura 5.6 apresenta o hietograma de projeto de duração da chuva 60 minutos, de acordo com o tempo de concentração estimado para a bacia de estudo. Esse valor de duração da chuva foi utilizado na simulação do escoamento do lote em condições natural e urbanizado.

Figura 5.6 - Hietograma de projeto para chuva de 60 minutos e TR de 10 anos.

As vazões de pico para os lotes em condições de pré-urbanização e chuva de duração 60 minutos são indicadas na Tabela 5.14. Segundo a simulação chuva-vazão, esta chuva resultou um coeficiente de escoamento superficial de 0,24 nos lotes.

Tabela 5.14 – Vazões de pico para lote natural e chuva de 60 minutos.

Tipo	Vazão de pico Lote natural (L/s)
1	2,26
2	2,92
3	3,25
4	3,54
5	3,79
6	4,01
7	4,20
8	4,42
9	4,73
10	5,20
11	5,89

A propagação do hidrograma de saída do lote pelo reservatório se deu através de um orifício de 50 mm, para hietograma de projeto de 60 minutos e condições de 50%Aimp e 70%Aimp.

As vazões máximas de saída dos reservatórios apresentadas nas Tabelas 5.15 e 5.16 confirmam a eficiência dos volumes de detenção dimensionados na redução das vazões de pico dos lotes em condições naturais (Tabela 5.14), porém com orifício de diâmetro diferente do usado quando do dimensionamento para chuva de projeto de duração 10 minutos.

De acordo com a Tabela 5.15, os reservatórios dimensionados para os lotes do tipo 10 e 11 ultrapassaram a altura útil de 80 cm e, portanto, foram redimensionados. Quando comparados, os volumes recalculados para uma altura útil de 80 cm apresentaram aumento de 10% e 15%, respectivamente, para os tipos 10 e 11.

Tabela 5.15 - Volumes de detenção em lote com 50%Aimp e duração da chuva de 60 minutos.

Tipo	Vazão de pico Lote 50%Aimp (L/s)	Dimensões do Reservatório Área x Altura (m² x m)	Volume (m³)	Profundidad e máxima atingida (m)	Vazão máxima de saída do reservatório (L/s)	Fração de Ocupação do reservatório no lote
1	11,21	49,00 x 0,16	7,84	0,16	2,05	14,04%
2	14,44	38,44 x 0,27	9,56	0,26	2,79	7,76%
3	16,05	30,80 x 0,34	10,47	0,34	3,16	6,17%
4	17,61	28,62 x 0,40	11,45	0,40	3,46	5,21%
5	19,09	28,09 x 0,45	12,64	0,45	3,67	4,69%
6	20,50	27,04 x 0,51	13,79	0,50	3,92	4,17%
7	21,89	26,52 x 0,56	14,85	0,56	4,13	3,79%
8	23,32	26,01 x 0,62	16,13	0,61	4,34	3,47%
9	24,90	24,01 x 0,71	17,05	0,70	4,66	3,00%
10	26,75	21,16 x 0,85	17,99	0,84	5,11	2,49%
		23,04 x 0,80	20,00	0,79	4,77	2,71%
11	28,99	16,81 x 1,10	18,49	1,09	5,83	1,87%
		25,00 x 0,80	21,63	0,79	4,80	2,78%

A Figura 5.7 mostra os hidrogramas de saída do lote e a eficiência da implantação do microrreservatório de detenção para um lote do Tipo 2, de dimensões segundo a Tabela 5.15, para uma chuva de 60 minutos.

Figura 5.7 - Hidrogramas para chuva de 60 minutos e TR de 10 anos em um lote do Tipo 2.

Dados de dimensionamento e resultados das simulações dos microrreservatórios em lotes com condições de 70%Aimp são apresentados na Tabela 5.16. A variação dos volumes, quando comparados aos dimensionados para lotes com condições de 50%Aimp foi de, em média, 25%.

Tabela 5.16 - Volumes de detenção em lotes com 70%Aimp e chuva de duração de 60 minutos.

Tipo	Vazão de pico Lote 70%Aimp (L/s)	Dimensões do Reservatório Área x Altura (m ² x m)	Volume (m ³)	Profundidade máxima atingida (m)	Vazão máxima de saída do reservatório (L/s)	Fração de Ocupação do reservatório no lote
1	16,62	64,80 x 0,16	10,37	0,16	2,05	18,57%
2	21,41	49,70 x 0,27	13,42	0,27	2,76	11,07%
3	23,81	43,56 x 0,34	14,81	0,34	3,16	8,73%
4	26,13	40,96 x 0,40	16,35	0,40	3,45	7,46%
5	28,31	39,69 x 0,45	17,86	0,45	3,67	6,62%
6	30,41	38,44 x 0,51	19,60	0,50	3,91	5,93%
7	32,47	38,44 x 0,56	21,53	0,55	4,13	5,50%
8	34,59	36,60 x 0,62	22,69	0,62	4,34	4,89%
9	36,94	34,22 x 0,71	24,30	0,70	4,66	4,29%
10	39,68	29,70 x 0,85	25,25	0,85	5,11	3,50%
		33,06 x 0,80	26,45	0,78	4,77	3,89%
11	43,00	24,01 x 1,10	26,41	1,09	5,83	2,67%
		34,81 x 0,80	27,85	0,80	4,80	3,87%

5.2.4 Volumes dimensionados para chuva de 90 minutos

A Figura 5.8 apresenta o hietograma de projeto de duração da chuva 90 minutos, de acordo com o tempo de duração da chuva crítica estimado para os lotes. Esse valor de duração foi utilizado na simulação do escoamento para o lote em condições natural e urbanizada.

Figura 5.8 – Hietograma de projeto para chuva de duração 90 minutos.

As vazões de pico para os lotes em condições naturais submetidos à chuva de duração crítica podem ser encontrados na Tabela 5.17. A simulação chuva-vazão no modelo SWMM resultou em um coeficiente de escoamento superficial igual a 0,3, para a chuva de duração crítica nos lotes.

Tabela 5.17 - Vazões de pico para lote natural e chuva de duração crítica.

Tipo	Vazão de pico - Lote natural (L/s)
1	2,52
2	3,25
3	3,61
4	3,95
5	4,25
6	4,52
7	4,77
8	5,04
9	5,39
10	5,88
11	6,54

Para as simulações com hietograma de projeto de duração 90 minutos e impermeabilização dos lotes em 50% e 70% da sua área, utilizou-se 50 mm de diâmetro para o orifício de descarga. O uso do diâmetro 25 mm para o orifício de descarga, para esse hietograma ocasionaria volumes superiores aos da Tabela 5.18, o que poderia ser inviável para instalação em lote, devido à altura do reservatório e/ou sua ocupação no lote.

A Tabela 5.18 mostra que as vazões máximas de saída do reservatório obedecem às vazões de pico de restrição indicadas na Tabela 5.17. A altura útil calculada para os reservatórios mostrou-se eficiente, quando comparada à profundidade máxima atingida pelo escoamento.

Tabela 5.18 - Volumes de detenção para lote com 50%Aimp e chuva de duração da chuva crítica.

Tipo	Vazão de pico - Lote 50% Aimp (L/s)	Dimensões do Reservatório Área x Altura (m² x m)	Volume (m³)	Profundidade máxima atingida (m)	Vazão máxima de saída do reservatório (L/s)	Fração de Ocupação do reservatório no lote
1	6,96	38,44 x 0,20	7,69	0,20	2,35	11,00%
2	8,96	30,25 x 0,33	9,98	0,32	3,06	6,74%
3	9,96	26,52 x 0,41	10,87	0,40	3,44	5,31%
4	10,93	24,01 x 0,49	11,76	0,48	3,81	4,37%
5	11,87	23,04 x 0,57	13,13	0,55	4,08	3,85%
6	12,77	21,62 x 0,64	13,84	0,63	4,44	3,33%
7	13,65	21,16 x 0,71	15,02	0,70	4,68	3,03%
8	14,55	20,25 x 0,79	16,00	0,78	4,96	2,70%
9	15,53	18,92 x 0,91	17,22	0,89	5,26	2,37%
		22,09 x 0,80	17,67	0,79	4,94	2,76%
10	16,66	16,40 x 1,08	17,71	1,07	5,79	1,93%
		24,50 x 0,80	19,60	0,78	4,93	2,88%
11	17,98	13,69 x 1,34	18,34	1,33	6,40	1,52%
		27,04 x 0,80	21,63	0,78	4,91	3,01%

Para o escoamento gerado a partir da chuva de duração crítica, os lotes do tipo 9, 10 e 11 ultrapassaram 80 cm de altura útil do reservatório. Para esses lotes, foram apresentadas duas dimensões de reservatório. De acordo com a Tabela 5.18, os volumes para estes tipos de lote aumentaram 3%, 10% e 15%, respectivamente, para os lotes do tipo 9, 10 e 11, comparando as alturas calculadas pela Lei Geral dos Orifícios às pré-estabelecidas de 80 cm.

A Figura 5.9 apresenta o lote do Tipo 2 como exemplo do amortecimento do hidrograma de saída do lote com 50%Aimp. Como se nota, o reservatório não é capaz de amortecer totalmente o hidrograma do lote em condição natural, mas nem poderia, uma vez que o volume de água permanece constante à ocupação atual do lote, possibilitando superar,

apenas, a vazão de pico natural. Além disso, a função do reservatório é redistribuir o volume gerado no lote de modo a amortecer a vazão de pico do hidrograma.

Figura 5.9 - Hidrogramas para chuva de duração crítica (90 min) e TR de 10 anos em lote do Tipo 2.

