



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

VICENTE DE SOUSA LIMA NETO

**ANÁLISE DA IMPLANTAÇÃO DE RESERVATÓRIOS DE AMORTECIMENTO DE
CHEIAS E DE APROVEITAMENTO DE ÁGUA PLUVIAL EM LOTES URBANOS**

FORTALEZA

2021

VICENTE DE SOUSA LIMA NETO

ANÁLISE DA IMPLANTAÇÃO DE RESERVATÓRIOS DE AMORTECIMENTO DE
CHEIAS E DE APROVEITAMENTO DE ÁGUA PLUVIAL EM LOTES URBANOS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Recursos Hídricos da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Recursos Hídricos.

Orientador: Prof. Dr. Paulo Roberto Lacerda Tavares.

FORTALEZA

2021

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca Universitária
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

L711a Lima Neto, Vicente de Sousa.

Análise da implantação de reservatórios de amortecimento de cheias e de aproveitamento de água pluvial em lotes urbanos / Vicente de Sousa Lima Neto. – 2021.
159 f. : il. color.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Recursos Hídricos, Fortaleza, 2021.

Orientação: Prof. Dr. Paulo Roberto Lacerda Tavares.

1. Inundações urbanas. 2. SWMM. 3. LID. 4. Reservatórios. 5. Captação de água pluvial. I. Título.
CDD 627

VICENTE DE SOUSA LIMA NETO

ANÁLISE DA IMPLANTAÇÃO DE RESERVATÓRIOS DE APROVEITAMENTO DE
ÁGUA DE CHUVA E DE AMORTECIMENTO DE CHEIAS EM LOTES URBANOS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Recursos Hídricos da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Recursos Hídricos.

Aprovada em: ___/___/_____.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Paulo Roberto Lacerda Tavares (Orientador)
Universidade Federal do Cariri (UFCA)

Prof. Marco Aurélio Holanda de Castro, PhD
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Jaime Joaquim da Silva Pereira Cabral, PhD
Universidade Federal de Pernambuco (UFPE)

A Deus.

Aos meus pais, Maria e Francisco.

AGRADECIMENTOS

A Deus, pelo dom da vida e por iluminar sempre o meu caminho em direção a novos aprendizados, como algo desafiador e estimulante, seguindo o propósito da vida com esperança e fé de um mundo melhor e mais justo.

Aos meus pais, Maria e Francisco, e aos meus irmãos, Júnior, Maria Júlia e Carmina, pelo apoio emocional e amor incondicional.

Ao Prof. Dr. Paulo Roberto Lacerda Tavares, pela excelente orientação e dedicação na elaboração deste trabalho.

Aos membros avaliadores da banca, o Prof. PhD Marco Aurélio Holanda de Castro e o Prof. PhD Jaime Joaquim da Silva Pereira Cabral, pelos ensinamentos e sugestões repassadas, tornando este trabalho ainda mais relevante.

À Fundação Cearense de Apoio ao Desenvolvimento Científico e Tecnológico (FUNCAP), pelo apoio financeiro com a manutenção da bolsa de auxílio.

Aos professores do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental (DEHA), Marco Aurélio Holanda de Castro, Francisco de Assis de Souza Filho, Iran Eduardo Lima Neto, Paulo Roberto Lacerda Tavares, John Kenedy de Araújo e Renata Mendes Luna, pelos ensinamentos técnicos repassados, contribuindo de forma significativa na minha formação acadêmica.

A minha namorada, Fabricia Suassuna, sempre ao meu lado, ajudando-me em todos os momentos e conduzindo paz, paciência e amor.

Ao meu amigo Mateus Nogueira, pela convivência agradável e divertida dentro e fora da universidade.

Aos amigos da turma de mestrado e aos do Laboratório de Hidráulica Computacional, pelo convívio acadêmico e pelas amizades criadas, tornando o ambiente mais espontâneo.

E a todos aqueles que direta ou indiretamente contribuíram para minha formação pessoal e profissional, o meu muito obrigado.

“A mente que se abre a uma nova ideia jamais
voltará ao seu tamanho original.”

Albert Einstein

RESUMO

Com a impermeabilização das bacias hidrográficas, componentes do balanço hídrico são modificados, com o aumento do escoamento superficial e diminuição da infiltração. Em consequência disso, as inundações urbanas ocorrem com maiores frequências e magnitudes, alterando a logística natural do meio ambiente e ocasionando perdas econômicas, poluição, problemas de saúde, interrupções de tráfego e perdas humanas. Diante disso, este trabalho teve por objetivo analisar os efeitos da implantação de reservatórios nos lotes urbanos atuando no amortecimento de cheias e aproveitamento de água de chuva, instalados no bairro Mirandão, cidade do Crato, estado do Ceará, Brasil. A primeira etapa da metodologia consistiu no dimensionamento de uma rede de microdrenagem urbana no Sistema UFC e simulações hidrodinâmicas no SWMM com e sem reservatórios, para avaliar hidrogramas de saída das bacias de contribuição, vazões e lâminas d'água conduzidas nas galerias, vazões e volume escoados nos exutórios. Na segunda etapa, os reservatórios foram dimensionados conforme métodos presentes na NBR 15527/2007 e comparados com uma simulação no SWMM para verificar o volume atuando no amortecimento de cheias e aproveitamento de água pluvial. Por fim, diversos cenários de área de captação e demanda de água não potável foram realizados para determinar o volume do reservatório. Os resultados da primeira etapa mostraram que os reservatórios foram capazes de reduzir as vazões de pico nas sub-bacias e nas galerias em média com valores máximos de 83% e 71%, respectivamente, e 52% da lâmina d'água relativa máxima nas galerias. O volume escoado e vazão de pico nos exutórios tiveram reduções máximas de 68% e 69%, respectivamente. Os resultados da segunda etapa indicaram que os volumes dos reservatórios, atuando no aproveitamento de água de chuva, são diretamente proporcionais as demandas de água não potável para certos métodos e, em alguns cenários, os mesmos atenderiam no aproveitamento, mas não no amortecimento. Portanto, os reservatórios nos lotes mostraram-se eficientes na diminuição das vazões de pico e dos volumes escoados nas sub-bacias, galerias e exutórios, possibilitando um melhor gerenciamento do balanço hídrico da bacia hidrográfica, com diminuição de ocorrências de inundações na própria área e a jusante. Além disso, os sistemas de drenagem podem ser dimensionados com menores vazões e a água armazenada ser utilizada para usos não potáveis.

Palavras-chave: Inundações urbanas. SWMM. LID. Reservatórios. Captação de água de chuva.

ABSTRACT

With the waterproofing of watersheds, components of the water balance are modified, with increased runoff and decreased infiltration. As a result, urban floods occur with greater frequency and magnitude, changing the natural logistics of the environment and causing economic losses, pollution, health problems, traffic interruptions, and human losses. Therefore, this study aimed to analyze the effects of the implementation of reservoirs in urban lots acting on the damping of floods and the use of rainwater, installed in the Mirandão neighborhood, city of Crato, state of Ceará, Brazil. The first stage of the methodology consisted in the dimensioning of an urban micro drain network in the UFC System and hydrodynamic simulations in the SWMM with and without reservoirs, to evaluate hydrographs from the contribution basins, flows, and water slides conducted in the galleries, flows, and volume drained in the outlets. In the second stage, the reservoirs were dimensioned according to the methods present in NBR 15527/2007 and compared with a simulation in the SWMM to verify the volume acting on the damping of floods and the use of rainwater. Finally, several catchment areas and non-potable water demand scenarios were carried out to determine the volume of the reservoir. The results of the first stage showed that the reservoirs were able to reduce peak flows in sub-basins and galleries on average with maximum values of 83% and 71%, respectively, and 52% of the maximum relative water depth in the galleries. The drained volume and peak flow in the outlets had a maximum reduction of 68% and 69%, respectively. The results of the second stage indicated that the reservoir volumes, acting on the use of rainwater, are directly proportional to the demands for non-potable water for certain methods, and in some scenarios, they would meet the use, but not the damping. Therefore, the reservoirs in the lots proved to be efficient in decreasing peak flows and volumes drained in the sub-basins, galleries, and outlets, enabling better management of the water balance of the hydrographic basin, with a reduction in the occurrence of floods in the area itself downstream. Besides, drainage systems can be designed with lower flow rates and stored water can be used for non-potable uses.

Keywords: Urban floods. SWMM. LID. Reservoirs. Rainwater harvesting.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Grau de urbanização segundo as Regiões do Brasil.....	21
Figura 2 – Exemplo esquemático de sistema de microdrenagem.....	24
Figura 3 – Estruturas de detenção e retenção	27
Figura 4 – Esquema das técnicas de canalização e reservação.....	28
Figura 5 – Comparação entre Hidrogramas.....	28
Figura 6 – Bacia de detenção.....	29
Figura 7 – Bacia de retenção	29
Figura 8 – Reservatório de detenção	30
Figura 9 – Volume a ser armazenado.....	32
Figura 10 – Modelo de Reservatório Não-Linear.....	39
Figura 11 – Representação da sub-bacia hidrográfica	40
Figura 12 – Representação das áreas da sub-bacia e direção de escoamento superficial.....	44
Figura 13 – Representação geral das práticas LID	44
Figura 14 – Modelo de simulação de reservatórios de lotes no SWMM	45
Figura 15 – Percentual dos municípios que possuem dispositivos coletivos de detenção e amortecimento de vazão das águas pluviais urbanas, segundo o PNSB de 2008	49
Figura 16 – Localização do Bairro Mirandão, Crato, Ceará, Brasil.....	54
Figura 17 – Sub-áreas do bairro Mirandão	56
Figura 18 – Janela de dimensões padrão da sarjeta Tipo 2, modelo SUDECAP B2.....	61
Figura 19 – Parâmetros da equação da capacidade de engolimento da boca de lobo	62
Figura 20 – Altura do reservatório de detenção.....	63
Figura 21 – Características da estrutura de descarga.....	64
Figura 22 – Características do reservatório na bacia de contribuição	64
Figura 23 – Precipitação Média Mensal do município do Crato, CE (Posto 43 da FUNCEME)	69
Figura 24 – Hietograma de projeto.....	71

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Resultados das reduções percentuais de vazões de pico nas galerias.....	73
Gráfico 2 – Resultados das reduções percentuais de lâmina d’água relativa máxima nas galerias	74
Gráfico 3 – Hidrogramas no exutório da parte 1	75
Gráfico 4 – Hidrogramas no exutório da parte 2	75
Gráfico 5 – Hidrogramas no exutório da parte 3	76
Gráfico 6 – Hidrogramas no exutório da parte 4	76
Gráfico 7 – Hidrogramas no exutório da parte 5	77
Gráfico 8 – Hidrogramas no exutório da parte 6	77
Gráfico 9 – Hidrogramas no exutório da parte 7	78
Gráfico 10 – Hidrogramas no exutório da parte 8	78
Gráfico 11 – Reduções percentuais de volume escoado no exutório	79
Gráfico 12 – Reduções percentuais de vazão de pico no exutório	79
Gráfico 13 – Percentual de confiança anual para uma área de captação de 100 m ²	83
Gráfico 14 – Percentual de extravasamento anual para uma área de captação de 100 m ²	83
Gráfico 15 – Percentual de demanda atendida anual para uma área de captação de 100 m ² ...	84

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Parâmetros hidráulicos e hidrológicos escolhidos para a bacia hidrográfica	57
Tabela 2 – Períodos de retorno propostos para projetos de drenagem urbana	60
Tabela 3 – Características das sub-áreas.....	72
Tabela 4 – Redução percentual de vazões de pico nas sub-bacias do bairro Mirandão	72
Tabela 5 – Volume dos reservatórios de água pluvial de acordo com a NBR 15527/2007	81
Tabela 6 – Simulação no SWMM.....	85

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ATs	Alternative Techniques
BMPs	Best Management Practices
CAD	Computer Aided Design
CN	Curve Number
FUNCEME	Fundação Cearense de Meteorologia e Recursos Hídricos
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IPECE	Instituto de Pesquisa e Estratégia Econômica do Ceará
IUWM	Integrated Urban Water Management
LID	Low Impact Development
NRCS	Natural Resource Conservation Service
PNSB	Pesquisa Nacional de Saneamento Básico
SCS	Soil Conservation Service
SuDS	Sustainable Drainage Systems
SWMM	Storm Water Management Model
UFC	Universidade Federal do Ceará
US EPA	United States Environmental Protection Agency
VBA	Visual Basic for Applications
WSUD	Water Sensitive Urban Design