Comparando os volumes de detenção para lotes com 50% Aimp sujeito às chuvas de projeto de duração de 10 min e 90 min, esses volumes praticamente dobraram, influenciados pelo aumento do volume de escoamento, que para chuva de duração crítica é superior, provocando perda da capacidade de infiltração. Esta afirmação pode ser comprovada pelos resultados de simulação chuva-vazão no SWMM que, para chuva de 10 min, resultou em um coeficiente de escoamento superficial igual a 0,46, enquanto que para chuva de 90 minutos, o mesmo coeficiente subiu para 0,65.

Comparando os volumes de detenção para lotes com 50% Aimp sujeito às chuvas de projeto de duração de 60 min e 90 min, os volumes variaram entre 2% e 4%, podendo esta variação ser atribuída aos 7,4 mm de precipitação que diferem os eventos de projeto e aos coeficientes de escoamento superficial resultantes das simulações. Para chuva de 60 min, o C resultante foi igual a 0,62, e para chuva de 90 min, 0,65.

Os volumes de detenção resultantes das simulações com chuva de projeto de 60 e 90 min também se mostraram muito próximos aos calculados pelo método de Tucci (Tabela 5.9).

Quanto às alturas dimensionadas pela Lei Geral dos Orifícios, o fato das vazões de pico em lotes naturais para a chuva de 60 min

(Tabela 5.14) serem menores que as geradas para a chuva de 90 min (Tabela 5.17) ocasionaram em menores alturas úteis para os volumes dimensionados (Tabela 5.15).

Dados de dimensionamento e resultados das simulações dos microrreservatórios em lotes com condições de 70%Aimp são apresentados na Tabela 5.19. A variação dos volumes, quando comparados aos dimensionados para lotes com condições de 50%Aimp foi de, em média, 29%.

Tabela 5-19 - Volumes de detenção para lotes com 70%Aimp e chuva de duração crítica.

Tipo	Vazão de pico Lote 70% Aimp (L/s)	Dimensões do Reservatório Área x Altura (m² x m)	Volume (m³)	Profundidade máxima atingida (m)	Vazão máxima de saída do reservatório (L/s)	Fração de Ocupação do reservatório no lote
1	9,59	54,76 x 0,20	10,95	0,20	2,34	15,69%
2	12,34	41,60 x 0,33	13,73	0,33	3,10	9,27%
3	13,72	36,60 x 0,41	15,01	0,41	3,50	7,33%
4	15,08	33,64 x 0,49	16,48	0,49	3,84	6,13%
5	16,41	31,36 x 0,57	17,88	0,57	4,17	5,24%
6	17,72	30,25 x 0,64	19,36	0,63	4,44	4,66%
7	19,02	29,70 x 0,71	21,09	0,71	4,67	4,25%
8	20,33	28,62 x 0,79	22,61	0,79	4,94	3,82%
9	21,70	26,52 x 0,91	24,13	0,91	5,31	3,32%
		31,36 x 0,80	25,09	0,79	4,82	3,92%
10	23,16	23,52 x 1,08	25,40	1,07	5,79	2,77%
		34,22 x 0,80	27,38	0,78	4,82	4,03%
11	24,74	19,80 x 1,34	26,53	1,33	6,46	2,20%
		37,21 x 0,80	29,77	0,78	4,82	4,14%

Com o intuito de verificar o funcionamento dos microrreservatórios de detenção dimensionados para a duração da chuva crítica mediante imposição de outros hietogramas de projeto, foram realizadas novas simulações no modelo SWMM.

A Tabela 5.20 apresenta, como exemplo, o lote do Tipo 2 com 50%Aimp. O reservatório dimensionado para este tipo de lote, conforme a Tabela 5.18 possui volume útil de 9,98 m³, com dimensões de 30,25 m² de área e 0,33 m de altura útil. O diâmetro de descarga permaneceu igual a 50 mm.

Tabela 5.20 – Resultados da simulação do volume de retenção do lote do Tipo 2 perante diferentes hietogramas de projeto.

Duração da chuva atribuída ao lote	Vazão de Pico – Lote Natural (L/s)	Vazão de Pico – Lote 50%Aimp (L/s)	Profundidade máxima atingida (m)	Vazão máxima de saída do reservatório (L/s)	Máxima redução da Vazão de pico
5 min	0,00	16,63	0,08	1,30	92%
10 min	0,12	21,18	0,08	1,88	91%
15 min	0,74	21,70	0,18	2,23	90%
20 min	1,22	18,86	0,21	2,45	87%
30 min	1,88	17,12	0,25	2,70	84%
45 min	2,45	13,92	0,29	2,90	81%
60 min	2,92	14,44	0,30	2,98	79%
90 min	3,25	8,96	0,32	3,06	66%
120 min	3,22	7,77	0,32	3,07	60%
180 min	2,96	6,13	0,30	2,99	51%
240 min	2,68	5,09	0,28	2,88	43%
480 min	1,88	3,10	0,20	2,39	23%

Os resultados mostram que, para as chuvas de projeto analisadas, os microrreservatórios de retenção dimensionados para o lote do Tipo 2 demonstraram eficiência no amortecimento da vazão de pico, sem extravasar. Entretanto, sua eficiência não é completa uma vez que, apenas para as durações de 90 e 120 minutos o reservatório consegue reduzir a vazão de saída a níveis inferiores à vazão de pico do lote natural.

As chuvas de duração 5, 10 e 20 minutos provocaram as piores situações na manutenção das vazões de restrição, contudo, os volumes utilizados provocaram as maiores reduções de vazão de pico do lote.

Para realização dessa análise, foram utilizados os lotes do tipo 2, 6 e 11 e, em nenhum deles, segundo os relatórios de simulação do SWMM, houve extravasamento do escoamento por parte dos microrreservatórios de retenção.

5.3 Análise do uso de microrreservatórios no Loteamento Faber 1

Esta seção compreende os resultados das simulações de microrreservatórios em lote e seus impactos no hidrograma de descarga do loteamento no curso d'água, para hietogramas de projeto de durações 10, 60 e 90 minutos.

Em todas as simulações realizadas, os erros de continuidade referentes ao escoamento superficial e propagação de vazão reportados pelo modelo SWMM foram inferiores a $\pm 1,5\%$.

Como descrito na seção 4.7, as simulações em nível de loteamento incluíram a modelagem dos lotes, em condições de 50%Aimp, ruas, e dispositivos de microdrenagem (poços de visita e galerias).

Utilizaram-se, para essas simulações, as dimensões de microrreservatórios de detenção em lotes cujas alturas foram calculadas mediante a Lei Geral dos Orifícios, não as limitando a 80 cm, de acordo com a duração da chuva, como seguem:

- 10 minutos: foram utilizados os microrreservatórios de dimensões apresentadas na Tabela 5.12;
- 60 minutos: foram utilizados os microrreservatórios cujas dimensões são apresentadas na Tabela 5.15;
- 90 minutos: foram utilizados os microrreservatórios de dimensões apresentadas na Tabela 5.18.

5.3.1 Duração da chuva igual a 10 minutos

Os resultados das simulações no loteamento para uma precipitação de 10 minutos mostraram que, a partir da implantação dos microrreservatórios em lotes, é possível reduzir a vazão de pico em 63% (vazão de pico do loteamento com microrreservatórios de 1.766,61 L/s), conforme mostra a Figura 5.10.

Uma vez que não foi objetivo desse estudo a implantação de medidas de controle centralizadas, como bacias de detenção, para promover o amortecimento do escoamento também proveniente das ruas, não seria possível esperar por reduções a níveis de pré-urbanização do loteamento por completo.

A Figura 5.10 apresenta uma vazão de pico de 4.795,03 L/s para o loteamento sem microrreservatórios nos lotes, entretanto, segundo o relatório de simulação do SWMM, haveria um extravasamento (inundação) em 12 dos 37 nós exutório modelados (Figura 4.20). São eles: N1, N2, N4, N5, N6, N7, N10, N11, N25, N28, N31 e N33.

A tal inundação, poderiam ser atribuídas as seguintes causas:

- A equação I-D-F utilizada na chuva de projeto da simulação, para chuvas de duração de 10 minutos e TR 10 anos, resulta em intensidades de precipitação maiores às intensidades resultantes do emprego de equações mais antigas, como mostra Cavalcanti, Silva e Reis (2015);

- Como se trabalhou com classificação dos lotes, os lotes reais possuem áreas menores que as atribuídas na modelagem, gerando, portanto, maiores vazões de pico e volumes de escoamento. O somatório das áreas reais e admitidas para os lotes resultou em um loteamento com área 6% maior.
- Provável subdimensionamento das galerias causando o transbordamento de poços de visita e/ou bocas de lobo.

Figura 5.10 - Hidrogramas de saída do loteamento para chuva de 10 minutos.

Em uma tentativa de conhecer a vazão de pico realmente gerada pelo loteamento, sem os transbordamentos, os diâmetros das galerias foram aumentados até que não houvesse mais inundações nos nós exutório. Como resultado, a vazão de pico total gerada pelo loteamento é de 5412,90 L/s, cerca de 11% a mais do que a modelagem real do loteamento produziu. Para essa vazão de pico produzida, a redução por meio de microrreservatórios em lote seria de 67%, ainda maior.

O resultado da simulação do loteamento com microrreservatórios também exumiu a ocorrência de alagamentos.

5.3.2 Duração da chuva igual a 60 minutos

Para uma precipitação de projeto de 60 minutos, as simulações realizadas no loteamento reduziram a vazão de pico em 54% (4659,09 L/s, para loteamento sem

microrreservatórios, e 2156,79 L/s com microrreservatórios em lotes), conforme dados da Figura 5.11.

O relatório de simulação apontou sobrecarga e inundação em 9 nós exutório (N1, N2, N4, N5, N7, N25, N28, N31 e N33), reduzindo a vazão de pico em 9% (sem extravasamento, a vazão de pico de saída do loteamento sem microrreservatórios seria de 5108,40 L/s). A descarga do escoamento no córrego sem inundações nos nós exutório aumentaria a eficiência do amortecimento de vazão de descarga por meio do uso de microrreservatórios para 58%.

Figura 5.11 - Hidrogramas de saída do loteamento para chuva de 60 minutos.

5.3.3 Duração da chuva igual a 90 minutos

As simulações no loteamento para precipitação de 90 minutos, com implantação de microrreservatórios em lotes, resultaram na redução da vazão de pico de saída do loteamento em 44%, sendo a vazão de pico amortecida de 3297,23 para 1837,84 L/s (Figura 5.12).

Segundo o relatório de simulação, também houve extravasamento, porém, nessas condições, apenas um nó exutório (N2) extravasou e uma galeria perdeu capacidade de escoamento durante 23 minutos, após 11 minutos de precipitação.

Não havendo perda da capacidade de escoamento, a vazão de pico de saída do loteamento seria de 3.478,75 L/s (superior à da Figura 5.12 em 6%).

Figura 5.12 - Hidrogramas de saída do loteamento para chuva de 90 minutos.

5.4 Análise do uso microrreservatórios em lotes em escala de bacia

Esta seção compreende os resultados das simulações em nível de bacia, para hidrogramas de projeto de durações 60 e 90 minutos, e tempo de retorno de 10 anos.

Em todas as simulações realizadas não houve erro de continuidade maior que 1,5% (para escoamento superficial ou propagação de vazão).

Como descrito na seção 4.8, realizou-se a modelagem da bacia, para posterior simulação, de modo que fosse possível avaliar a influência do uso de microrreservatórios de retenção em lotes, em um loteamento posicionado estrategicamente na bacia, nas regiões de jusante (localização real) e cabeceira (localização hipotética):

- **Localização real do loteamento:** utilizaram-se os resultados da seção anterior (lotes com 50%A_{imp} e nós exutório sofrendo inundações), sem microrreservatórios e com microrreservatórios, e os impôs como afluentes ao Nó 2-2 (ponto de descarga do escoamento no córrego);
- **Loteamento posicionado hipoteticamente na região de cabeceira:** admitiu-se, por fins de análise, o loteamento na região de cabeceira. Utilizaram-se os resultados da seção anterior (lotes com 50%A_{imp} e nós exutório sofrendo inundações), sem

microrreservatórios e com microrreservatórios, e os impôs como afluentes ao Nó 11 (ponto de nascente do córrego).

Utilizaram-se, para essas simulações, as dimensões de microrreservatórios de detenção em lotes cujas alturas foram calculadas mediante a Lei Geral dos Orifícios, não as limitando a 80 cm.

5.4.1 Chuva de duração igual ao tempo de concentração da bacia: 60 minutos

Nas Figuras 5.13 e 5.16 são apresentados os hidrogramas de jusante da bacia, resultantes da implantação do loteamento de estudo em localizações estratégicas na bacia, com e sem microrreservatórios em lotes.

Nos gráficos das Figuras 5.13 e 5.16, percebe-se a existência de dois picos de vazão no hidrograma resultante no exutório da bacia. As sub-bacias 6 e 7, principalmente a sub-bacia 7 por possuir alta parcela urbanizada, descarregam seu escoamento no exutório da bacia, o que provavelmente resultou o primeiro pico do hidrograma aos 17 minutos, e somente em torno de 40 minutos, todas as sub-bacias estariam contribuindo com o escoamento no exutório da bacia. Outro fato que comprova que as sub-bacias 6 e 7 causam o primeiro pico do hidrograma é que, em todos os nós de montante ao exutório, os hidrogramas não mostrados aqui possuem apenas um pico de vazão.

Ainda de acordo com as Figuras 5.13 e 5.16, pode-se perceber que, apesar do formato semelhante, os mesmos não apresentam vazão de pico igual. Uma causa provável para isso é o fato de, na simulação com loteamento próximo a foz, sua descarga acontece no Nó 2-2, antes da foz da bacia, enquanto que na simulação com o loteamento posicionado na cabeceira, a SUB6 descarrega diretamente no Nó Jusante. Tal variação pode ter aumentado a vazão de pico da bacia.

5.4.1.1 *Localização atual do loteamento*

Com o loteamento posicionado próximo à jusante, em sua localização real, e descarregando o escoamento no Nó 2-2 (Figura 4.22), a implantação de microrreservatórios em lotes causou redução no primeiro pico de vazão da bacia, de 12% (diminuindo de 21.387,28 L/s para 18.920,54 L/s) (Figura 5.13). A redução no primeiro pico de vazão é causada pelo fato do hidrograma de saída do loteamento ter seu tempo de pico próximo aos 17

minutos. Após os 43 minutos, o hidrograma do exutório para o loteamento com microrreservatórios passa a sobrepor o hidrograma do exutório quando o loteamento está sem microrreservatórios. Isto é explicado pelo fato de os microrreservatórios localizados à jusante ainda estarem descarregando volume de escoamento no córrego, o que provavelmente já teria sido cessado, caso os mesmos não fossem implantados. Observando a Figura 5.11, para chuva de mesma duração, pode-se observar que, em torno dos 17 minutos ocorre o pico do hidrograma de descarga do loteamento, e próximo dos 40 minutos, o hidrograma de saída do loteamento com microrreservatórios se sobrepõe ao hidrograma de saída do loteamento sem microrreservatórios.

Figura 5.13 – Hidrogramas de jusante da bacia para chuva de 60 minutos (localização atual do Loteamento Faber 1).

Com a implantação dos microrreservatórios, a profundidade máxima da lâmina d'água nó de jusante, para o primeiro pico, diminuiu de 0,41 para 0,28 m (cerca de 30%), conforme a Figura 5.14. O segundo pico, como era de se esperar, praticamente não foi alterado, chegando a 0,94 de profundidade máxima da lâmina d'água.

Figura 5.14 – Profundidade do exutório da bacia, para chuva de 60 minutos.

No trecho T RET2 (Figura 4.22), efluente ao local de descarga do escoamento gerado pelo loteamento, o Número de Froude é maior que 1, predominantemente, e a profundidade máxima da lâmina d'água atingida no trecho é de 1,63 m, aos 40 min. Esses valores foram mantidos nas simulações sem e com microrreservatórios em lotes, entretanto como se vê nas Figura 5.15 (a) e (b), a implantação dos volumes de retenção em lotes provoca uma redução na profundidade do escoamento no trecho T RET 2 entre 5 e 23 minutos, aproximadamente. O comportamento da velocidade média no trecho foi igual ao da lamina d'água, chegando a 4,80 m/s aos 40 min.

Em todas as simulações, considerando o loteamento com e sem microrreservatórios em lotes, houve inundação no Nó 3-2, causado pela incapacidade de escoamento no trecho T RET3. Entretanto, como corresponde a um trecho anterior ao de descarga do loteamento atualmente, a implantação de microrreservatórios de lote não implicaria em variações no trecho T RET3.

— Loteamento sem microrreservatórios — Loteamento com microrreservatórios

Figura 5.15 – Resultados no trecho TRET2 para chuva de 60 minutos (localização atual do Loteamento Faber 1): a) Velocidade média; e b) Profundidade.

5.4.1.2 Loteamento localizado na cabeceira da bacia

Posicionando estrategicamente o mesmo loteamento na região de cabeceira da bacia, com descarga no Nó 11, a Figura 5.16 exhibe os hidrogramas resultantes no exutório da bacia.

A Figura 5.16 apresenta amortecimento do segundo pico de vazão, apenas, uma resposta inversa aos resultados exibidos para o loteamento com localização atual. A redução foi de 5% do pico (diminuindo de 31.127,27 L/s para 29.623,87 L/s), com um deslocamento no tempo de pico em 4 minutos, para mais.

Figura 5.16- Hidrogramas de jusante da bacia para chuva de 60 minutos (loteamento localizado na cabeceira da bacia).

Sem microrreservatórios nos lotes, o Nó 11, de cabeceira, apresentou vazão de pico igual a 7.756,90 m³/s. Após a implantação dos reservatórios, a vazão foi reduzida, para 5.332,67 L/s, 31% inferior.

O uso de microrreservatórios em lotes para o loteamento posicionado na cabeceira apresentou resultados inicialmente positivos para o T Ponte, efluente do Nó 11, que teve sua velocidade máxima reduzida de 2,76 para 2,50 m/s, e profundidade máxima reduzida de 0,77 para 0,64 m. Entretanto, após 45 minutos, a profundidade e velocidade do escoamento aumentaram. Nesse trecho o Número de Froude foi, predominantemente, maior que 1, classificando o escoamento como supercrítico.

— Loteamento sem microrreservatórios — Loteamento com microrreservatórios

Figura 5.17 – Resultados do trecho T Ponte para chuva de 60 minutos (loteamento localizado na cabeceira da bacia): a) Velocidade média e b) Profundidade.

No trecho T CIRC, de jusante, não foi possível avaliar a variação das características do escoamento, uma vez que nesse trecho não há contribuição das sub-bacias 6 e 7.

Em todas as simulações, considerando o loteamento sem e com microrreservatórios em lotes, houve inundação no Nó 3-2, causado pela incapacidade de escoamento no trecho T RET3. Entretanto, com a implantação dos microrreservatórios em lotes no loteamento posicionado na cabeceira, a insuficiência da capacidade do trecho T RET3 foi reduzida de 10 minutos (após 32 min de simulação) para apenas 1 minuto (após 40 min de simulação), como se vê nas Figura 5.17 (a) e (b).

No trecho T RET3, o escoamento permaneceu subcrítico, com Número de Froude máximo de 0,90. Avalia-se que haja necessidade de implantação de estruturas de retenção de

água de chuva na região de montante desse nó para que haja melhorias nas condições de escoamento locais.

— Loteamento sem microrreservatórios — Loteamento com microrreservatórios

Figura 5.18 – Resultados do trecho T RET3 para chuva de 60 minutos (loteamento localizado na cabeceira da bacia): a) Velocidade média; e b) Profundidade.