LISTA DE VARIÁVEIS E DIMENSÕES

I_a	Abstração inicial	[L]
g	Aceleração da gravidade	[L.T ⁻²]
h_v	Altura d'água a montante da soleira do vertedor	[L]
h_3	Altura d'água que produzirá escoamento pelo dreno	[L]
D_3	Altura do reservatório	[L]
p	Altura pluviométrica	[L]
A_3	Área da abertura do dreno	[L ²]
A_B	Área da bacia hidrográfica	[L ²]
A_1	Área da base do reservatório	[L ²]
A_{sarj}	Área da seção da sarjeta	[L ²]
A_x	Área da seção transversal do fluxo em direção ao canal retangular	[L ²]
A_c	Área de captação	[L ²]
A_o	Área do orifício	[L ²]
A_i	Área impermeável	[L ²]
A	Área molhada	[L ²]
SA	Armazenamento	[L ³]
h	Carga hidráulica constante no tempo	[L]
K	Coefficiente de abatimento	-
C_d	Coefficiente de descarga	-
C	Coefficiente de escoamento superficial do Método Racional	-
n	Coefficiente de rugosidade de Manning	[L ^{-1/3} .T]
C_{3D}	Coefficiente do dreno	[L ^(1-3D) .T ⁻¹]
L	Comprimento do rio principal da bacia	[L]
L_T	Comprimento do tubo	[L]
E	Confiança do sistema	-
H_E	Curva afluente	[L]
H_S	Curva efluente	[L]
CN	Curve Number	-
S_f	Declividade da linha de energia	-
S	Declividade da sub-bacia	-
S_o	Declividade do conduto	-

S_{sarj}	Declividade longitudinal da sarjeta	-
$D(t)$	Demanda ou consumo no tempo t	[L ³]
ΔH	Desnível máximo da bacia	[L]
D	Diâmetro	[L]
x	Distância	[L]
$D3D$	Distância da base do reservatório até a abertura do dreno	[L]
t_d	Duração da chuva	[T]
Z	Energia ou carga de posição	[L]
Y	Energia ou carga hidráulica	[L]
H	Energia ou carga total	[L]
$n3D$	Expoente do dreno	-
P_r	Falha do sistema	-
η	Fator de captação	-
f_1	Fluxo de entrada no reservatório	[L.T ⁻¹]
q_3	Fluxo de saída pelo dreno	[L.T ⁻¹]
q_1	Fluxo de transbordamento	[L.T ⁻¹]
I_{inter}	Interceptação da água	[L]
L_v	Largura da soleira do vertedor	[L]
W	Largura superficial da sub-bacia	[L]
S_R	Máxima infiltração acumulada potencial	[L]
N	Número de meses considerado	[T]
T	Número de meses do ano de pouca chuva ou seca	[T]
N_r	Número de meses que o reservatório não atendeu à demanda	[T]
k, m, o, r	Parâmetros da equação IDF	-
a, b, c	Parâmetros da equação IDF tipo Talbot	-
Tr	Período de retorno	[T]
P_m	Precipitação média anual	[L]
P_{mensal}	Precipitação média mensal	[L]
$P(t)$	Precipitação pluviométrica no tempo t	[L]
d_3	Profundidade da água no reservatório	[L]
d_s	Profundidade de armazenamento	[L]
d	Profundidade líquida	[L]
P	Profundidade média do volume de acumulação do dispositivo	[L]

q_0	Quantidade capturada do escoamento da área tratada	$[L.T^{-1}]$
R_x	Raio hidráulico	$[L]$
R_{sarj}	Raio hidráulico da sarjeta	$[L]$
γ	Razão entre a área de percolação e o volume do dispositivo	$[L^{-1}]$
q	Taxa de escoamento por unidade de área	$[L.T^{-1}]$
e	Taxa de evaporação da superfície por unidade de área	$[L.T^{-1}]$
f	Taxa de infiltração por unidade de área	$[L.T^{-1}]$
i	Taxa ou intensidade de chuva	$[L.T^{-1}]$
t	Tempo	$[T]$
t_b	Tempo de base do hidrograma de entrada	$[T]$
t_{bo}	Tempo de base do hidrograma de saída	$[T]$
t_c	Tempo de concentração da bacia	$[T]$
t_p	Tempo de pico em condição de pós-urbanização	$[T]$
t_p	Tempo de pico do hidrograma de entrada	$[T]$
Q_p	Vazão de pico da sub-bacia	$[L^3.T^{-1}]$
$Q_{Pós}$	Vazão de pico de pós-urbanização	$[L^3.T^{-1}]$
$Q_{Pré}$	Vazão de pico de pré-urbanização	$[L^3.T^{-1}]$
Q_o	Vazão de pico do hidrograma de entrada	$[L^3.T^{-1}]$
Q_i	Vazão de pico do hidrograma de saída	$[L^3.T^{-1}]$
Q_S	Vazão de restrição por unidade de área	$[L.T^{-1}]$
q_S	Vazão de saída constante do dispositivo por unidade de área	$[L.T^{-1}]$
I	Vazão do hidrograma afluente	$[L^3.T^{-1}]$
Q	Vazão do hidrograma efluente	$[L^3.T^{-1}]$
Q_{sarj}	Vazão suportada pela sarjeta	$[L^3.T^{-1}]$
Q_v	Vazão volumétrica	$[L^3.T^{-1}]$
D_{anual}	Volume da demanda anual de água não potável	$[L^3]$
$S(t)$	Volume de água no reservatório no tempo t	$[L^3]$
$S(t - 1)$	Volume de água no reservatório no tempo t-1	$[L^3]$
Q_{anual}	Volume de chuva aproveitável anual	$[L^3]$
$Q(t)$	Volume de chuva aproveitável no tempo t	$[L^3]$
$Q(t)_2$	Volume de chuva aproveitável no tempo t pelo Método Australiano	$[L^3]$
V	Volume de detenção	$[L^3]$

V_a	Volume do reservatório de aproveitamento de água pluvial	[L ³]
V_r	Volume total do escoamento	[L ³]

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	18
1.1	Justificativa	19
1.2	Objetivos	20
<i>1.2.1</i>	<i>Objetivo Geral.....</i>	<i>20</i>
<i>1.2.2</i>	<i>Objetivos Específicos.....</i>	<i>20</i>
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	21
2.1	Urbanização e seus impactos	21
2.2	Medidas de controle	23
<i>2.2.1</i>	<i>Medidas não estruturais.....</i>	<i>23</i>
<i>2.2.2</i>	<i>Medidas estruturais</i>	<i>23</i>
<i>2.2.2.1</i>	<i>Medidas Convencionais em drenagem urbana</i>	<i>24</i>
<i>2.2.2.2</i>	<i>Medidas Não-convencionais em drenagem urbana</i>	<i>25</i>
2.3	Mecanismos de detenção de escoamentos	27
<i>2.3.1</i>	<i>Reservatórios nos lotes urbanos</i>	<i>29</i>
<i>2.3.2</i>	<i>Métodos de dimensionamento do volume de reservatórios.....</i>	<i>30</i>
<i>2.3.2.1</i>	<i>Estruturas de descarga.....</i>	<i>36</i>
2.4	Modelagem hidráulico-hidrológica no SWMM.....	38
2.5	Instrumentos Políticos de gestão em drenagem urbana no Brasil.....	47
2.6	Estudos nacionais e internacionais	50
3	MATERIAIS E MÉTODOS	53
3.1	Área de estudo	53
3.2	Metodologia.....	55
<i>3.2.1</i>	<i>Delimitação das bacias de contribuição</i>	<i>56</i>
<i>3.2.2</i>	<i>Tempo de concentração da bacia.....</i>	<i>57</i>
<i>3.2.3</i>	<i>Transformação chuva-vazão.....</i>	<i>58</i>
<i>3.2.4</i>	<i>Elementos de condução do escoamento</i>	<i>60</i>
<i>3.2.4.1</i>	<i>Etapa 1: Dimensionamento da rede de drenagem</i>	<i>60</i>
<i>3.2.4.2</i>	<i>Etapa 2: Simulação com e sem reservatórios de amortecimento de cheias nos lotes</i>	<i>62</i>
<i>3.2.5</i>	<i>Dimensionamento de reservatório de água pluvial de acordo com a NBR 15527</i>	<i>65</i>
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	71

4.1	Simulações nas sub-bacias.....	71
4.2	Simulações nas galerias.....	73
4.3	Simulações nos exutórios	75
4.4	Verificações do volume dos reservatórios de amortecimento de cheias e aproveitamento de água de chuva para usos não potáveis	81
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	86
	REFERÊNCIAS	88
	APÊNDICE A – ARQUIVOS DE SIMULAÇÃO NO SWMM	94
	APÊNDICE B – VAZÕES DE PICO NAS SUB-BACIAS	102
	APÊNDICE C – VAZÕES DE PICO NOS CONDUTOS	118
	APÊNDICE D – VAZÕES DE PICO E VOLUME ESCOADO NOS EXUTÓRIOS ...	131
	APÊNDICE E – CENARIZAÇÃO DO MÉTODO DA SIMULAÇÃO.....	133
	APÊNDICE F – ORÇAMENTO DOS RESERVATÓRIOS EM ANÉIS PRÉ-MOLDADOS DE CONCRETO ARMADO	154
	ANEXO A – COEFICIENTES DE ESCOAMENTO PARA TR = 10 ANOS	156
	ANEXO B – COEFICIENTES DE ESCOAMENTO	157
	ANEXO C – VALORES DO <i>CURVE NUMBER</i>	158

1 INTRODUÇÃO

O processo de urbanização resulta em alterações no ciclo hidrológico (VASCONCELOS; MIGUEZ; VAZQUEZ, 2016). No balanço hídrico, componentes como o escoamento superficial e a infiltração têm suas magnitudes alteradas, com o aumento do primeiro e decréscimo do segundo, devido a implantação de superfícies impermeáveis e ocupação desordenada do solo. O acréscimo da magnitude do escoamento superficial é acompanhado pelo aumento das velocidades do escoamento, das vazões de pico com redução do tempo de pico e um maior carreamento de sedimentos. Já o decréscimo da infiltração, diminui a taxa de recarga aos aquíferos, comprometendo a quantidade de água disponível a ser explorada. As inundações urbanas são o principal problema decorrente da urbanização. Elas provocam interrupções do tráfego, perdas econômicas, poluição e problemas de saúde (QIN; LI; FU, 2013; YAO; WEI; CHEN, 2016).

No Brasil, a maioria das soluções mitigadoras do problema das inundações urbanas enquadram-se na visão higienista. Esta visão baseia-se no rápido escoamento das águas pluviais de montante a jusante na bacia hidrográfica por meio de medidas estruturais de drenagem urbana. Devido ao aumento de novas áreas impermeáveis a montante dos trechos implantados, a bacia hidrográfica irá transferir, agora, uma maior quantidade de escoamento superficial dada uma chuva de determinado período de retorno. Esse acréscimo de escoamento superficial será incorporado no trecho implantado que poderá não suportar as novas vazões afluentes, ocasionando inundações a jusante. Nessa mesma visão, para corrigir esses efeitos, geralmente, os trechos já implantados são substituídos por novos trechos de maiores diâmetros e/ou declividades, necessitando de elevados custos financeiros.

Além disso, de acordo com o Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgoto – 2019 publicado pelo Sistema Nacional de Informações sobre o Saneamento, o consumo médio *per capita* de água dos prestadores de serviços participantes do SNIS no Brasil foi igual a 153,6, 154,9 e 153,9 L/hab/dia nos anos de 2017, 2018 e 2019, respectivamente. A região Nordeste apresentou valores de 113,6, 115,4 e 120,6 L/hab/dia e o estado do Ceará apresentou valores de 117,6, 126,7 e 137,4 L/hab/dia em 2017, 2018 e 2019, respectivamente.

Devido ao crescimento da demanda de água no Brasil e no mundo e o problema decorrente da impermeabilização das bacias hidrográficas, vários estudos estão sendo desenvolvidos com o objetivo de redução do consumo de água potável através de políticas de conscientização, aproveitamento de água de chuva e águas cinzas e adoção de medidas restauradoras na bacia hidrográfica, seja em pequena ou larga escala, gerenciando o escoamento

superficial o mais próximo possível onde foi gerado, com a adoção de técnicas que possibilitem a infiltração, retenção e detenção das águas pluviais (SIMPSON; ROESNER, 2018).

As pesquisas concentram-se, principalmente, em projetos e execução de dispositivos, bem como o seu desempenho hidráulico-hidrológico na bacia hidrográfica e análises de custo-benefício. Dentre os principais dispositivos estudados, destacam-se as técnicas baseadas em infiltração como as trincheiras, valas, bacias e poços de infiltração, jardins de chuva e pavimentos permeáveis. Como medidas de retenção e detenção, destacam-se os telhados verdes, bacias de detenção e reservatórios de amortecimento de cheias com ou sem uso da água captada.

1.1 Justificativa

Diante do processo de urbanização acelerado das bacias hidrográficas, acompanhado de seus impactos negativos, ocasionando uma maior frequência das inundações urbanas e o crescimento de demanda de água potável, mencionado anteriormente, este trabalho teve como objetivo analisar os efeitos de amortecimento e aproveitamento de água de chuva pela implantação de reservatórios nos lotes urbanos.

Para tanto, uma rede de drenagem urbana convencional foi projetada e dimensionada com o auxílio do Sistema UFC e, posteriormente, simulada no SWMM. Em seguida, com o auxílio do programa SWMM foram introduzidos reservatórios nos lotes urbanos, em que foram simulados e verificados os mesmos parâmetros da rede de drenagem urbana convencional, como os hidrogramas de saída das bacias de contribuição, as vazões conduzidas nos trechos, cargas hidráulicas nos trechos da rede, vazões e volume escoado nos exutórios.

A implantação dessa medida compensatória, em tese, possibilitará a redução das vazões de pico e volume escoado, assim como a possibilidade de utilização da água de chuva. Portanto, a quantificação das vazões de pico, tempo de pico na bacia hidrográfica, lâmina d'água relativa conduzidas nos trechos da rede de drenagem urbana e confiança do sistema foram o principal objeto de estudo deste trabalho em escala local e global.