Vale lembrar que o loteamento em estudo corresponde a apenas 3% da área da bacia, não podendo, portanto, esperar maiores resultados quanto às características do escoamento no córrego.

5.4.2 Chuva de duração crítica dos microrreservatórios: 90 minutos

5.4.2.1 Localização atual do loteamento

Como se vê na Figura 5.19, para o loteamento posicionado próximo à jusante (localização atual), sem o uso dos dispositivos nos lotes, a vazão de pico da bacia é de 29968,23 L/s, aos 41 minutos do início da precipitação. Aos 41 minutos não são notadas reduções significativas na bacia, quando do uso dos dispositivos de retenção, chegando às vazões a aumentarem após os 50 minutos.

Entretanto, uma vez que a descarga do loteamento é localizada próximo ao exutório, é de se esperar que, com maiores reduções ocorram em tempos inferiores ao de pico da bacia (até os primeiros 25 minutos, aproximadamente).

Figura 5.19- Hidrogramas de jusante da bacia para chuva de 90 minutos (localização atual do loteamento).

Comparando os hidrogramas das Figuras 5.13 e 5.19, as vazões de pico globais diferem em menos de 0,016%, com tempos de pico de 41 minutos.

Analisando o trecho T RET2, efluente a descarga do escoamento do loteamento no Nó 2-2, a implantação de microrreservatórios provocaria uma redução maior da lâmina d'água entre 5 e 28 minutos de precipitação (Figura 5.20 (b)). As velocidades do escoamento foram

reduzidas apenas até os 40 minutos (Figura 5.20 (a)), comportamento semelhante ao observado para chuva de projeto de 60 minutos.

Figura 5.20 – Resultados do trecho T RET2 para chuva de 90 minutos (localização atual do loteamento): a) Velocidade média; e b) Profundidade.

5.4.2.2 Loteamento localizado na cabeceira da bacia

Como era de se esperar, para o loteamento posicionado hipoteticamente na cabeceira da bacia, a implantação de microrreservatórios em lotes ocasionou a redução da vazão de pico na bacia em 5% (diminuindo de 31936,32 L/s para 30232,90 L/s), movendo o tempo de pico em 3 minutos, para mais (Figura 5.21).

Figura 5.21 - Hidrograma de jusante da bacia para chuva de 90 minutos (loteamento localizado na cabeceira da bacia).

O trecho T Ponte, efluente do Nó 11, teve sua profundidade máxima reduzida de 0,71 para 0,63 m, e velocidade máxima reduzida de 2,59 para 2,48 m/s. Entretanto, após 45 minutos, a profundidade do escoamento passa a aumentar, o mesmo ocorrendo para a velocidade, porém aos 53 minutos, conforme indicações da Figura 5.22.

Figura 5.22 – Resultados do trecho T Ponte para chuva de 90 minutos (loteamento localizado na cabeceira): a) Velocidade média; e b) Profundidade.

Bem como para a chuva de projeto de duração 60 min, em todas as simulações com chuva de duração 90 min houve inundação no Nó 3-2, causado pela incapacidade de escoamento no trecho T RET3 (Figura 5.23). Entretanto, com a implantação dos microrreservatórios em lotes no loteamento posicionado na cabeceira, a insuficiência da capacidade do trecho T RET3 foi reduzida de 11 minutos (após 39 min de simulação) para 2 minutos (após 53 min de simulação).

No trecho T RET3, provavelmente, a implantação de mais microrreservatórios em lotes na região de montante a esse nó proporcionaria capacidade de escoamento ao mesmo.

Figura 5.23 – Resultados do trecho T RET3 para chuva de 90 minutos (loteamento localizado na cabeceira da bacia): a) Velocidade média; e b) Profundidade.

As simulações realizadas, para todos os eventos de projeto atribuídos, mostraram que a precipitação de 90 min produz vazões de pico praticamente iguais à precipitação de 60 min. Entretanto, as análises a alguns trechos e exutório da bacia mostraram que uma maior redução de vazões foi resultante do dimensionamento de microrreservatórios de retenção para uma duração crítica da chuva de 90 minutos.

Além da redução das vazões de pico percebidas no córrego, os reservatórios dimensionados para chuva de 90 minutos foram capazes de reduzir as vazões de pico geradas para o lote em condições urbanizadas à níveis de vazões de pico naturais. Mais que isso, tais volumes de retenção suportaram volumes de escoamento gerados para diferentes durações de chuva, sem extravasar, apesar de não conseguir controlar as respectivas vazões de pré-

urbanização, conforme apresentado na Tabela 5.20. Dessa forma, os volumes de retenção dimensionados para chuva de duração 90 minutos podem proporcionar uma maior segurança para quem o implanta, contribuindo para um controle do escoamento nas ruas e reduzindo o diâmetro das galerias de microdrenagem.

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

6.1 Conclusões

Volumes de retenção em lotes têm sido estudados no Brasil e no mundo há algumas décadas. O presente trabalho propôs-se a estudar os efeitos a implantação de microrreservatórios de retenção como alternativa de controle do escoamento na fonte, de modo a reduzir as vazões conduzidas à rede de drenagem, reduzindo as ocorrências de inundações em bacias urbanas, provocadas principalmente pelo aumento descontrolado e desordenado da impermeabilização nas áreas urbanas.

Com base no estudo da bacia do córrego do Mineirinho, São Carlos, SP, os estudos realizados mostraram que, no geral, as vazões de pico calculadas pelo método Racional são maiores que as vazões de pico calculadas pelo método do HUT-SCS. Tais resultados também mostraram que o coeficiente de escoamento superficial $C = 0,55$ utilizado na aplicação do método Racional resultou muito maior que aquele produzido por meio da separação do escoamento por meio do SCS ($CN = 83,5$) $= 0,15$, sendo esse o principal fator de tamanha discrepância.

Para a chuva de duração de 10 minutos, volumes calculados pela equação de McCuen, com vazões de pico calculadas pelo método Racional foram os que mais se aproximaram daqueles gerados por meio de simulação hidráulico-hidrológica do modelo SWMM, utilizando-se da mesma duração de chuva. A comparação entre os diferentes métodos de pré-dimensionamento foi realizada apenas para visualização das diferenças entre os volumes resultantes, não sendo avaliados dispositivos de descarga ou atendimento da premissa (vazão máxima de descarga igual a vazão máxima de pré-urbanização).

Como premissa de dimensionamento dos volumes de retenção, adotou-se a manutenção da vazão natural escoada no lote. Os resultados, em nível de lote, mostraram que, para chuvas de duração 60 e 90 minutos, os volumes de retenção praticamente não se alteraram, sendo esses valores comparáveis pelo fato de os diâmetros dos orifícios de descarga serem iguais para ambos os casos. Entretanto, devido a essa mesma premissa, as frações de área ocupadas pelos reservatórios resultantes resultaram elevadas, para pequenas áreas de lote e com menores vazões de pico naturais. Considerando 50% A_{imp} para lotes, para a chuva de 60 minutos, apenas lotes maiores a 550 m² possuíam área do reservatório menor que 5% da área do lote; enquanto que para a chuva de 90 minutos, a fração de ocupação

menor que 5% da área do lote foi obtida para lotes maiores que 500 m². Considerando 70% Aimp para lotes, para chuva de 60 minutos, a fração de ocupação menor que 5% correspondeu aos lotes maiores que 700 m²; diferentemente para a chuva de 90 minutos, frações de área inferiores a 5% para a construção do reservatório mostraram-se necessárias somente para lotes maiores a 600 m².

Para as chuvas de durações 60 e 90 minutos, adotou-se o orifício de descarga de diâmetro 50 mm, razoável para construção e manutenção. Vale ressaltar que esse diâmetro foi adotado para vazões de pré-urbanização estimadas pelo modelo chuva-vazão do SWMM.

No loteamento utilizado para estudo de caso, a implantação de microrreservatórios em nível de lote, para chuva de 10 minutos reduziria a vazão de pico de descarga no córrego em 63%, enquanto que para chuva de 60 minutos, reduziria em 54%, e 44% para chuva de duração crítica dos lotes. Entretanto, esses valores não podem ser comparáveis diretamente pois, para chuva de 10 minutos, o diâmetro do orifício de descarga admitido foi de 25 mm, diferente aos demais. Para os reservatórios dimensionados através da chuva de duração 10 minutos, o diâmetro de 25 mm foi adotado porque diâmetros maiores, para descarga das vazões geradas, ocasionaria redução na altura do reservatório, tornando inviável sua construção; enquanto que, menores diâmetros para os reservatórios dimensionados para as chuvas de durações 60 e 90 minutos aumentariam significativamente a altura do reservatório, também tornando inviável sua construção, pois provavelmente a profundidade da base do reservatório, e por sua vez, do orifício, seria superior a cota da galeria da rede de drenagem, inviabilizando o escoamento livre.

É correto afirmar que, para o loteamento, o hidrograma de saída não seria amortecido por completo após implantação dos reservatórios, uma vez que não haveria controle no escoamento gerado pelas ruas, ou áreas comuns ao condomínio, por exemplo. Salienta-se, porém, que a implantação dos microrreservatórios, dimensionados para as durações de chuva analisadas, poderia reduzir a ocorrência de alagamentos e sobrecarga em alguns pontos. Tais observações implicam no entendimento da importância do uso de medidas de controle do escoamento na fonte, isto é, em nível de lote.

Apesar de todos os reservatórios dimensionados para as durações de chuva utilizadas atenderem à premissa de manter a vazão de saída em condições naturais do lote, apenas os volumes encontrados para a chuva de 90 minutos puderam comportar os volumes gerados para as demais durações de chuva sem extravasar, mesmo não conseguindo atender à

premissa para as demais durações, o que pode trazer mais segurança e conforto aos proprietários dos lotes.