O uso dos reservatórios nos lotes urbanos é justificado pela variedade de formatos a serem projetados, não necessitando de grandes espaços para sua implantação, sendo constituídos de materiais pré-fabricados ou moldados no local e uma boa eficiência hidráulico-hidrológica sugerida pela literatura quando dimensionados corretamente, além de possíveis

usos não potáveis da água armazenada. Um fator a ser explorado na sua utilização é certamente a análise de custo-benefício.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo Geral

Avaliar a eficiência hidráulico e hidrológica de um sistema de drenagem urbana sem e com a implantação de técnicas de baixo impacto do tipo reservatórios nos lotes urbanos no bairro Mirandão, município do Crato, estado do Ceará e verificar os volumes de reservatórios atuando no amortecimento de cheias e no aproveitamento de água pluvial para usos não potáveis.

1.2.2 Objetivos Específicos

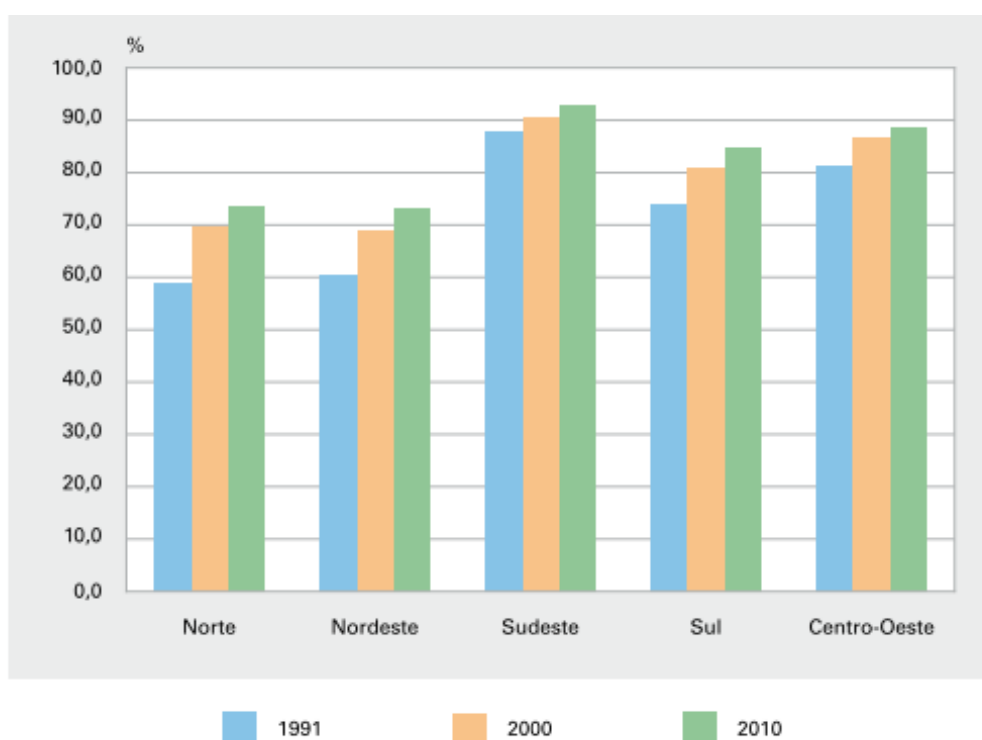
- a) Dimensionar uma rede de drenagem urbana convencional através do programa Sistema UFC e simular esta rede no programa SWMM para avaliar os resultados hidráulicos e hidrológicos;
- b) Inserir e simular reservatórios nos lotes urbanos com o auxílio do programa SWMM, atuando no amortecimento de cheias;
- c) Comparar os resultados hidráulicos e hidrológicos do sistema de drenagem urbana sem e com a implantação de reservatórios nos lotes urbanos;
- d) Identificar o volume dos reservatórios de amortecimento de cheias com eficiência máxima dado o modelo do reservatório não-linear do SWMM;
- e) Verificar o volume dos reservatórios operando para aproveitamento de água pluvial para usos não potáveis a partir da criação de cenários de demanda de água não potável e área de captação;
- f) Comparar os volumes dos reservatórios de lotes urbanos atuando no amortecimento de cheias e no aproveitamento de água pluvial para usos não potáveis.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Urbanização e seus impactos

O processo de urbanização no Brasil iniciou-se em meados de 1950, em especial destaque para a região Sudeste do país que atraiu grande parte da população de regiões como Norte e Nordeste influenciados pelo surgimento de empregos oriundos de parques industriais. O Censo Demográfico do Brasil de 2010 mostrou um grau de urbanização na ordem de 84,4%, 73,5%, 73,1%, 92,9%, 84,9% e 88,8%, na federação, região Norte, Nordeste, Sudeste, Sul e Centro-Oeste, respectivamente (Figura 1). É notório que a região Sudeste apresenta o maior grau de urbanização, mas foi observado um aumento percentual em todas as regiões do país em comparação com censos demográficos anteriores (IBGE, 2011).

Figura 1 – Grau de urbanização segundo as Regiões do Brasil



Fonte: IBGE (2011).

É fato que a urbanização está relacionada inteiramente com o crescimento econômico de uma região, aumento de deslocamentos espaciais, a uma melhoria da qualidade de vida com acesso aos serviços básicos de saneamento, educação e oportunidades de emprego. Entretanto, devido ao crescimento exponencial e desordenado no ambiente sem um

planejamento urbano eficiente que adote medidas sustentáveis, tal situação é comprometida, dificultando o gerenciamento dos impactos decorrentes desse processo como poluição e degradação ambiental, onde dessa forma o crescimento urbano não se iguala em sentido ao conceito de desenvolvimento urbano (CABRAL; CÂNDIDO, 2019).

A urbanização sempre esteve ligada com o uso dos recursos hídricos seja por meio de fontes superficiais ou subterrâneas necessário para a realização das atividades econômicas e sociais. Após a utilização desse recurso, por parte da população, o mesmo é devolvido, na maioria das vezes, ao meio ambiente de forma inadequada, sem nenhum tratamento biológico, físico e/ou químico, resultando na contaminação do meio ambiente (TUCCI, 2016).

Dentre os impactos negativos do processo de urbanização em uma bacia hidrográfica destacam-se o aumento de áreas impermeáveis (YAO; WEI; CHEN, 2016), ocasionando um aumento da velocidade de escoamento superficial, aumento da vazão de pico com redução do tempo de pico (SIMPSON; ROESNER, 2018), gerando um aumento de áreas inundadas e redução de infiltração nos aquíferos e aumento da produção de sedimentos, provocando, ainda, erosões nas calhas naturais dos corpos hídricos. Ainda é observado que a urbanização é a principal causa da contaminação dos aquíferos e dos recursos hídricos superficiais, ocasionado pelo transporte de substâncias tóxicas presentes no escoamento das águas pluviais, juntamente associado com vazamento de esgotos (SALVADORE; BRONDERS; BATELAAN, 2015).

As inundações estão entre os principais problemas relacionados ao ambiente urbano nos municípios. Sabe-se que elas ocorrem, em alguns casos, de maneira natural, mas com o excesso da impermeabilização das bacias hidrográficas, a frequência das mesmas aumentou significativamente, em decorrência do acréscimo da produção do escoamento das águas pluviais. É observado, também, que o uso e ocupação desordenados do solo em áreas de risco, como várzeas e planícies de inundação, tem sofrido os maiores impactos das mesmas (CANHOLI, 2014).

As inundações urbanas resultam em interrupções no tráfego, perdas econômicas, poluição e problemas de saúde, representando ameaças aos residentes locais e ao desenvolvimento urbano (YAO; WEI; CHEN, 2016). Esse efeito cascata diminui, ainda, o fornecimento de recursos hídricos em quantidade e qualidade adequados, necessitando de mais recursos financeiros para atingir aos padrões de potabilidade exigidos pela legislação vigente (TUCCI, 2016). Assim, há um interesse crescente em explorar o desempenho hidrológico das áreas impermeáveis para a gestão de águas pluviais urbanas (YAO; WEI; CHEN, 2016).

2.2 Medidas de controle

Diante desse cenário são observadas diversas práticas de planejamento urbano com o objetivo de mitigar os efeitos negativos da urbanização na bacia hidrográfica, mencionados anteriormente. Uma das práticas de gestão é realizada pela introdução de medidas de controle. De acordo com Canholi (2014) as medidas de controle têm por objetivo principal diminuir os efeitos das inundações e podem ser divididas em estruturais e não estruturais.

2.2.1 Medidas não estruturais

As medidas não-estruturais são caracterizadas por ações que visam orientar a ocupação territorial, comportamento de consumo das pessoas e as atividades econômicas. Dentre as principais medidas, destacam-se: ações que regulamentam o uso e ocupação do solo, práticas de educação ambiental com incentivo ao controle da poluição do meio ambiente, seguro-enchente, sistemas de alerta e previsão de inundações (CANHOLI, 2014). As ações podem ser implementadas por normas, leis, decretos, incentivos políticos fiscais, planos diretores, planos plurianuais e diretrizes orçamentárias e almejam a minimização de impactos negativos e otimização de impactos positivos da ocupação da bacia hidrográfica (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2011).

2.2.2 Medidas estruturais

As medidas estruturais são essencialmente as obras de engenharia, caracterizadas como de caráter intensivo e extensivo, sendo as práticas intensivas subdivididas em quatro categorias: práticas de aceleração do escoamento através de canalizações, retardamento de fluxo, desvio de escoamento e ações individuais; já as extensivas correspondem em práticas de pequenos armazenamentos, controle de erosão e recomposição de cobertura vegetal (CANHOLI, 2014).

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

- **Distribuída ou na fonte:** são as medidas que atuam nos lotes, praças e passeios. Como exemplo, destacam-se as valas de armazenamento e infiltração, poços de infiltração, reservatórios de retenção e telhados verdes.

- Na microdrenagem: são as medidas que agem no controle do hidrograma resultante, gerado por um ou mais loteamentos. Como exemplo, têm-se os reservatórios de detenção e retenção, trincheiras de infiltração.

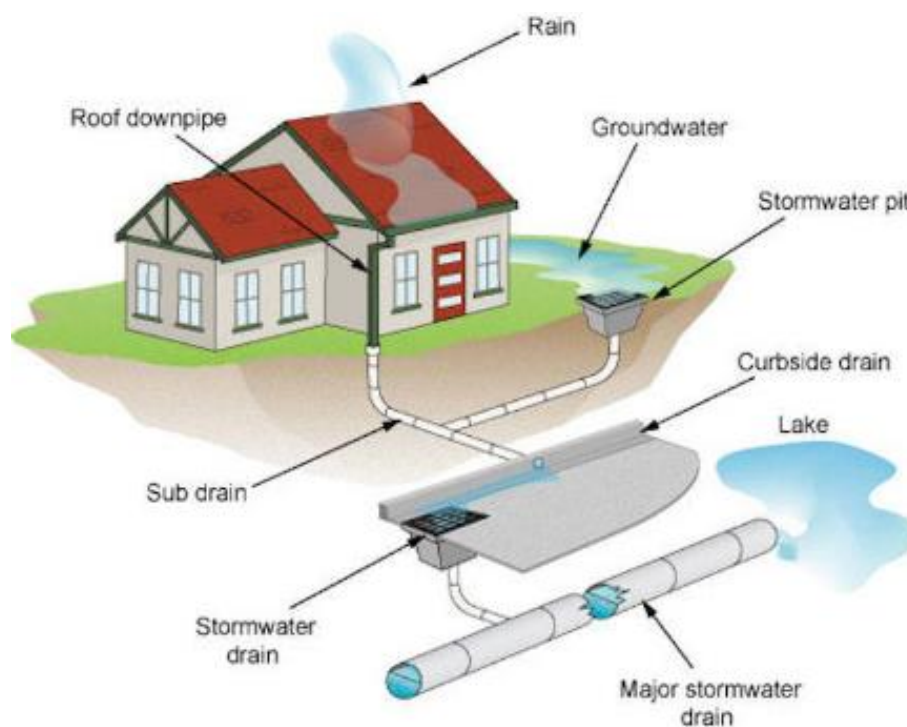
- Na macrodrenagem: é o controle sobre os principais riachos urbanos. Como exemplo, têm-se a construção de canais, bacias de detenção e retenção.

A seguir, são apresentados alguns conceitos sobre as medidas estruturais de acordo com sua concepção e abordagem no escoamento das águas pluviais.

2.2.2.1 Medidas Convencionais em drenagem urbana

As medidas convencionais ou tradicionais de drenagem urbana faz referência a concepção higienista do sistema e têm por objetivo conduzir as águas pluviais o mais rápido possível de um local para um corpo hídrico receptor (ECKART; MCPHEE; BOLISSETTI, 2017), por meio de elementos de microdrenagem, tais como meio-fio, sarjetas, bocas de lobo, tubos de ligação, galerias, juntamente com elementos de macrodrenagem, como rios, canais abertos, dissipadores de energia, bueiros e estações elevatórias (AHIABLAME; ENGEL; CHAUBEY, 2012).

Figura 2 – Exemplo esquemático de sistema de microdrenagem



Em grande parte das bacias, o processo de urbanização ocorreu de jusante à montante influenciado pelo uso dos recursos hídricos, resultando na instalação de sistemas de drenagem inicialmente nas áreas mais baixas (CANHOLI, 2014), com consequente aumento do volume escoado de águas pluviais, redução do tempo de concentração dessa área da bacia hidrográfica e diminuição de infiltração de água no solo (ECKART; MCPHEE; BOLISSETTI, 2017). Além disso, é observado, ainda, que o aumento das novas áreas impermeáveis a montante torna o atual sistema de drenagem convencional não eficaz no transporte dos novos picos de escoamento, apresentando falha do sistema, aumentando, assim, a frequência das inundações e acarretando problemas econômicos, ambientais e sociais (QIN; LI; FU, 2013; CIMORELLI et al., 2016).

Segundo Drumond (2012), quando os sistemas convencionais de drenagem urbana se tornam ineficientes, as medidas mais adotadas para conter tais problemas são o aprofundamento da calha do canal, redução da rugosidade do mesmo, aumento da geometria da seção transversal dos condutos e da declividade e inserção de novos elementos estruturais de drenagem. Essa prática, no entanto, demanda grandes aportes de recursos financeiros por parte do poder público para a execução de tais obras, tornando inviável, em muitos os casos, devido ao controle orçamentário por parte do Estado.

Apesar do reconhecimento que os sistemas convencionais em drenagem urbana, por si só, não são capazes de resolver todos os problemas a longo prazo, essas medidas estruturais ainda são as mais adotadas no Brasil (SOUZA, 2013).

2.2.2.2 *Medidas Não-convencionais em drenagem urbana*

Os conceitos referentes a gestão de drenagem urbana sustentável, ligados ao desenvolvimento e terminologias adotadas, nem sempre ocorreram de maneira padronizada como acontece, por exemplo no campo da medicina, gerando abordagens locais e regionais. O resultado dessa abordagem é que termos diferentes são utilizados para expressar conceitos semelhantes em diferentes lugares ao redor do mundo, gerando contradições e confusões. Com o advento de pesquisas relacionadas ao estudo da diminuição dos impactos da urbanização, a partir de 1980, foram adotadas várias terminologias (FLETCHER et al., 2015).

Dentre essas terminologias, destacam-se: Urbanização de Baixo Impacto ou *Low Impact Development (LID)* tem sido usada, principalmente, na América do Norte e Nova Zelândia; Projeto Urbano Sensível à Água ou *Water Sensitive Urban Design (WSUD)* começou a ser usado na Austrália; Gestão Integrada de água urbana ou *Integrated Urban Water*

Management (IUWM); Sistemas de drenagem sustentável ou *Sustainable Drainage Systems (SuDS)* foi usado, inicialmente, no Reino Unido; Melhores Práticas de Gerenciamento ou *Best Management Practices (BMPs)* usada, principalmente, nos Estados Unidos da América e no Canadá; Técnicas alternativas ou *Alternative Techniques (ATs)* difundido nos países de língua francesa e no Brasil; Controle na fonte ou *Source control* foi usado para fazer uma distinção entre os sistemas de águas pluviais no local onde o escoamento é gerado em oposição as bacias de retenção construídas a jusante da rede de drenagem (FLETCHER et al., 2015).

Todas as abordagens citadas acima tem por objetivo semelhantes adotar ferramentas estruturais e, algumas, não-estruturais (AHIABLAME; ENGEL; CHAUBEY, 2012) que tornem a bacia hidrográfica em urbanização com condições mais próximas da hidrologia natural (YANG; CHUI, 2018), por meio do gerenciamento do balanço hídrico, com diminuição do escoamento superficial e aumento do armazenamento, infiltração e evapotranspiração, como também a remoção de poluentes com melhoria da qualidade da água e redução de probabilidade de inundações urbanas. Os sistemas não convencionais ou sustentáveis podem ser utilizados em escala local ou global na bacia hidrográfica, combinados ou não com outras técnicas sustentáveis e/ou com sistema de drenagem convencional (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2011).

Como medidas estruturais, destacam-se as células de bioretenção (jardins de chuva), poços e trincheiras de infiltração, pavimentos permeáveis, telhados verdes (BAI et al., 2018), sistemas de captação de águas pluviais (PALLA; GNECCO; LA BARBERA, 2017), valas de infiltração (ECKART; MCPHEE; BOLISSETTI, 2017), bacias e reservatórios de retenção e retenção (BELLU et al., 2016).

A escolha das alternativas sustentáveis deverá ser analisada criteriosamente quanto aos condicionantes de uso e ocupação do solo, profundidade do lençol freático, características meteorológicas locais, morfometria da bacia, desempenho esperado de quantidade e qualidade, segurança e sistemas de drenagem já existentes. Ao se comparar custos dos sistemas convencionais e não-convencionais deve-se atentar para a relação custo-benefício, analisando o custo de vida, danos evitados e melhorias da qualidade de água (CANHOLI, 2014).

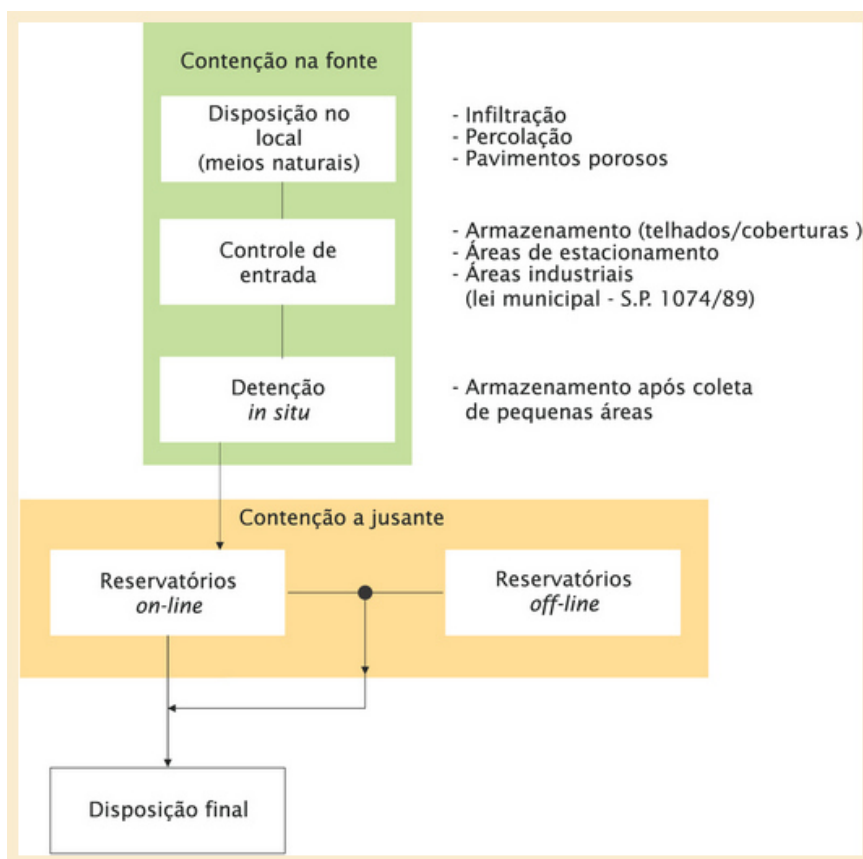
Estudos mais recentes se concentram na quantificação e minimização de custos da implantação, manutenção, operação e otimização de desempenho das alternativas sustentáveis (CHUI; LIU; ZHAN, 2016). Variáveis como tamanho, número de unidades, localização na bacia hidrográfica (WANG; SUN; SWEETAPPLE, 2017), escolha e combinações das práticas *LID* são otimizadas com auxílio de ferramentas computacionais, auxiliando de forma considerável na tomada de decisão (ECKART; MCPHEE; BOLISSETTI, 2017).

2.3 Mecanismos de detenção de escoamentos

De acordo com Canholi (2014) as estruturas de detenção têm como objetivo diminuir o pico das enchentes, com a implantação de mecanismos de armazenamento de parte do volume escoado (Figuras 3 e 4). Essas estruturas apresentam, em geral, tamanhos reduzidos e são localizados próximos aos locais onde os escoamentos são gerados a fim de ter um melhor aproveitamento do sistema de transferência para jusante. A contenção a jusante é feita por reservatórios que recebem o escoamento de maiores áreas da bacia. Esses reservatórios podem ser classificados em *on-line* (conectados em série) e *off-line* (conectados em paralelo). Já a contenção na fonte pode ser classificada em:

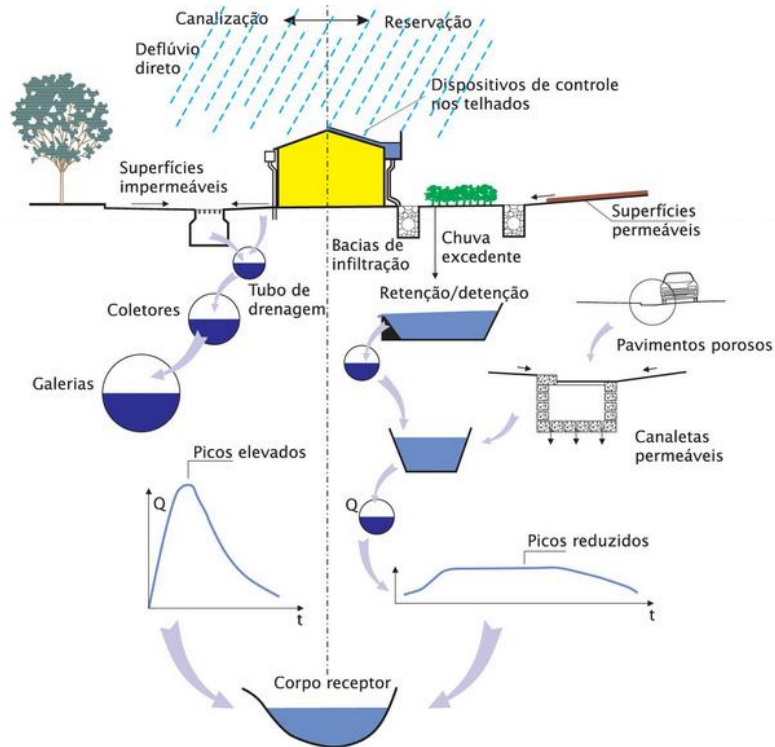
- Disposição no local: são dispositivos que auxiliam na infiltração e percolação;
- Controle de entrada: são dispositivos que restringem a entrada de água na rede de drenagem;
- Detenção no local: são constituídos por reservatórios de tamanho reduzidos para armazenamento temporário.

Figura 3 – Estruturas de detenção e retenção



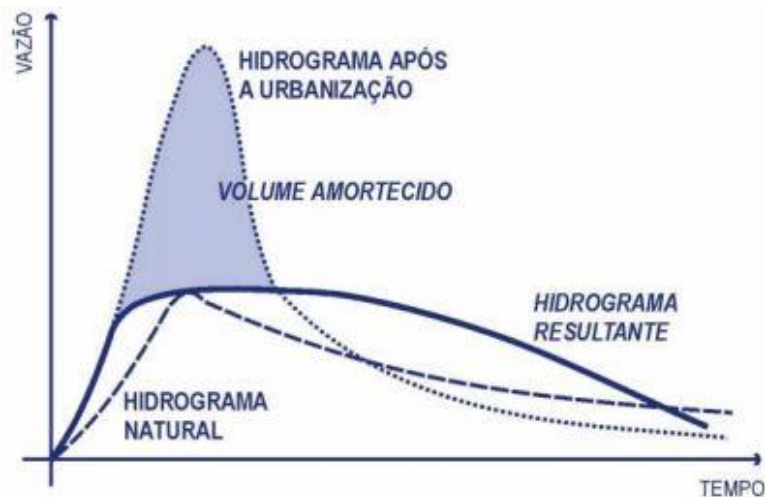
Fonte: Canholi (2014).

Figura 4 – Esquema das técnicas de canalização e reservação



Fonte: Canholi (2014).

Figura 5 – Comparação entre Hidrogramas



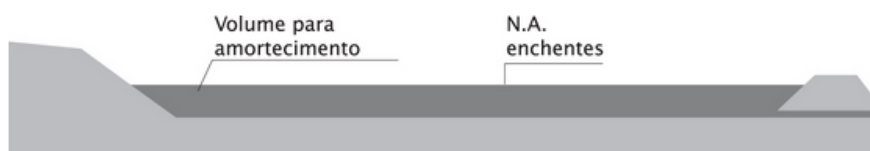
Fonte: www.iat.pr.gov.br/sites/agua-terra/arquivos_restritos/files/documento/2020-07/mdu_versao01.pdf.

A ideia central da instalação de estruturas de retenção (Figura 5), é reduzir a vazão de pico e amortecer o hidrograma resultante, liberando o volume de forma constante em um intervalo de tempo determinado ou retendo-o em um local para infiltração e/ou utilização, classificando-as, portanto, como medidas de controle sustentáveis. Desta forma, as estruturas

hidráulicas a jusante não estarão sobrecarregadas e poderão, ainda, ser dimensionadas a partir de menores vazões de pico, acarretando em menores custos financeiros.