Ainda quanto à chuva de duração crítica, optou-se por essa análise uma vez que diante dessa duração de chuva, configuraram-se os microrreservatórios cuja vazão de saída seriam maiores, como comprovaram as análises, entretanto, essa duração gera maior volume de escoamento às condições urbanizadas impostas, o que explica os maiores volumes de retenção calculados. Em média, para os microrreservatórios dimensionados para duração de 90 minutos foram em torno de 21,5 L/m³ de lote, para 50% A_{imp}, aumentando para 30,2 L/m² de lote, para 70% A_{imp}.

Por fim, nas análises em escala de bacia, pode-se concluir que a implantação de reservatórios dimensionados por meio de ambas as durações de chuva (60 min e 90 min) surtiram efeitos similares. A maior diferença é percebida para as duas configurações admitidas: localização atual do loteamento e loteamento localizado na cabeceira da bacia. Os resultados mostraram que sim, os microrreservatórios em nível de lote, são capazes de amortecer vazões em nível de macrodrenagem. As pequenas reduções apresentadas são justificadas pelo fato do loteamento ocupar apenas 3% da área da bacia. Entretanto, o uso de técnicas de controle na fonte, para o mesmo loteamento localizado em diferentes posições da bacia, podem reduzir vazões de pico e amortecer os grandes volumes escoados em instantes distintos, evitando ocorrência de alagamentos (microdrenagem) e inundações (macrodrenagem).

6.2 Recomendações

Como sugestões para os próximos trabalhos, podem ser citadas:

- O presente trabalho foi realizado utilizando métodos usuais na literatura e modelagem hidráulico-hidrológica, bem como parâmetros estimados. Não foi realizada calibração do modelo utilizado. Dessa forma, salienta-se a necessidade de um monitoramento em escala real de lote, de modo a servir de base às estimativas de hidrogramas gerados no lote (de entrada nos microrreservatórios), bem como monitoramento da vazão efluente do loteamento na rede de drenagem, antes e depois da implantação da estrutura de amortecimento;
- Atualmente, para os novos empreendimentos, é exigido pela Prefeitura Municipal de São Carlos a construção de uma bacia de retenção no loteamento. Em

complemento a este trabalho, uma análise de custo de implantação de microrreservatórios poderia agregar mais valor ao uso da técnica. Uma análise da construção de bacias de retenção também seria de contribuição, uma vez que permitiria uma comparação entre os microrreservatórios de lote e/ou as bacias de retenção;

- Segundo a legislação vigente, é obrigatória a implantação de poços de infiltração em nível de lote. Sendo assim, recomenda-se uma análise da viabilidade do uso desta técnica nas bacias urbanas do município;
- Além do poço de infiltração, a viabilidade do uso de outras técnicas compensatórias poderia ser avaliada;
- O uso das dimensões determinadas neste trabalho pode não ser ideal à construção do reservatório, podendo depender da cota média entre o lote e a rede de drenagem. Sendo assim, recomenda-se a realização de novas combinações de área e altura útil do microrreservatório para cada área do lote;
- No desenvolvimento do trabalho, foram apontados alguns pontos do sistema de microdrenagem do Loteamento Faber 1 onde as sobrecargas são frequentes, alagando. Esse comportamento pode ser consequência do uso de equação de chuvas intensas distinta daquela utilizada neste trabalho. Mas, também é de nosso conhecimento que o loteamento estudado enfrenta problemas decorrentes de alagamento. Recomenda-se, por fim, principalmente nos pontos cuja ocorrência de alagamentos é frequente, a manutenção das galerias; além disso, a construção de microrreservatórios de lote, cuja eficiência hidráulica pôde ser comprovada neste trabalho, ou o uso de medidas de controle na fonte, no caso de conhecidas suas vantagens e limitações, como reservatórios de aproveitamento de água se chuva, por exemplo.

REFERÊNCIAS

- AGRA, S. G. **Estudo experimental de microrreservatórios para o controle do escoamento superficial**. 2001. 105f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, 2001.
- APRIGIO, P. O. **Avaliação de modelos de simulação de cargas difusas em bacias urbanas**. 2012. 113f. Dissertação (Mestrado em Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.
- ASHLEY, R.; LUNDY, L.; WARD, S.; SHAFFER, P.; WALKER, L.; MORGAN, C.; SAUL, A.; WONG, T.; MOORE, S. Water-sensitive urban design: opportunities for the UK. **Proceedings of The Institution of Civil Engineers: Municipal Engineer**. v. 166, p. 65-76, 2013.
- BARBASSA, A. P. **Simulação do efeito da urbanização sobre a drenagem pluvial da cidade de São Carlos, SP**. 1991. Tese (Doutorado em Engenharia Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1991.
- BAPTISTA, M.; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. **Técnicas compensatórias em drenagem urbana**. 2ª edição. Porto Alegre: ABRH – Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 2015. 319 p
- BARROS, V. D. S.; KRUK, N. S. Reservatórios de retenção distribuídos na fonte: panorama e recomendações. In: XX SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 20., 2013, Bento Gonçalves. **Resumos...** Bento Gonçalves: ABRH – Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 2013.
- BENINI, R. M. **Cenários de ocupação urbana e seus impactos no ciclo hidrológico na bacia do córrego do Mineirinho**. 2005. 122f. Dissertação (Mestrado em Ciências da Engenharia Ambiental) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.
- BIDONE, F.; TUCCI, C. E. M. Microdrenagem. In: TUCCI, C. E. M; PORTO, R. L. L; BARROS, M. T. **Drenagem urbana**. Reimpressão da 1ª ed. Porto Alegre: ABRH, 2015. cap. 3, p. 77-106.
- BRASIL. Constituição da República Federativa do Brasil. **Site Oficial da Presidência da República**, Brasília, DF: Senado, 1988. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/constituicao/constituicao.htm>. Acesso em: 10 maio. 2016.
- _____, Lei n. 10.257, de 10 de julho de 2001. Regulamenta os arts. 182 e 183 da Constituição Federal, estabelece diretrizes gerais da política urbana e dá outras providências. **Site Oficial da Presidência da República**, Brasília, DF, 10 jul. 2001. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/leis/leis_2001/l10257.htm>. Acesso em: 9 out. 2013.

CASTRO, L. A. M. **Proposição de indicadores para a avaliação de sistemas de drenagem urbana**. 2002. 118 f. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2002.

CAVALCANTI, D. L. O.; SILVA, D. F.; REIS, L. F. R. Análises preliminares de dados de monitoramento das bacias urbanas no município de São Carlos – SP. In: XXI SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 21., 2015, Brasília. **Resumos...** Brasília: ABRH – Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 2015.

COLLODEL, M. G. **Aplicação do modelo hidrológico SWMM na avaliação de diferentes níveis de detalhamento da bacia hidrográfica submetida ao processo de transformação chuva-vazão**. 2009. 225f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo. 2009.

CRUZ, M. A. S.; AGRA, S. G.; GOLDENFUM, J. A. Análise da eficiência de microrreservatórios no controle do escoamento superficial frente a eventos reais de precipitação. In: Adolfo O. N. Villanueva; Joel Avruch Goldenfum; André Luiz Lopes da Silveira. (Org.). **Soluções para a drenagem urbana em países da América Latina**. Porto Alegre, 2001, v. 1, p. 75-87.

CRUZ, M. S.; TUCCI, C. E. M.; SILVEIRA, A. L. L. Controle do escoamento com detenção em lotes urbanos. **RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 3, n. 4, p. 19-31, 1998.

CURITIBA. Decreto nº 176, de 20 de março de 2007. Dispõe sobre os critérios para implantação dos mecanismos de contenção de cheias. **Diário Oficial do Município**. Curitiba, PR, 27 mar. 2007. Disponível em: < <http://multimidia.curitiba.pr.gov.br/2012/00121212.pdf>>. Acesso em: 04 out. 2015.

DE BONIS, A. **Gestão ambiental de drenagem urbana no município do Rio de Janeiro: Apresentação do caso do rio dos Macacos**. 2005. 163 f. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) - Universidade do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

DORNELLES, F. Controle na fonte é eficiente? In: X ENCONTRO NACIONAL DE ÁGUAS URBANAS, 10., 2014. **Apresentações...** São Paulo: ABRH, 2014. 25 p.

DRUMMOND, P. P. **Estudo da influência da reservação de águas pluviais em lotes no município de Belo Horizonte, MG: avaliação hidráulica e hidrológica**. 2012. 184f. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) - Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, Universidade Federal de Minas Gerais, Minas Gerais, 2012.

EPTV (G1 ARARAQUARA E SÃO CARLOS). Veja fotos do alagamento causado pela chuva em São Carlos, SP. **EPTV (G1 ARARAQUARA E SÃO CARLOS)**. São Carlos, 22 out. 2013. Disponível em: <<http://g1.globo.com/sp/sao-carlos-regiao/fotos/2013/10/veja-fotos-do-alagamento-causado-pela-chuva-em-sao-carlos-sp.html>>. Acesso em: 15 abr. 2015.

EPTV (G1 ARARAQUARA E SÃO CARLOS). Chuva causa alagamentos em diversos pontos de São Carlos, SP. **EPTV (G1 ARARAQUARA E SÃO CARLOS)**. São Carlos, 23 nov 2015. Disponível em: <<http://g1.globo.com/sp/sao-carlos-regiao/fotos/2013/10/veja-fotos-do-alagamento-causado-pela-chuva-em-sao-carlos-sp.html>>. Acesso em: 15 abr. 2015.

HUBER, W. C.; DICKINSON, R. E. **Storm Water Management Model, Version 4: User's Manual**. U.S. Environmental Protection Agency. Athens, Georgia, 1992.

KIDD, C. R. H. **Rainfall-runoff processes over urban surfaces**. Proceedings International Workshop held at Institute of Hidrology, Wallingford,

KIRPICH, T. P. Time of concentration of small agricultural watersheds. **Journal of Civil Engineers**. v. 10, n. 6, p. 362, 1940.