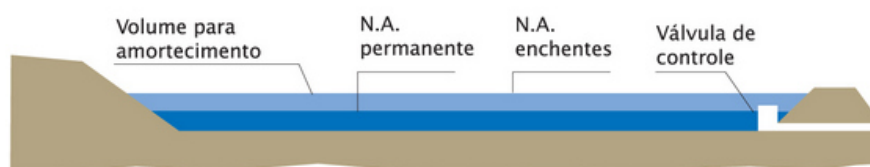
É importante destacar a diferença entre o termo detenção e retenção. Segundo Canholi (2014) detenção é o processo em que áreas, geralmente, secas durante as estiagens, amortecem eventos de chuva durante e após um tempo determinado, sendo este dependente do volume armazenado e vazão a jusante. Já a retenção é o processo em que áreas contêm um volume de água permanente, servindo para finalidades paisagísticas, recreacionais ou abastecimento, dentre outras, em que o nível da água se eleva durante os eventos de chuva. Há, ainda, as bacias de sedimentação que retêm sólidos em suspensão e/ou absorvem poluentes do escoamento, servindo também no controle de cheias.

Figura 6 – Bacia de detenção



Fonte: Canholi (2014).

Figura 7 – Bacia de retenção



Fonte: Canholi (2014).

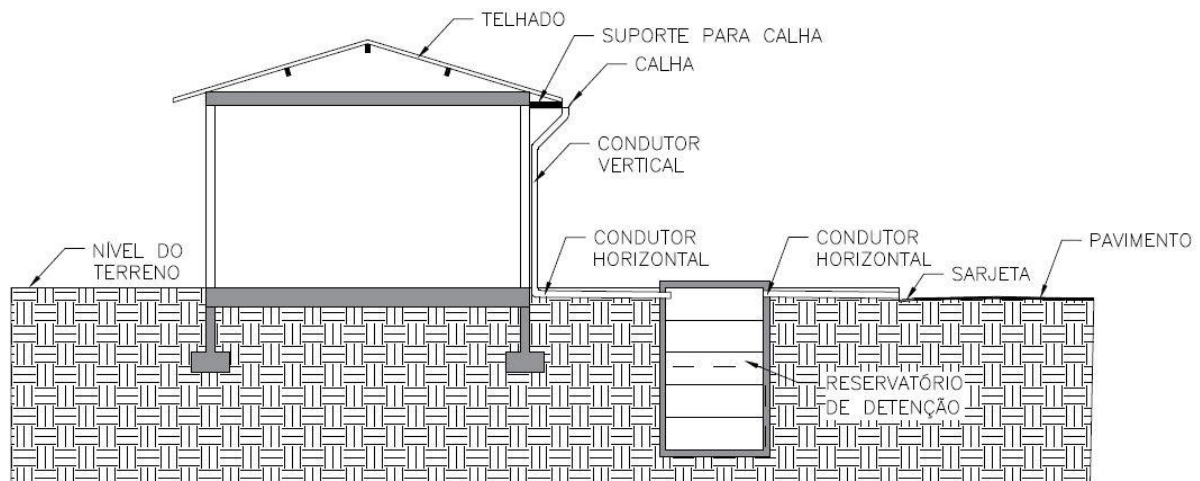
2.3.1 Reservatórios nos lotes urbanos

Os reservatórios nos lotes urbanos são estruturas de acumulação temporárias do tipo técnicas compensatórias que apresentam dimensões compatíveis com a escala de sua implantação, atuando no armazenamento de águas pluviais coletadas de áreas impermeabilizadas do lote urbano, cujos principais objetivos é o amortecimento de cheias com redução do volume de escoamento superficial. A liberação de parte do volume pode ser feita pela infiltração da água no solo e/ou liberação por dispositivos de descarga do tipo orifícios e vertedores em direção, por exemplo, para as sarjetas, podendo, ainda, a água armazenada ser

utilizada para fins não potáveis, como lavagem de pisos e automóveis, irrigação e reserva para instalações sanitárias. Na concepção dos mesmos, quando atuarem como estruturas de infiltração, deve-se atentar para o risco de colmatção e poluição do lençol freático (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2011).

Essas estruturas podem ser do tipo materiais pré-fabricados ou não, em alvenaria ou concreto, a céu aberto ou enterrados, conectados ou não ao sistema de drenagem. Quando conectado à rede de drenagem é importante uma avaliação precisa das cotas de instalação dos seus elementos. No caso da utilização da água para fins não potáveis, a retirada poderá ser feita por gravidade ou bombeamento, com um sistema de pré-filtragem, útil no impedimento da passagem de sólidos que possam comprometer a eficiência do transporte da água (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2011).

Figura 8 – Reservatório de detenção



Fonte: O autor.

2.3.2 Métodos de dimensionamento do volume de reservatórios

O volume do reservatório a ser dimensionado está relacionado com uma vazão de pico de restrição à saída do lote, em que esta vazão é garantida por estruturas de descarga, tais como vertedores ou orifícios e a carga hidráulica sobre esta estrutura de descarga. O pré-dimensionamento é feito a partir de relações entre hidrogramas afluentes e efluentes ou condições de pós-urbanização e pré-urbanização. Dentre alguns métodos, pode-se citar:

- Equação de Wycoff e Singh (1976)

Esta equação é utilizada na etapa de estudos preliminares. Os hidrogramas de entrada e saída do reservatório são utilizados em correlação aos hidrogramas de pós-urbanização e pré-urbanização. Wycoff e Singh (1976) utilizaram análise de regressão múltipla linear, combinando hidrogramas de entrada, vários reservatórios e estruturas de descarga aos dados observados de bacias hidrográficas dos Estados Unidos, totalizando 50 simulações. O volume de detenção (equação 1) é calculado conhecendo-se o volume total escoado (equação 2), vazões de pico e tempos de base e pico dos hidrogramas.

$$\frac{V}{V_r} = 1,291 \cdot \frac{\left(1 - \frac{Q_o}{Q_i}\right)^{0,753}}{\left(\frac{t_b}{t_p}\right)^{0,411}} \quad (1)$$

$$V_r = 0,5 \cdot t_{bo} \cdot Q_o \quad (2)$$

Em que:

V = volume de detenção, [L³];

V_r = volume total do escoamento, [L³];

Q_o = vazão de pico do hidrograma de saída, [L³.T⁻¹];

Q_i = vazão de pico do hidrograma de entrada, [L³.T⁻¹];

t_b = tempo de base do hidrograma de entrada, [T];

t_p = tempo de pico do hidrograma de entrada, [T];

t_{bo} = tempo de base do hidrograma de saída, [T].

- Equação de McCuen (1998)

Esta equação utiliza as vazões e tempos de pico dos hidrogramas de pré-urbanização e pós-urbanização, considerando um formato triangular. O volume de detenção é calculado pela diferença entre as áreas dos hidrogramas (Figura 9) ou pela equação 3.

$$V = (Q_{Pós} - Q_{Pré}) \cdot t_p \quad (3)$$

Em que:

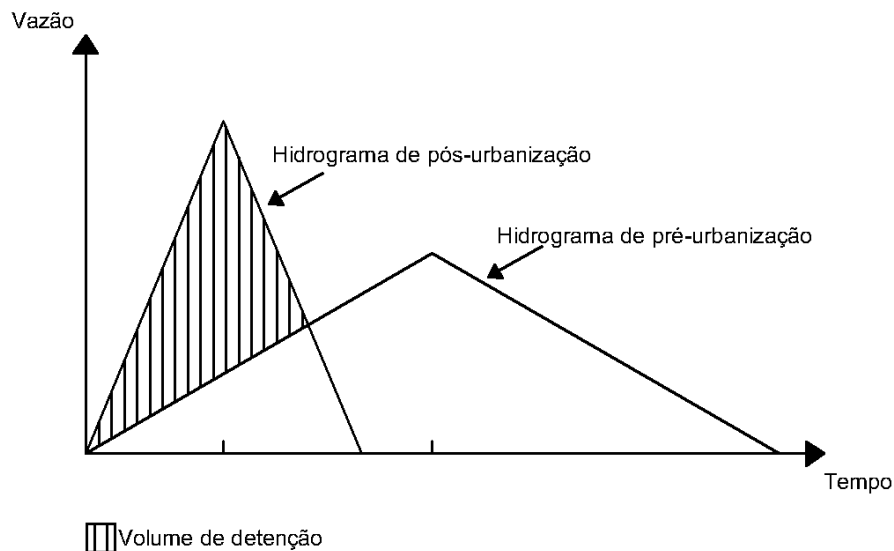
V = volume de detenção, $[L^3]$;

$Q_{Pós}$ = vazão de pico de pós-urbanização, $[L^3.T^{-1}]$;

$Q_{Pré}$ = vazão de pico de pré-urbanização, $[L^3.T^{-1}]$;

t_p = tempo de pico em condição de pós-urbanização, $[T]$.

Figura 9 – Volume a ser armazenado



Fonte: Adaptado de McCuen (1998).

- Método proposto por Tucci (2000)

Este método é válido para bacias urbanas de até 2 Km². As vazões de pico das condições de pós-urbanização e pré-urbanização são calculadas pelo Método Racional e o volume a ser armazenado é expresso por unidade de área (equação 4). Apesar de ter semelhanças com o método de McCuen (1998), o método proposto por Tucci (2000) não considera a duração da chuva igual ao tempo de concentração da bacia.

$$\frac{V}{A_B} = \left(\frac{C \cdot i}{3,6} - Q_S \right) \cdot 60 \cdot t_d \quad (4)$$

Em que:

V = volume de detenção, em m³;

A_B = área da bacia hidrográfica, em Km²;

C = coeficiente de escoamento do Método Racional, adimensional;

i = intensidade de chuva, obtida pela equação de chuvas intensas, em mm/h;

Q_S = vazão de restrição por unidade de área, tida como a vazão de pré-urbanização, em $m^3/s/Km^2$;

t_d = duração da chuva, em minutos.

Derivando a equação 4 em função de t_d e igualando a 0, encontra-se a duração que relaciona o maior volume de detenção, encontrando-o posteriormente.

- Método da Curva Envelope

Silveira e Goldenfum (2007) desenvolveram uma metodologia para o cálculo do volume máximo ou de dimensionamento (equivalente à lâmina d'água armazenável), relacionando as variações das lâminas d'água de entrada e saída no tempo (equação 5) em estruturas de controle na fonte, tais como pavimentos permeáveis, trincheiras de infiltração e reservatórios de detenção.

$$\frac{dV}{dt} = \frac{d(H_E - H_S)}{dt} \quad (5)$$

Os volumes são expressos em lâminas de água equivalentes sobre a área em planta do dispositivo. A curva afluenta, H_E , é dada pela relação HDF (altura-duração-frequência das chuvas) influenciada por coeficientes de escoamento e de relação de áreas, e a curva efluente, H_S , geralmente, é uma reta, pois admite-se, por simplicidade, uma vazão de saída constante do dispositivo (SILVEIRA; GOLDENFUM, 2007). As curvas afluentes e efluentes são determinadas pelos seguintes passos:

a) Transformação da equação IDF (equação 6) na equação IDF tipo Talbot (equação 7).

$$i = \frac{k \cdot T r^m}{(t_d + o)^r} \quad (6)$$

$$i = \frac{a \cdot T r^b}{t_d + c} \quad (7)$$

$$a = 0,68 \cdot k^{(0,06 \cdot r^{-0,26} \cdot o^{1,13})} \quad (8)$$

$$b = m \quad (9)$$

$$c = 1,32 \cdot r^{-2,28} \cdot o^{0,89} \quad (10)$$

Em que:

i, Tr, t_d = intensidade de chuva (mm/h), período de retorno (anos), duração da chuva (min);

k, m, o, r = parâmetros da equação IDF;

a, b, c = parâmetros da equação IDF tipo Talbot.

b) Lâmina d'água de entrada acumulada medida sobre a área em planta do dispositivo, H_E .

$$H_E = \beta \cdot \frac{a \cdot Tr^b}{t_d + c} \cdot \frac{t_d}{60} \quad (11)$$

Em que: β é o produto do coeficiente de escoamento pela razão entre a área contribuinte e a área do dispositivo.

c) Lâmina d'água de saída acumulada medida sobre a área em planta do dispositivo, H_S .

$$H_S = \gamma \cdot P \cdot q_S \cdot \frac{t_d}{60} \quad (12)$$

Em que:

γ = razão entre a área de percolação e o volume do dispositivo, mm^{-1} ;

P = profundidade média do volume de acumulação do dispositivo, mm;

q_S = vazão de saída constante do dispositivo por unidade de área, mm/h;

t_d = duração da chuva, em minutos.

Substituindo as equações 11 e 12 na equação 5 e resolvendo-a, o tempo de duração de chuva da máxima diferença de volume ou volume de dimensionamento é encontrado.

$$t_d = \sqrt{\frac{\beta \cdot c \cdot a \cdot Tr^b}{\gamma \cdot P \cdot q_S}} - c \quad (13)$$

Pela diferença de H_E e H_S para o tempo encontrado na equação 13, encontra-se o volume de dimensionamento, em milímetros (equação 14).

$$V = \left(\sqrt{\frac{a}{60}} \cdot \sqrt{\beta} \cdot Tr^{\frac{b}{2}} - \sqrt{\frac{c}{60}} \cdot \sqrt{\gamma} \cdot \sqrt{P} \cdot \sqrt{q_s} \right)^2 \quad (14)$$

- Método de Puls (*Level Pool Routing*)

O método de Puls é um dos métodos de propagação de vazão em reservatórios que admite uma superfície de água horizontal e determina o hidrograma efluente (Q), dado um hidrograma afluente (I) e conhecendo características geométricas do reservatório e estruturas de descarga (CHOW; MAIDMENT; MAYS,1988). O princípio da conservação da massa ou equação da continuidade é aplicado no sistema. A integração da equação 15 no intervalo Δt para cada j -ésimo passo fornece o armazenamento SA .

$$\frac{dSA}{dt} = I - Q \quad (15)$$

$$\int_{SA_j}^{SA_{j+1}} dSA = \int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} I(t) dt - \int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} Q(t) dt \quad (16)$$

As variações no intervalo de tempo são consideradas lineares, então:

$$SA_{j+1} - SA_j = \left(\frac{I_{j+1} + I_j}{2} \Delta t \right) - \left(\frac{Q_{j+1} + Q_j}{2} \Delta t \right) \quad (17)$$

Rearranjando a equação 17:

$$(I_j + I_{j+1}) + \left(\frac{2SA_j}{\Delta t} - Q_j \right) = \left(\frac{2SA_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1} \right) \quad (18)$$

As curvas cota-volume, $SA = f(H)$, cota-descarga, $Q = f(H)$, e auxiliar, $Q = f\left(\frac{2SA}{\Delta t} + Q\right)$, devem ser construídas para determinar o hidrograma efluente. A equação 18 pode ser resolvida pelo seguinte algoritmo (BAPTISTA; NASCIMENTO; BARRAUD, 2011):

- a) No instante j , todos os termos da esquerda, da equação 18, são conhecidos, então calcula-se o termo soma do lado direito, $\left(\frac{2SA_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1}\right)$;
- b) O valor da vazão de saída, Q_{j+1} , é obtido pela curva auxiliar $Q = f\left(\frac{2SA}{\Delta t} + Q\right)$;
- c) O valor do termo $\left(\frac{2SA_{j+1}}{\Delta t} - Q_{j+1}\right)$ é obtido subtraindo-se $\left(\frac{2SA_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1}\right)$ da parcela $2 \cdot Q_{j+1}$;
- d) Retorna-se ao item a, para o cálculo do intervalo $j+2$.

2.3.2.1 Estruturas de descarga

Os orifícios são um tipo de estruturas de descarga mais utilizados e são definidos como uma abertura de perímetro fechado, com forma geométrica definida, realizada na parede ou fundo de um reservatório ou na parede de um canal ou conduto em pressão, por onde um líquido em repouso ou em movimento irá escoar, em detrimento da energia potencial e/ou cinética que o sistema possui. Esse escoamento pode ser descarregado para o ambiente sob pressão atmosférica (descarga livre) ou para um ambiente ocupado pelo mesmo líquido (descarga afogada ou orifício afogado) (PORTO, 2006).

A vazão volumétrica descarregada pelo orifício, Q_v , (equação 19) pode ser deduzida pela aplicação da equação de Bernoulli e depende da carga hidráulica constante no tempo, h , acima do eixo do orifício (regime permanente), da área do orifício, A_o , da aceleração da gravidade, g , e do coeficiente de descarga, C_d , que representa as perdas de carga do escoamento e o fenômeno da contração do jato. Este coeficiente varia em função da carga hidráulica, da viscosidade do fluido e do diâmetro do orifício (PORTO, 2006).

$$Q_v = C_d \cdot A_o \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad (19)$$

Quando uma tubulação de comprimento, L_T , é acoplada no orifício de diâmetro, D , a razão L_T/D torna-se um parâmetro de classificação do tipo de estrutura, influenciando, ainda, no coeficiente de descarga. Para Porto (2006) a classificação é dada por:

- Se $1,5 \leq L_T/D \leq 5$, estrutura do tipo bocal;
- Se $5 < L_T/D \leq 100$, estrutura do tipo tubo muito curto;
- Se $100 < L_T/D \leq 1000$, estrutura do tipo tubulações curtas;

- Se $L_T/D > 1000$, tubulações longas.

Os valores do coeficiente de descarga podem ser encontrados de forma experimental ou consultados em literatura (AZEVEDO NETTO, 2015). Ressalta-se a importância da investigação experimental na determinação desses coeficientes para comparação com valores tabelados.

Drumond, Coelho e Moura (2014) determinaram de forma experimental valores de coeficiente de descarga de tubos de saída em função da relação L_T/D , com comprimentos de tubos de 15 cm e 25 cm e diâmetros dos tubos de descarga 20, 25, 32, 40, 50, 60 e 75 mm, colocados no fundo de um microrreservatório de 1,4 m³ e variando a altura d'água de 30 a 120 cm. Os coeficientes de descarga encontrados foram superiores aos valores recomendados pela literatura e cerca de 50% maiores do que o valor de 0,61, geralmente, adotado em projetos de drenagem.

Um outro tipo de estrutura de descarga são os vertedores, utilizados para medir vazão e controlar o escoamento em canais. Tem geometria similar ao do orifício, mas a aresta superior é suprimida, portanto o escoamento se dá em contato com a pressão atmosférica. Há várias classificações de vertedores, mas o vertedor retangular de parede fina sem contrações é amplamente estudado e a vazão descarregada é dada pela equação 20, apresentando o coeficiente de descarga que pode ser determinado por equações empíricas (PORTO, 2006).

$$Q_v = \frac{2}{3} \cdot C_d \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot L_v \cdot h_v^{3/2} \quad (20)$$

Em que:

Q_v = vazão volumétrica descarregada, em m³/s;

C_d = coeficiente de descarga do vertedor, adimensional;

g = aceleração da gravidade, em m/s²;

L_v = largura da soleira do vertedor, em m;

h_v = altura d'água a montante da soleira do vertedor, em m.

2.4 Modelagem hidráulico-hidrológica no SWMM

De acordo com Chow, Maidment e Mays (1988), os modelos hidrológicos podem ser divididos em modelos físicos e modelos abstratos. Os modelos físicos podem ser divididos em modelos de escala e analógicos. Já os modelos abstratos representam o sistema em forma matemática por meio de funções de espaço, tempo e/ou probabilísticas e podem ser divididos em modelos determinísticos, onde dados de entrada sempre produzem a mesma saída, e estocásticos, onde estes consideram a aleatoriedade.

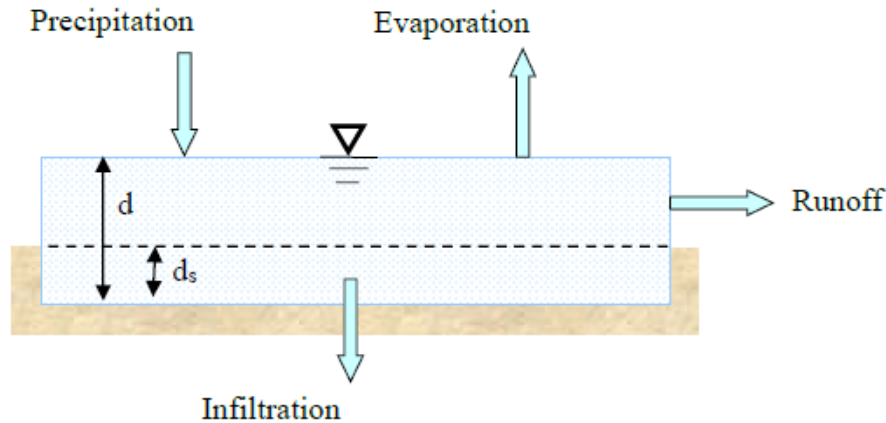
Processos físicos como transformação de chuva em escoamento, evapotranspiração, armazenamento de água no solo e nos aquíferos, propagação de ondas de cheias ao longo da rede de drenagem são realizados por meio de modelagem hidrológica e hidráulica (PONTES et al., 2015) e avaliados, na maioria dos casos, por equações matemáticas, como a continuidade, momento e energia (RAJU; KUMAR, 2018). A modelagem tem por objetivo representar ao máximo o sistema estudado à realidade e tem permitido a adoção de medidas ao gerenciamento dos recursos hídricos (DEVIA; GANASRI; DWARAKISH, 2015).

O Modelo de Gerenciamento de Águas Pluviais da EPA (SWMM) é um modelo dinâmico (distribuído) de simulação de precipitação pluviométrica em sub-bacias, podendo usar tanto eventos únicos quanto contínuos, gerando cargas de escoamento superficial e poluentes em áreas urbanas, por meio do transporte em um sistema de tubos, canais, dispositivos de armazenamento/tratamento, bombas e reguladores. O SWMM é capaz de representar a variabilidade da precipitação no tempo, o processo de evaporação da água da superfície, acumulação de neve e derretimento, interceptação da chuva em depressões, infiltração da chuva em camadas insaturadas do solo, percolação de água em camadas subterrâneas, interfluxo entre águas subterrâneas e o sistema de drenagem, propagação de escoamento superficial por meio de reservatório não linear e aplicação de técnicas compensatórias (ROSSMAN, 2015).

De acordo com Rossman (2015), as principais aplicações de uso do SWMM são: projeto e dimensionamento de componentes do sistema de drenagem para controle de inundações; dimensionamento de sistemas de detenção para controle de inundações e qualidade de água; mapeamento de áreas inundáveis; projeto de mecanismos de controle que minimizem os transbordamentos combinados de esgoto; avaliação de fluxo de infiltração de esgotos; estudo de potenciais de cargas poluentes; e avaliação de desempenho de técnicas compensatórias. Como o SWMM é um modelo distribuído, a bacia hidrográfica pode ser dividida em sub-bacias, onde cada uma apresenta seus parâmetros hidrológicos e a conversão de chuva em escoamento é feita através do modelo de reservatório não linear (Figura 10).

Com a entrada de precipitação no sistema ocorrem os processos de perdas por evaporação e infiltração, o processo de armazenamento é permitido até a profundidade de armazenamento, d_s , e o excesso acumulado até a profundidade, d , torna-se vazão de escoamento superficial.

Figura 10 – Modelo de Reservatório Não-Linear



Fonte: Rossman (2015).

Pela conservação da massa, a variação líquida da profundidade “ d ” por unidade de tempo “ t ” é a diferença entre as entradas e saídas na sub-bacia hidrográfica.

$$\frac{dd}{dt} = i - e - f - q \quad (21)$$

Em que:

$$i = \text{taxa de chuva ou degelo por unidade de área } \left(\frac{m^3}{s}\right) \cdot \left(\frac{1}{m^2}\right) = \left(\frac{m}{s}\right);$$

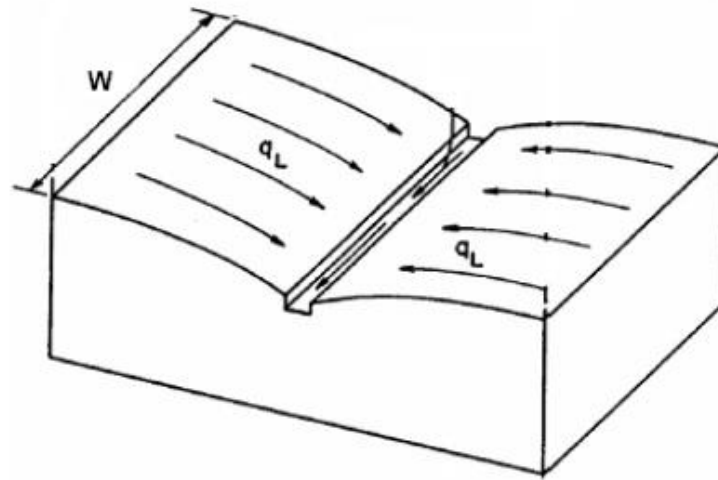
$$e = \text{taxa de evaporação da superfície por unidade de área } \left(\frac{m^3}{s}\right) \cdot \left(\frac{1}{m^2}\right) = \left(\frac{m}{s}\right);$$

$$f = \text{taxa de infiltração por unidade de área } \left(\frac{m^3}{s}\right) \cdot \left(\frac{1}{m^2}\right) = \left(\frac{m}{s}\right);$$

$$q = \text{taxa de escoamento por unidade de área } \left(\frac{m^3}{s}\right) \cdot \left(\frac{1}{m^2}\right) = \left(\frac{m}{s}\right).$$

Considerando o fluxo uniforme através da superfície da sub-bacia dentro de um canal retangular (Figura 11) de largura W , altura $(d - d_s)$ e declividade S , a equação de Manning (equação 22) pode ser usada para expressar a vazão volumétrica, Q_v , do escoamento superficial.