IBGE (INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA). **Censo Demográfico 2010**. São Carlos, SP. Disponível em: <<http://cidades.ibge.gov.br/xtras/perfil.php?codmun=354890>>. Acesso em: 01 mai. 2016.

IBGE (INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA). **Cidade de São Carlos-SP**. Disponível em: <<http://cidades.ibge.gov.br/painel/historico.php?lang=&codmun=354890&search=sao-paulo|sao-carlos|infograficos:-historico>>. Acesso em: 01 mai 2016.

PORTO ALEGRE. IPH – Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Plano Diretor de Drenagem Urbana – **Manual de Drenagem Urbana**. Porto Alegre, RS, v. VI, 159 p, 2005.

MARTINS, R. G.; BRANDÃO, J. B. Influences of land use on the quantity and quality aspects of water resources in urban basins. In: 17th INTERNACIONAL CONFERENCE ON DIFFUSE POLLUTION AND EUTROPHICATION, 17., 2015, Berlin. **Anais...** Berlin: IWA – Internacional Water Association, 2015.

MCCUEN, R. H. **Hydrologic analysis and design**. 2nd ed. Pretenci Hall: Upper Saddle River, New Jersey, 1998. 814 p.

MEJÍA, A. I.; MOGLEN, G. E. Spatial distribution of imperviousness and the space-time variability of rainfall, runoff generation, and routing. **Water Resources Research**, v. 46, W07509, p. 1-14, 2010.

MENDES, H. C.; MENDIONDO, E. M. Histórico da Expansão Urbana e Incidência de Inundações: O Caso da Bacia do Gregório, São Carlos – SP. **RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 12, n. 1, p.17-27, 2007.

MOTA, A. A.; KOBIYAMA, M. Reconsiderações sobre a fórmula de Kirpich para o cálculo do tempo de concentração. **RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 20, n. 1, p. 55-59, 2015.

NAGHETTINI, M.; PINTO, E. J. A. **Hidrologia estatística**. Belo Horizonte: CPRM – Serviço Geológico do Brasil, 2007. 552 p.

NAKAZONE, L. M. **Implantação de reservatórios de detenção em conjuntos habitacionais**: A experiência do CDHU. 2005. 287f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

O'LOUGHLIN, G.; BEECHAM, S.; LEES, S.; ROSE, L.; NICHOLAS, D. On-site stormwater detention systems in Sydney. **Water Science Tecnology**. v. 32, n. 1, p. 169-175, 1995.

OSASCO. Lei nº 4.382, de 10 de dezembro de 2009. Dispõe sobre a obrigatoriedade de execução de reservatório para água coletada por coberturas e áreas pavimentadas nos lotes, edificados ou não, com área superior a 500 m². **Imprensa Oficial do Município de Osasco**. Osasco, SP, 11 dez. 2009. Disponível em: <<http://www.iomo.osasco.sp.gov.br/2009/ed689.pdf>>. Acesso em: 04 out. 2015.

PARANÁ. Secretaria de Estado do Meio Ambiente e Recursos Hídricos. **Manual de Drenagem Urbana da Região Metropolitana de Curitiba-PR**. 2002. Paraná: SUDERHSA, 2002. 150 p.

POMPÊO, C. A. Drenagem urbana sustentável. **RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos**. v. 5, n. 1, p. 15-23, 2000.

PONTREMOLEZ, N. S. **Estudo das inundações em cenários alternativos de uso e ocupação na bacia do córrego do Mineirinho em São Carlos, SP**. 2013. 129f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2013.

PORTO ALEGRE. Decreto nº 15.371, de 17 de novembro de 2006. Regulamenta o controle da drenagem urbana. Porto Alegre, RS, 17 nov. 2006. Disponível em: <<http://www2.portoalegre.rs.gov.br/cgi-bin/nph-brs?s1=000028692.DOCN.&l=20&u=%2Fnetahhtml%2Fsirel%2Fsimples.html&p=1&r=1&f=G&d=atos&SECT1=TEXT>>. Acesso em: 07 Fev. 2015.

PORTO, R. L. L. Escoamento superficial direto. In: TUCCI, C. E. M; PORTO, R. L. L; BARROS, M. T. **Drenagem urbana**. Reimpressão da 1ª ed. Porto Alegre: ABRH, 2015. cap. 4, p. 107-166.

PORTO, R. M. **Hidráulica básica**. 4ª edição. São Carlos: EESC – USP, 2006. 540p.

POTTER, K.; WARD, S.; SHAW, D.; MACDONALD, N.; WHITE, I.; FISCHER, T.; BUTLER, D.; KELLAGHER, R. Engineers and planners: sustainable water management alliances. **Engineering Sustainability**. v. 164, p. 239-247, 2011.

RIO DE JANEIRO (Município). Decreto nº 23.940, de 30 de janeiro de 2004. Torna obrigatório, nos casos previstos, a adoção de reservatórios que permitam o retardo do escoamento das águas pluviais para a rede de drenagem. Rio de Janeiro, RJ. Disponível em: <http://www0.rio.rj.gov.br/smac/up_arq/DEC-23940-04-aguaspluv.pdf>. Acesso em: 07 Fev. 2015.

ROSE, S.; PETERS, N. E. Effects of urbanization on streamflow in the Atlanta area (Georgia, USA): a comparative hydrological approach. **Hydrological Processes**. v. 15, p. 1441-1457, 2001.

SÃO CARLOS. Lei nº 13.691, de 25 de novembro de 2005. Institui o plano diretor do município de São Carlos e dá outras providências. **Prefeitura de São Carlos**. São Carlos, SP, 25 nov. 2005. Disponível em: <http://www.saocarlos.sp.gov.br/images/stories/pdf/Lei_13691_05_Plano_Diretor.pdf>. Acesso em: 10 mar. 2015.

SÃO CARLOS. Lei nº 13.246, de 27 de novembro de 2003. Dispõe sobre a construção de reservatório de detenção ou retenção de águas em conjuntos habitacionais, áreas comerciais e industriais, loteamentos ou parcelamentos em áreas urbanas. **Prefeitura de São Carlos**. São Carlos, SP, 27 nov. 2003. Disponível em: <http://www.saocarlos.sp.gov.br/images/stories/legislacao_urbanistica_municipal/lei13246.pdf>. Acesso em: 23 ago. 2016. [Digite a equação aqui](#).

_____. Lei nº 15.958, de 29 de dezembro de 2011. Dispõe o código de obras e edificações do município de São Carlos, e dá outras providências. **Diário Oficial de São Carlos**. São Carlos, SP, 30 dez. 2011. Disponível em: <http://www.saocarlosoficial.com.br/diariooficial/001/DO_30122011_5RGF82.pdf>. Acesso em: 10 mar. 2015.

_____. Secretaria de Habitação e Desenvolvimento Humano. **Mapas – Loteamento – Cidade – Distritos**. São Carlos, SP. Disponível em: <<http://www.saocarlos.sp.gov.br/index.php/habitacao-morar/154835-mapas-loteamentos-cidade-distritos.html>>. Acesso em: 10 fev. 2015.

_____. Lei nº 17.729, de 10 de fevereiro de 2016. Cria o sistema de captação e aproveitamento de água de chuva e institui a sua obrigatoriedade nos imóveis localizados no município e dá outras providências. **Diário Oficial de São Carlos**. São Carlos, SP, 01 mar. 2016. Disponível em: <http://www.saocarlosoficial.com/diariooficial/001/DO_01032016_FR4EQQ.pdf>. Acesso em: 11 mai. 2016.

SÃO JOSÉ DO RIO PRETO. Lei nº 10.290, de 24 de dezembro de 2008. Cria no município o Programa Permanente de Gestão das Águas Superficiais (PGAS) da bacia hidrográfica do Rio Preto, e dá outras providências. São José do Rio Preto, SP. Disponível em: <<https://leismunicipais.com.br/a/sp/s/sao-jose-do-rio-preto/lei-ordinaria/2008/1029/10290/lei-ordinaria-n-10290-2008-cria-no-municipio-o-programa-permanente-de-gestao-das-aguas-superficiais-pgas-da-bacia-hidrografica-do-rio-preto-e-da-outras-providencias>>. Acesso em: 04 out. 2015.

SÃO PAULO (Estado). Lei nº 12.526, de 02 de janeiro de 2007. Estabelece normas para contenção de enchentes e destinação de águas pluviais. **Diário Oficial Poder Legislativo**. São Paulo, SP, 03 jan. 2007. Disponível em: <<http://dobuscadireta.imprensaoficial.com.br/default.aspx?DataPublicacao=20070103&Caderno=Legislativo&NumeroPagina=7>>. Acesso em: 04 out. 2015.

SÃO PAULO (Município). Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: aspectos tecnológicos; fundamentos**. São Paulo: SMDU, v. 2, 2012, 220 p.

SHINMA, T. **Calibração multiobjectivo do SWMM aplicada à transformação chuva-vazão**. 2011. 134f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica e Saneamento). – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

SINGH, V. P.; WOOLHISER, D. A. Mathematical modeling of watershed. **Journal of Hydrologic Engineering**, v. 7, n. 4, p. 270-292, 2002.

SILVA, D. F. **Avaliação dos indicadores de drenagem urbana e manejo de águas pluviais**. 2013. 75f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas, Alagoas, 2013.

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

SILVEIRA, A. L. L.; GOLDENFUM, J. A. Metodologia generalizada para pré-dimensionamento de dispositivos de controle pluvial na fonte. **RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 12, n. 2, p. 157-168, 2007.

SMOP. Secretaria Municipal de Obras Públicas. **Diretrizes para Drenagem Urbana**. São Carlos: Prefeitura Municipal de São Carlos, 2014.

SOROCABA. Lei nº 9.952, de 5 de março de 2012. Dispõe sobre normas para a contenção de enchentes e destinação de águas pluviais e dá outras providências. **Município de Sorocaba**. Sorocaba, SP, 16 mar. 2012. Disponível em: <<http://agencia.sorocaba.sp.gov.br/wp-content/uploads/2015/02/1520-16-de-marco.pdf>>. Acesso em: 04 out. 2015.