Figura 11 – Representação da sub-bacia hidrográfica



Fonte: Rossman (2015).

$$Q_v = \frac{1}{n} \cdot S^{1/2} \cdot R_x^{2/3} \cdot A_x \quad (22)$$

$$A_x = W \cdot (d - d_s) \quad (23)$$

$$R_x = \frac{A_x}{P} = \frac{W \cdot (d - d_s)}{W} = (d - d_s) \quad (24)$$

Substituindo as equações 23 e 24 em 22:

$$Q_v = \frac{1}{n} \cdot S^{1/2} \cdot W \cdot (d - d_s)^{5/3} \quad (25)$$

Em que:

Q_v = vazão volumétrica $\left(\frac{m^3}{s}\right)$;

n = coeficiente de rugosidade de Manning $\left(\frac{s}{m^{1/3}}\right)$;

A_x = área da seção transversal do fluxo em direção ao canal retangular (m^2);

S = declividade da sub-bacia $\left(\frac{m}{m}\right)$;

R_x = raio hidráulico (m);

A taxa de fluxo do escoamento por unidade de área (q) é obtida pela divisão de Q pela área da bacia hidrográfica (A_B).

$$q = \frac{S^{1/2} \cdot W}{n \cdot A_B} \cdot (d - d_S)^{5/3} \quad (26)$$

Substituindo a equação 26 em 21:

$$\frac{dd}{dt} = i - e - f - \frac{S^{1/2} \cdot W}{n \cdot A_B} \cdot (d - d_S)^{5/3} \quad (27)$$

$$\alpha = \frac{S^{1/2} \cdot W}{n \cdot A_B} \quad (28)$$

$$\frac{dd}{dt} = i - e - f - \alpha \cdot (d - d_S)^{5/3} \quad (29)$$

A equação 29 é uma equação diferencial não linear comum. Para valores conhecidos de i , e , f , d_S e α , a equação pode ser resolvida numericamente a cada passo de tempo para a profundidade ponderada d . A partir de valores de d calculados, os valores da taxa de escoamento q são determinados pela equação 26.

A equação 29 se aplica somente quando $d > d_S$, mas quando $d \leq d_S$, a taxa de escoamento q é zero e o balanço de massa em d é dado pela equação 30.

$$\frac{dd}{dt} = i - e - f \quad (30)$$

O processo de infiltração pode ser representado no SWMM pelos métodos de Horton, Horton modificado, Green-Ampt e Curve-Number, este desenvolvido pelo *Soil Conservation Service* (SCS), cujo nome atualmente é *Natural Resource Conservation Service* (NRCS), com parâmetros fornecidos pelo usuário.

A propagação de ondas nos nós e condutos é realizada por meio da resolução das equações de Saint Venant unidimensionais, para escoamentos em regime permanente e não-permanente e gradualmente variado. O sistema é composto pelas equações da continuidade (conservação da massa) (equação 31) e do momento (equação 32).

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q_v}{\partial x} = 0 \quad (31)$$

$$\frac{\partial Q_v}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q_v^2}{A} \right)}{\partial x} + g \cdot A \cdot \frac{\partial H}{\partial x} + g \cdot A \cdot S_f = 0 \quad (32)$$

Em que:

x = distância, [L];

t = tempo, [T];

A = área molhada, [L²];

Q_v = vazão volumétrica, [L³.T⁻¹];

$H = (Z + Y)$ = energia ou carga total, [L];

Z = energia ou carga de posição, [L];

Y = energia ou carga hidráulica, [L];

S_f = declividade da linha de energia ou perda de carga por unidade de comprimento;

$S_0 = -\frac{\partial Z}{\partial x}$ = declividade do conduto;

g = aceleração da gravidade, [L.T⁻²];

A equação do momento pode, ainda, ser escrita em termos de declividade do conduto e da linha de energia (equação 35).

$$\frac{\partial Q_v}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q_v^2}{A} \right)}{\partial x} + g \cdot A \cdot \frac{\partial (Z + Y)}{\partial x} + g \cdot A \cdot S_f = 0 \quad (33)$$

$$\frac{\partial Q_v}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q_v^2}{A} \right)}{\partial x} + g \cdot A \cdot \left[\frac{\partial (Z)}{\partial x} + \frac{\partial (Y)}{\partial x} \right] + g \cdot A \cdot S_f = 0 \quad (34)$$

$$\frac{\partial Q_v}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q_v^2}{A} \right)}{\partial x} + g \cdot A \cdot \frac{\partial Y}{\partial x} + g \cdot A \cdot (S_f - S_0) = 0 \quad (35)$$

O programa SWMM permite ao usuário escolher três tipos de resoluções das equações de Saint Venant, sendo: fluxo em regime permanente e uniforme; onda cinemática, indicado para declividades acentuadas, e considera a declividade do canal igual a declividade da linha de energia, com variações de vazão e área no tempo e espaço, não levando em consideração efeitos de remanso, ressalto hidráulico, perdas de entrada/saída, fluxo invertido ou pressurizado; e onda dinâmica, que resolve inteiramente as equações 31 e 35 e considera os

efeitos de remanso, ressalto hidráulico, perdas de entrada/saída, fluxo invertido ou pressurizado, gerando, portanto, resultados mais precisos que as análises anteriores.

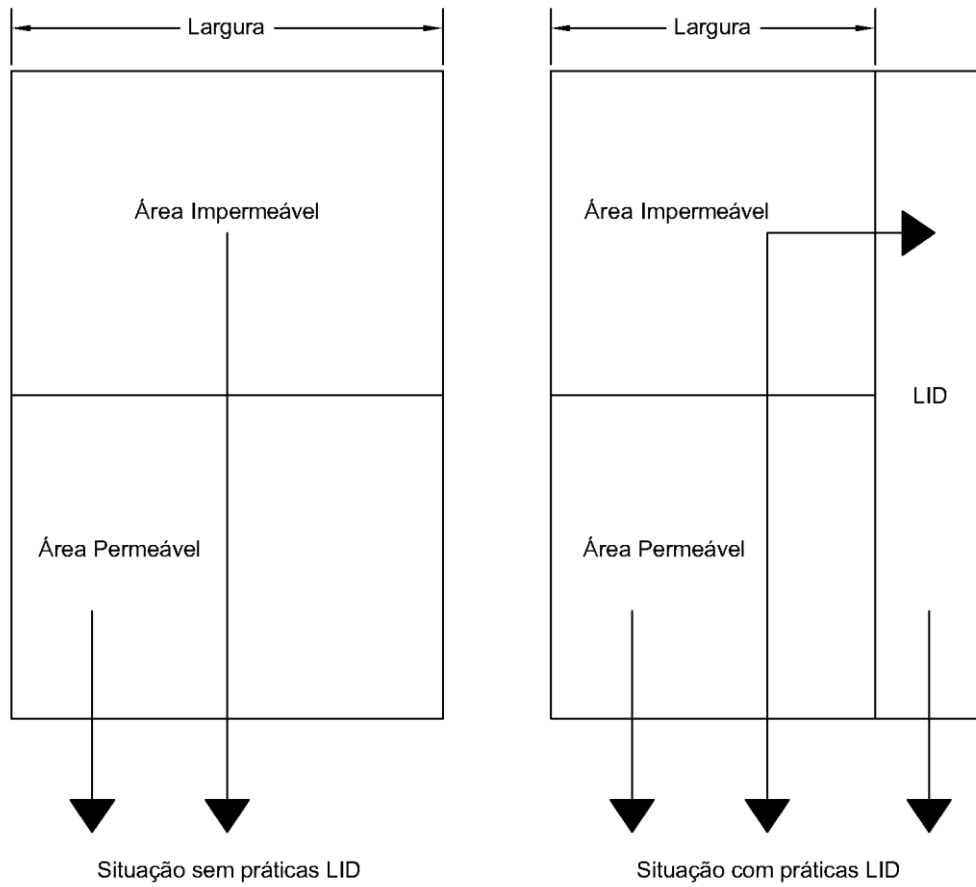
No SWMM 5.1, diversas técnicas compensatórias podem ser implementadas na bacia hidrográfica estudada. Dentre as técnicas, pode-se citar a adoção de células de bioretenção, telhados verdes, trincheiras de infiltração, pavimentos permeáveis, desconexão telhado-calha, valas com vegetação e reservatórios de captação de águas pluviais. Para cada técnica é necessário um conhecimento detalhado de suas características, bem como o entendimento do funcionamento da mesma no programa para posterior inserção de seus parâmetros.

Com a presença de práticas LID, a sub-bacia é representada, agora, por um percentual de áreas impermeáveis, permeáveis e área ocupada pelas práticas LID (Figura 12). O escoamento das áreas permeáveis é direcionado ao exutório da sub-bacia e o escoamento gerado pelas áreas impermeáveis pode ser destinado tanto para o exutório quanto para as áreas LID, representado, neste caso, pelo percentual de área tratada. Por fim, o escoamento gerado pelas áreas LID é direcionado ao exutório. É importante destacar que as áreas LID poderão ocupar uma parcela impermeável e permeável da sub-bacia, ocasionando uma mudança no percentual dessas áreas. Por isso, é importante verificar se tal prática tem uma área representativa na área total, a fim de se atualizar a largura e porcentagem de área impermeável da sub-bacia.

De modo geral, a representação das práticas LID (Figura 13) no SWMM é composta por camadas horizontais que, dependendo de qual prática adotada, algumas delas poderão ser suprimidas. Tais camadas são:

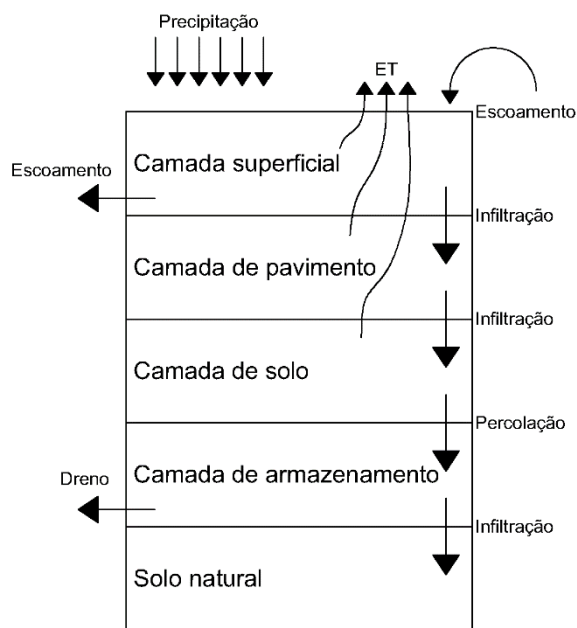
- Camada superficial: recebe diretamente a precipitação e o escoamento superficial de outras áreas. As perdas ocorrem por evapotranspiração, escoamento excedente e infiltração para a camada abaixo da mesma;
- Camada de solo e/ou pavimento: recebe a água infiltrada da camada superficial, perdendo água por evapotranspiração e percolação para a camada de armazenamento abaixo dela;
- Camada de armazenamento: pode ser contida de pedra britada, cascalho ou vazia, em que recebe a percolação da água da camada de solo. Pode perder água tanto por infiltração, caso esteja preenchida com material granular, para o solo natural abaixo, quanto por vazão de descarga composta de um sistema tubos de drenagem.

Figura 12 – Representação das áreas da sub-bacia e direção de escoamento superficial



Fonte: Adaptado de Rossman (2015).

Figura 13 – Representação geral das práticas LID



Fonte: Adaptado de Rossman (2015).

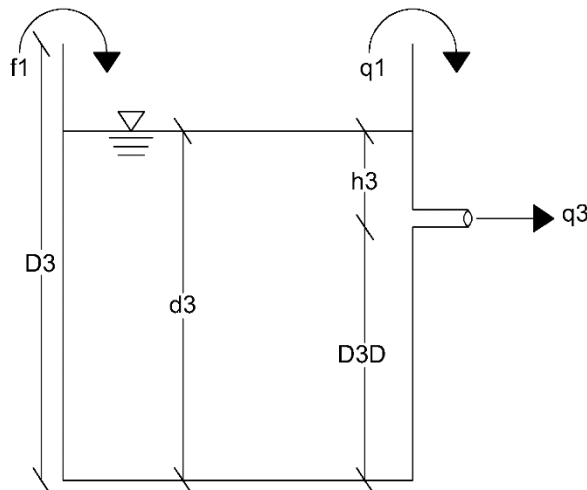
A modelagem das práticas LID no SWMM apresenta as seguintes suposições:

1. A área da seção transversal da camada não varia com a profundidade;
2. O fluxo vertical é unidimensional;
3. O fluxo de entrada é distribuído uniformemente na camada superior;
4. O teor de umidade é distribuído uniformemente na camada de solo.

Em cada camada é realizado um balanço hídrico, apresentando ao final de cada passo de tempo o desempenho da prática LID com vazões afluentes e efluentes, evapotranspiração, infiltração e armazenamento inicial e final calculados. No caso dos reservatórios de captação de águas pluviais, apenas a camada de armazenamento junto com o dreno e possível escoamento devido ao transbordamento estão envolvidos no processo, sem a presença de precipitação diretamente sobre a área, por estar fechada e camada de fundo impermeável (Figura 14). O balanço de massa é representado pela equação 36.

$$\frac{dd_3}{dt} = f_1 - q_1 - q_3 \quad (36)$$

Figura 14 – Modelo de simulação de reservatórios de lotes no SWMM



Fonte: O autor.

Em que:

dd_3 = Variação infinitesimal da profundidade da água no reservatório, em mm;

dt = Passo de tempo, em horas;

f_1 = fluxo de entrada no reservatório, em mm/h;

q_1 = fluxo de transbordamento, em mm/h;

q_3 = fluxo de saída pelo dreno, mm/h;

D_3 = altura do reservatório, em mm;

D_{3D} = distância da base do reservatório até a abertura do dreno, em mm;

h_3 = altura d'água que produzirá escoamento pelo dreno, em mm.

O funcionamento do reservatório é dado pelas seguintes condições:

- $h_3 = 0$ para $d_3 \leq D_{3D}$;
- $h_3 = d_3 - D_{3D}$ para $D_{3D} < d_3 \leq D_3$.