SOUZA, V. C. B. Gestão da drenagem urbana no Brasil: desafios para sustentabilidade. **GESTA – Revista Eletrônica de Gestão e Tecnologias Ambientais**, Porto Alegre, v. 1, n. 1, p. 52-66, 2013.

TASSI, R. **Efeito dos microrreservatórios de lote sobre a macrodrenagem urbana**. 2002. 142f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, 2002.

TODESCHINI, S.; PAPIRI, S.; CIAPONI, C. Performance of stormwater detention tanks of urban drainage systems in northern Italy. **Journal of Environmental Management**. v. 101, p. 33-45, 2012.

TOMINAGA, E. N.S. **Urbanização e cheias: medidas de controle na fonte**. 2013. 137f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2013.

TUCCI, C. E. M. Estimativa do volume para o controle da drenagem no lote. In: _____. **Drenagem urbana – gerenciamento, simulação, controle**. Porto Alegre: ABRH, 1998. p. 155-163

TUCCI, C. E. M. Coeficiente de escoamento e vazão máxima de bacias urbanas. **RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 5, n. 1, p. 61-68, 2000.

TUCCI, C. E. M. **Gestão das águas pluviais urbanas**. Ministério das Cidades/Global Water Partnership - Brasília: UNESCO, 2005. 269p.

USDA. (U. S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE). **Urban hydrology for small watersheds**. 2nd ed. Natural Resources Conservation Service. Technical Release 55. Washington: USDA, 1986.

US EPA. United States Environmental Protection Agency. **SWMM 5.0: user's manual**. Cincinnati, OH: National Risk Management Research Laboratory Office of Research and Development, 2010. ROSSMAN, L. A. (Org.). Tradução do Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento, Universidade Federal da Paraíba, Paraíba, 2012, 280 p.

VAN DER STERREN, M.; RAHMAN, A. Single lot on site detention requirements in New South Wales Australia and its relation to holistic storm water management. **Sustainability of Water Quality and Ecology**. v. 6, p. 48-56, 2015.

YAO, L.; WEI, W.; CHEN, L. How does imperviousness impact the urban rainfall-runoff process under various storm cases? **Ecological Indicators**. v. 60, p. 893-905, 2016.

WILKEN, P. S. **Engenharia de drenagem superficial**. São Paulo: CETESB, 1978. 478p.

WYCOFF, R.; SINGH, U. P. Preliminary hydrologic design of small flood detention reservoirs. **Water Resources Bulletin**, v. 12, n. 2, p. 337-349, 1976.

ZOPPOU, C. Review of urban storm water models. **Environmental Modelling & Software**, v. 16, p. 195-231, 2001.

APÊNDICE A – Levantamento de campo: seção do Córrego do mineirinho (região de montante), em janeiro de 2016.

Figura 1 – Levantamento da seção T Ponte.

Figura 2 – Jusante da seção T Ponte.

Tabela 1 – Perfil transversal da seção irregular do trecho T Ponte.

Estação (m)	Elevação (m)
0	3,15
0	2,15
1,58	2,15
1,58	0
4,2	0,07
4,23	0,10
4,44	0,22
4,68	0,32
4,92	0,49
5,39	0,58
6,19	0,49
7,07	0,90
7,77	0,87
8,54	1,09
10,0	1,65

ANEXO A – Valores de CN para diferentes tipos de uso do solo. Fonte: USDA (1986).

Tabela 1 – Valores de CN.

Land Use Description			Curve Numbers for Hydrologic Soil Groups			
			A	B	C	D
Fully developed urban areas ^a (vegetation established)						
Lawns, open spaces, parks, golf courses, cemeteries, etc.						
Good condition: grass cover on 75% or more of the area			39	61	74	80
Fair condition: grass cover on 50% to 75% of the area			49	69	79	84
Poor condition: grass cover on 50% or less of the area			68	79	86	89
Paved parking lots, roofs, driveways, etc.			98	98	98	98
Streets and roads						
Paved with curbs and storm sewers			98	98	98	98
Gravel			76	85	89	91
Dirt			72	82	87	89
Paved with open ditches			83	89	92	93
			Average % impervious ^b			
Commercial and business areas			85	89	92	94
Industrial districts			72	81	88	91
Row houses, town houses, and residential with lots sizes			65	77	85	90
1/8 acre or less						
Residential: average lot size						
1/4 acre			38	61	75	83
1/3 acre			30	57	72	81
1/2 acre			25	54	70	80
1 acre			20	51	68	79
2 acre			12	46	65	77
Developing desert urban areas ^c (no vegetation established)						
Newly graded area			77	86	91	94
Western desert urban areas						
Natural desert landscaping (pervious area only) ^f			63	77	85	88
Artificial desert landscaping			96	96	96	96
Land Use Description	Treatment or Practice ^d	Hydrologic Condition	Curve Numbers for Hydrologic Soil Group			
			A	B	C	D
Cultivated agricultural land						
Fallow	Straight row or bare soil		77	86	91	94
	Conservation tillage	Poor	76	85	90	93
	Conservation tillage	Good	74	83	88	90
Row crops	Straight row	Poor	72	81	88	91
	Straight row	Good	67	78	85	89

Small grain	Conservation tillage	Poor	71	80	87	90
	Conservation tillage	Good	64	75	82	86
	Contoured	Poor	70	79	84	88
	Contoured	Good	65	75	82	86
	Contoured and conservation tillage	Poor	69	78	83	87
	Contoured and conservation tillage	Good	64	74	81	85
	Contoured and terraces	Poor	66	74	80	82
	Contoured and terraces	Good	62	71	78	81
	Contoured and terraces and conservation tillage	Poor	65	73	79	81
	Contoured and terraces and conservation tillage	Good	61	70	77	80
	Straight row	Poor	65	76	84	88
	Straight row	Good	63	75	83	87
	Conservation tillage	Poor	64	75	83	86
	Conservation tillage	Good	60	72	80	84
	Contoured	Poor	63	74	82	85
	Contoured	Good	61	73	81	84
	Contoured and conservation tillage	Poor	62	73	81	84
	Contoured and conservation tillage	Good	60	72	80	83
	Contoured and terraces	Poor	61	72	79	82
	Contoured and terraces	Good	59	70	78	81
	Contoured and terraces and conservation tillage	Poor	60	71	78	81
	Contoured and terraces and conservation tillage	Good	58	69	77	80
Close-seeded legumes rotations meadows ^e	Straight row	Poor	66	77	85	89
	Straight row	Good	58	72	81	85
	Contoured	Poor	64	75	83	85
	Contoured	Good	55	69	78	83
	Contoured and terraces	Poor	63	73	80	83
Noncultivated agricultural land	Contoured and terraces	Good	51	67	76	80
	Pasture or range	No mechanical treatment	Poor	68	79	86
		No mechanical treatment	Fair	49	69	79
		No mechanical treatment	Good	39	61	74
		Contoured	Poor	47	67	81
Meadow		Contoured	Fair	25	59	75
		Contoured	Good	6	35	70
				30	58	71
	Forestland–grass or orchards–evergreen deciduous	Poor	55	73	82	86
	Forestland–grass or orchards–evergreen deciduous	Fair	44	65	76	82

Forestland–grass or orchards–evergreen deciduous	Good	32	58	72	79
Brush	Poor	48	67	77	83
Brush	Fair	35	56	70	77
Brush	Good	30	48	65	73
Woods	Poor	45	66	77	83
Woods	Fair	36	60	73	79
Woods	Good	25	55	70	77
Farmsteads		59	74	82	86
Forest-range					
Herbaceous	Poor	^g	80	87	93
	Fair		71	81	89
	Good		62	74	85
Oak-aspen	Poor		66	74	79
	Fair		48	57	63
	Good		30	41	48
Juniper	Poor		75	85	89
	Fair		58	73	80
	Good		41	61	71
Sage-grass	Poor		67	80	85
	Fair		51	63	70
	Good		35	47	55

^aFor land uses with impervious areas, curve numbers are computed assuming that 100% of runoff from impervious areas is directly connected to the drainage system. Pervious area (lawn) are considered to be equivalent to lawns in good condition. The impervious area have a *CN* of 98.

^bIncluded paved streets.

^cUse for the design of temporary measures during grading and construction. Impervious area percent for urban areas under development vary considerably. The user will determine the percent impervious. Then using the newly graded area *CN*, the composite *CN* can be computed for any degree of development.

^dFor conservation tillage poor hydrologic condition, 5 to 20% of the surface is covered with residue (less than 750-lb/acre row crops or 300-lb/acre small grain). For conservation tillage good hydrologic condition, more than 20% of the surface is covered with no residue (greater than 750-lb/acre row crops or 300-lb/acre small grain).

^eClose-drilled or broadcast.

For noncultivated agricultural land:

Poor hydrologic condition has less than 25% ground cover density.

Fair hydrologic condition has between 25% and 50% ground cover density.

Good hydrologic condition has more than 50% ground cover density.

For forest-range:

Poor hydrologic condition has less than 30% ground cover density.

Fair hydrologic condition has between 30% and 70% ground cover density.

Good hydrologic condition has more than 70% ground cover density.

^fComposite *CN*'s for natural desert landscaping should be computed based on the impervious area percentage (*CN* = 98) and the pervious area *CN*. The pervious area *CN*'s are assumed equivalent to desert shrub in poor hydrologic condition

^gCurve numbers for group A have been developed only for desert shrub.

ANEXO B – Valores de n de Manning, raio hidráulico Rh e k para diferentes usos do solo (adaptado de McCuen, 1998).

Tabela 1 – Coeficientes de velocidade versus relação de declividade para estimativa de tempos de percurso com o Método das Velocidades.

Land Use/Flow regime	n de Manning	Rh (m)	k
Forest			
Dense underbrush	0,80	0,076	0,22
Light underbrush	0,40	0,067	0,41
Heavy ground litter	0,20	0,061	0,77
Grass			
Bermudagrass	0,41	0,046	0,31
Dense	0,24	0,037	0,46
Short	0,15	0,031	0,65
Short grass pasture	0,025	0,012	2,12
Conventional tillage			
With residue	0,19	0,018	0,37
No residue	0,09	0,015	0,68
Agricultural			
Cultivated straight row	0,04	0,037	2,76
Contour or strip cropped	0,05	0,018	1,39
Trash fallow	0,045	0,015	1,37
Rangeland	0,13	0,012	0,41
Alluvial fans	0,017	0,012	3,12
Grassed waterway	0,095	0,305	4,77
Small upland gullies	0,04	0,193	7,14
Paved area (sheet flow)	0,011	0,018	6,31
Paved area (sheet flow)	0,025	0,061	6,20
Paved gutter	0,011	0,061	14,09

ANEXO C – Valores do coeficiente de rugosidade da fórmula de Manning. Fonte: Porto (2006).

Tabela 1 – Valores de n de Manning.

Natureza das Paredes	Condições			
	Muito Boas	Boas	Regulares	Más
Tubos de ferro fundido sem revestimento	0,012	0,013	0,014	0,015
Idem, com revestimento de alcatrão	0,011	0,012*	0,013*	-
Tubos de ferro galvanizado	0,013	0,014	0,015	0,017
Tubos de bronze ou de vidro	0,009	0,010	0,011	0,013
Condutos de barro vitrificado, de esgotos	0,011	0,013*	0,015	0,017
Condutos de barro, de drenagem	0,011	0,012*	0,014*	0,017
Alvenaria de tijolos com argamassa de tijolos: condutos de esgoto, de tijolos	0,012	0,013	0,015*	0,017
Superfícies de cimento alisado	0,010	0,011	0,012	0,013
Superfícies de argamassa de cimento	0,011	0,012	0,013*	0,015
Tubos de concreto	0,012	0,013	0,015	0,016
Condutos e aduelas de madeira	0,010	0,011	0,012	0,013
Calhas de prancha de madeira aplainada	0,010	0,012*	0,013	0,014
Idem, não aplainada	0,011	0,013*	0,014	0,015
Idem, com pranchões	0,012	0,015*	0,016	-
Canais com revestimento de concreto	0,012	0,014*	0,016	0,018
Alvenaria de pedra argamassada	0,017	0,020	0,025	0,030
Alvenaria de pedra seca	0,025	0,033	0,033	0,035
Alvenaria de pedra aparelhada	0,013	0,014	0,015	0,017
Calhas metálicas lisas (semicirculares)	0,011	0,012	0,013	0,015
Idem, corrugadas	0,023	0,025	0,028	0,030
Canais de terra, retilíneos e uniformes	0,017	0,020	0,023	0,025
Canais abertos em rocha, lisos e uniformes	0,025	0,030	0,033*	0,035
Canais abertos em rocha, irregulares, ou de paredes de pedra irregulares e mal-arrumadas	0,035	0,040	0,045	-
Canais dragados	0,025	0,028	0,030	0,033
Canais curvilíneos e lamosos	0,023	0,025*	0,028	0,030
Canais com leito pedregoso e vegetação aos taludes	0,025	0,030	0,035*	0,040
Canais com fundo de terra e taludes empedrados	0,028	0,030	0,033	0,035
ARROIOS E RIOS				
1. Limpos, retilíneos e uniformes	0,025	0,028	0,030	0,033
2. Como em 1, porém com vegetação e pedras	0,030	0,033	0,035	0,040
3. Com meandros, bancos e poços pouco fundos, limpos	0,035	0,040	0,045	0,050
4. Como em 3, águas baixas, declividade fraca	0,040	0,045	0,050	0,055
5. Como em 3, com vegetação e pedras	0,033	0,035	0,040	0,045
6. Como em 4, com pedras	0,045	0,050	0,055	0,060
7. Com margens espaiadas, pouca vegetação	0,050	0,060	0,070	0,080
8. Com margens espaiadas, muita vegetação	0,075	0,100	0,125	0,150

*Valores aconselhados para projetos.

ANEXO D – Detalhamento das seções transversais do Córrego do Mineirinho. Fonte: Pontremolez (2013).

Tabela 1 – Perfil das seções transversais das seções irregulares M9, M8, M7 e M6.

M9 e M8		M7		M6	
Estação (m)	Profundidade (m)	Estação (m)	Profundidade (m)	Estação (m)	Profundidade (m)
0	7,90	0	5,27	0	4,18
5,00	7,47	5,00	5,02	5,00	3,78
10,00	7,05	10,00	4,77	10,00	3,38
15,00	6,62	15,00	4,53	15,00	2,98
20,00	6,20	20,00	4,28	20,00	2,58
25,00	5,76	25,00	4,04	25,00	2,18
26,10	5,67	29,16	3,83	27,28	2,00
30,00	4,98	30,00	3,78	30,00	1,82
35,00	4,10	35,00	3,45	35,00	1,49
40,00	3,22	40,00	3,13	40,00	1,17
45,00	2,34	45,00	2,67	45,00	0,84
50,00	1,46	50,00	2,48	50,00	0,52
55,00	0,57	53,54	2,25	55,00	0,18
56,84	0,25	55,00	0,25	56,17	0
58,08	0	56,14	0	57,45	0,20
58,84	0,25	57,26	0,25	60,00	0,88
60,00	0,93	59,12	2,24	65,00	2,20
61,80	1,99	60,00	2,23	70,00	3,52
65,00	2,33	65,00	2,18	73,83	4,53
70,00	2,40	70,00	2,13	75,00	4,72
75,00	2,48	73,79	2,10	80,00	5,51
77,56	2,52	75,00	2,13	85,00	6,29
80,00	2,88	80,00	2,32	90,00	7,08
85,00	3,62	85,00	2,49	95,00	7,87
90,00	4,37	90,00	2,67	-	-
95,00	5,11	95,00	2,85	-	-
100,00	5,85	100,00	3,03	-	-
104,38	6,51	103,24	3,14	-	-
105,00	6,56	105,00	3,32	-	-
110,00	6,97	110,00	3,85	-	-
115,00	7,38	115,00	4,37	-	-
-	-	120,00	4,89	-	-
-	-	125,00	5,41	-	-
-	-	130,00	5,94	-	-

Tabela 2 – Perfil das seções transversais irregulares M5, M4 e M3.

M5		M4		M3	
Estação (m)	Profundidade (m)	Estação (m)	Profundidade (m)	Estação (m)	Profundidade (m)
0	3,84	0	6,69	0	6,16
2,62	3,42	5,00	6,00	5,00	5,36
4,82	0,29	10,00	5,32	10,00	4,56
5,00	0,20	15,00	4,63	15,00	3,75
5,36	0	20,00	3,92	15,45	3,68
5,86	0,16	25,00	3,46	18,39	2,63
8,97	0,70	30,00	2,98	20,00	2,45
10,00	0,74	35,00	2,50	25,00	2,29
15,00	0,96	40,00	2,03	25,38	2,27
18,12	1,10	45,00	1,75	26,07	1,12
20,00	3,08	50,00	1,46	28,61	0,23
23,50	6,70	55,00	1,18	30,00	0,10
25,00	7,18	60,00	0,90	31,06	0
29,61	8,62	65,00	0,62	34,30	0,24
30,00	8,67	70,00	0,33	35,00	0,63
35,00	9,36	72,62	0,19	38,60	2,57
37,67	9,72	73,25	0	40,00	2,67
40,00	10,11	73,87	0,19	45,00	2,81
45,00	10,96	75,00	0,19	50,00	2,96
50,00	11,81	80,00	0,21	52,33	3,03
50,93	11,97	85,00	0,24	55,00	4,12
-	-	87,27	0,25	55,28	4,23
-	-	90,00	0,40	60,00	5,18
-	-	95,00	0,68	62,29	5,76
-	-	100,00	0,97	65,00	5,91
-	-	105,00	1,25	68,59	6,17
-	-	110,00	1,53	70,00	6,41
-	-	115,00	1,81	75,00	7,24
-	-	115,41	1,88	79,51	8,00
-	-	120,00	2,23	-	-
-	-	125,00	2,67	-	-
-	-	130,00	3,10	-	-
-	-	135,00	3,54	-	-
-	-	138,27	3,82	-	-
-	-	140,00	4,05	-	-
-	-	145,00	4,70	-	-
-	-	150,00	5,36	-	-
-	-	155,00	6,02	-	-
-	-	160,00	6,68	-	-
-	-	163,80	7,18	-	-
-	-	165,00	7,42	-	-
-	-	170,00	8,41	-	-
-	-	175,00	9,41	-	-
-	-	180,00	10,41	-	-

Tabela 3 – Perfil das seções transversais irregulares M3(2), M2 e M1.

M3(2)		M2		M1	
Estação	Profundidade	Estação	Profundidade	Estação	Profundidade
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0	2,20	0	5,27	0	2,94
5,00	2,20	4,01	3,11	5,00	2,63
10,00	1,51	5,00	2,62	10,00	2,44
10,55	0,74	7,38	1,43	11,58	2,36
12,18	0,13	9,20	0,98	13,71	0,67
13,74	0	9,54	0,04	15,00	0,16
15,00	0,37	10,00	0,04	16,45	0
17,37	2,24	12,28	0	18,27	0,18
20,00	2,44	14,07	0,11	20,00	0,12
25,00	2,86	15,00	0	23,09	1,51
30,00	3,30	17,04	1,45	23,93	2,78
35,00	4,26	20,00	2,98	25,00	2,77
40,00	5,39	20,18	2,99	28,77	3,69
-	-	21,31	3,69	-	-