O fluxo de saída pelo dreno (q_3) em um intervalo de tempo (Δt) é limitado pelo volume de água armazenado no reservatório (equação 37):

$$q_3 = \text{mín} \left[q_3, \frac{d_3}{\Delta t} \right] \quad (37)$$

O SWMM permite que o dreno esteja fechado antes de um evento de chuva e, em seguida, aberto em uma quantidade de horas estipulada após o seu término. O fluxo de entrada ao reservatório (f_1) é o valor mínimo entre a quantidade capturada do escoamento da área tratada (q_0) e a quantidade de armazenamento disponível no mesmo ao longo do tempo (equação 38):

$$f_1 = \text{mín} \left[q_0, \frac{(D_3 - d_3)}{\Delta t} + q_3 \right] \quad (38)$$

Por fim, o fluxo de transbordamento (q_1) ocorre quando a quantidade capturada do escoamento da área tratada (q_0) é maior do que o fluxo de entrada (f_1) (equação 39).

$$q_1 = \text{máx}[0, q_0 - f_1] \quad (39)$$

O fluxo de saída pelo dreno (q_3) é regido pela equação 40.

$$q_3 = C_{3D} \cdot (h_3)^{n_{3D}} \quad (40)$$

Em que:

h_3 = altura d'água que produzirá escoamento pelo dreno, em mm;

C_{3D} = coeficiente do dreno, com dimensão: $\frac{mm^{(1-n_{3D})}}{h}$;

n_{3D} = expoente do dreno.

O dreno funciona como orifício ou tubo quando o expoente do dreno é igual a 0,5, então o coeficiente do dreno e o fluxo são dados pelas equações 41 e 42, respectivamente.

$$C_{3D} = C_d \cdot \left(\frac{A_3}{A_1}\right) \cdot \sqrt{2 \cdot g} \quad (41)$$

$$q_3 = C_{3D} \cdot (h_3)^{0,5} \quad (42)$$

Em que:

A_1 = área da base do reservatório, em m²;

A_3 = área da abertura do dreno, em m²;

g = aceleração da gravidade, em mm/h²;

C_d = coeficiente de descarga do dreno, adotado 0,6 no manual técnico da EPA.

2.5 Instrumentos Políticos de gestão em drenagem urbana no Brasil

A Constituição Federal do Brasil de 1988, em seu artigo 21, estabelece que compete à União planejar e promover a defesa permanente contra as calamidades públicas, especialmente as secas e as inundações. Além disso, em seu artigo 182, § 1º afirma que o Plano Diretor, aprovado em Câmara Municipal, obrigatório para cidades com mais de vinte mil habitantes, é o instrumento básico da política de desenvolvimento e de expansão urbana (BRASIL, 2016).

O estado de São Paulo por meio da Lei N° 12.526 de 2 de janeiro de 2007 estabelece normas para contenção de enchentes e destinação de águas pluviais. A lei obriga a implantação de sistema para a captação e retenção de águas pluviais, coletadas por telhados, coberturas, terraços e pavimentos descobertos, em lotes, edificadas ou não, que tenham área impermeabilizada superior a 500 m². A água contida no reservatório deverá preferencialmente infiltrar-se no solo, ser despejada na rede pública de drenagem, após uma hora de chuva e/ou ser utilizada em finalidades de uso não potáveis. Além disso, os estacionamentos em terrenos

autorizados, existentes e futuros, deverão ter 30% de sua área com piso drenante ou com área naturalmente permeável. O volume do reservatório é calculado pela equação a seguir:

$$V = 0,15 \cdot A_i \cdot i \cdot t_d \quad (43)$$

Em que: V é o volume do reservatório em m^3 ; A_i é a área impermeável em m^2 ; i é a intensidade pluviométrica, adotada na Lei 12.526 igual a 60 mm/h; t_d é o tempo de duração da chuva, adotado igual a 1 hora.

O estado do Rio de Janeiro por meio da Lei N° 7.463 de 18 de outubro de 2016 regulamenta os procedimentos para armazenamento de águas pluviais e águas cinzas para reaproveitamento e retardo da descarga na rede pública. As edificações públicas ou privadas, construídas que tenham área impermeabilizada superior a 500 m^2 , deverão ser dotadas de reservatório de águas pluviais que serão de acumulação para uso de fins não potáveis e águas cinzas, bem como reciclar as águas cinzas dos imóveis, caso o consumo seja igual ou superior a 20 m^3 de água por dia. O volume do reservatório de acumulação deverá ser calculado com base na equação a seguir.

$$V = K \cdot A_i \cdot p \quad (44)$$

Em que: V é o volume do reservatório em m^3 ; K é o coeficiente de abatimento igual a 0,15; A_i é a área impermeável em m^2 ; p é a altura pluviométrica, sendo a média pluviométrica dos últimos cinco anos.

A cidade de Recife, no estado de Pernambuco, por meio da Lei N° 18.112 de 12 de janeiro de 2015 dispõe sobre a melhoria da qualidade ambiental das edificações por meio da obrigatoriedade de instalação do “telhado verde”, e construção de reservatórios de acúmulo ou de retardo do escoamento das águas pluviais para a rede de drenagem. Os reservatórios deverão ser instalados em lotes com área superior a 500 m^2 , edificadas ou não, que tenham área impermeabilizada superior a 25% da área total do lote, e os mesmos poderão ser construídos em até 10% da área do lote. O volume do reservatório é calculado similarmente a equação 44, com a intensidade pluviométrica média para a cidade de Recife igual a 60 mm/h, coeficiente de abatimento K igual a 0,15 e 0,25 para o reservatório de acumulação e retardo, respectivamente, e área total do lote.

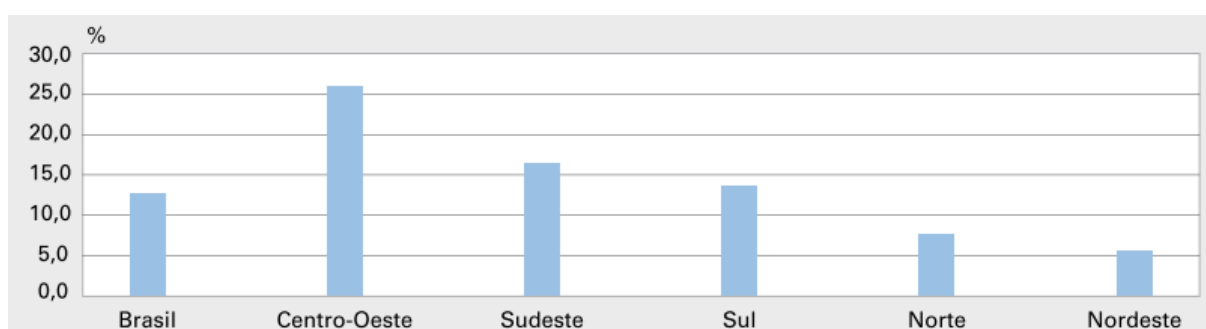
O município de Curitiba, no estado do Paraná, por meio do decreto N° 176 de 20 de março de 2007 dispõe sobre os critérios para implantação dos mecanismos de contenção de

cheias. Serão obrigatórios os reservatórios de retenção nos novos empreendimentos, ampliações e/ou reformas, independente do uso e localização, que impermeabilizarem área igual ou superior a 3000 m². Além disso, o decreto apresenta outras especificações.

É observado que alguns estados e municípios tenham se empenhado nos últimos anos em desenvolver ferramentas que auxiliem o bom desempenho dos sistemas de drenagem urbana, seja por meio de reservatórios de retenção ou outras estruturas que possibilitem o amortecimento de vazão e/ou a infiltração, mas conforme o último relatório da Pesquisa Nacional de Saneamento Básico - PNSB de 2008, publicado pelo IBGE junto com o Ministério das Cidades em 2010, que apresenta resultados relevantes dos serviços de abastecimento de água, esgotamento sanitário, manejo de águas pluviais e manejo de resíduos sólidos no Brasil (IBGE, 2010), a situação no país no quesito manejo de águas pluviais ainda precisa ser melhorada, tanto por meio do aumento da eficiência dos sistemas quanto aumento de recursos financeiros no setor.

Segundo o PNSB, dentre as 5266 entidades prestadoras do manejo de águas pluviais no Brasil, 5145 eram constituídas como órgãos da administração direta do poder público, sendo que do total de entidades, 5243 pertenciam à esfera municipal. A iniciativa privada representava apenas 13 entidades, sendo 10 identificadas como empresas e três como associações. No Brasil, dos 5256 municípios que declararam possuir manejo de águas pluviais, 12,7% possuíam dispositivos coletivos de retenção e amortecimento de vazão das águas pluviais urbanas (Figura 15).

Figura 15 – Percentual dos municípios que possuem dispositivos coletivos de retenção e amortecimento de vazão das águas pluviais urbanas, segundo o PNSB de 2008



Fonte: IBGE (2010).

De acordo com o PNSB, as três unidades da federação que apresentaram as maiores proporções de municípios com dispositivos coletivos de retenção e amortecimento de vazão das águas pluviais urbanas foram: Mato Grosso do Sul (53,8%), Paraná (31,8%) e Mato Grosso

(28,6%). As menores proporções foram em: Piauí (0,9%), Tocantins (2,9%) e Santa Catarina (3,1%).

2.6 Estudos nacionais e internacionais

Taji e Regulwar (2019) em estudo realizado na cidade de Aurangabad, estado de Maharashtra, Índia, projetaram um sistema de drenagem urbana convencional e outro acoplado com técnicas LID por meio de sistemas de captação de águas pluviais, sem considerar demanda de água, e pavimentos permeáveis, usando o SWMM auxiliado por ferramentas de GIS para períodos de retorno de 2, 5 e 10 anos em uma área de 138 Km². Os resultados da simulação mostraram que é necessária uma combinação de pelo menos duas ou mais práticas de LID para obter resultados satisfatórios, como a redução da pressão no sistema com consequente redução de diâmetros das tubulações do sistema convencional. A constatação do estudo mostra, ainda, que os sistemas de captação de águas pluviais são mais eficientes em áreas altamente urbanizadas, enquanto que o pavimento permeável fornece resultados satisfatórios em áreas moderadamente urbanizadas.

Drumond, Moura e Coelho (2018) compararam os hidrogramas de entrada em um microrreservatório, contendo um orifício e um vertedor, instalado na cidade de Belo Horizonte, estado de Minas Gerais, Brasil. Os hidrogramas de entrada foram obtidos de forma experimental, auxiliado por um sensor de nível instalado na estrutura, e por meio dos métodos teóricos Racional e NRCS-CN para eventos de precipitação no período de abril de 2015 a maio de 2017. A comparação entre os hidrogramas de entrada mostrou que o método Racional foi o que mais se aproximou dos dados monitorados, mas inferiores a estes valores. Os hidrogramas de saída foram determinados pelo Método de Puls para ambos os métodos teóricos, e foi encontrado uma eficiência em torno de 23%. Esta baixa eficiência pode ser evidenciada pela adoção do coeficiente de descarga da estrutura que influenciou as vazões de saída.

Teston et al. (2018) realizaram estudo na cidade de Curitiba, estado do Paraná, Brasil, em uma área de aproximadamente 8 hectares, compostos por 199 lotes, ruas e uma área de lazer. O impacto do uso de água de chuva foi avaliado tanto no consumo quanto no sistema de drenagem urbana, por meio da instalação de reservatórios nas residências. Os reservatórios foram dimensionados por dois métodos: Decreto municipal de Curitiba 293/2006 e o Método Prático Alemão, este presente na Norma Brasileira 15527/2007. Por meio de dados de chuva diários e três cenários diferentes de demanda, verificou-se a eficiência e segurança dos sistemas e ainda foi avaliado o impacto no hidrograma de vazão antes e depois dos sistemas analisados.

Observou-se que os reservatórios nas residências foram capazes de diminuir cerca de 4,4 a 4,9% da vazão de pico do hidrograma.

Bai et al. (2018) realizaram estudo no distrito de Sucheng, cidade de Suqian, província de Jiangsu, China, em área aproximadamente de 260 ha. Utilizando o modelo de gerenciamento de águas pluviais do SWMM, o projeto consistiu em analisar os efeitos de quatro cenários de drenagem urbana sob diferentes regimes de precipitação: o primeiro sem a utilização de técnicas LID, o segundo com a inserção de técnicas LID baseado em infiltração, o terceiro com adoção de técnicas LID baseado em armazenamento e o quarto uma combinação do segundo e terceiro cenários. Os resultados mostraram que as técnicas LID separadamente reduziram as vazões escoadas, mas o cenário combinado teve uma maior redução da vazão de pico e volume de inundação.

Palla, Gnecco e La Barbera (2017) realizaram modelagem hidráulico-hidrológica em dois cenários: o primeiro sem a implantação dos sistemas de captação pluvial e o segundo com a implantação desses sistemas. Para avaliar o impacto no escoamento na rede de drenagem, os autores utilizaram o SWMM na análise da simulação. A metodologia foi proposta em um bloco residencial urbano na cidade de Gênova, Itália. Com dados de precipitação de 2125 eventos e considerando uma demanda constante destinada à descarga em vasos sanitários, os resultados mostraram que os sistemas de captação pluvial reduziram em 33% e 26% em média, a vazão de pico e volume escoado, respectivamente, em comparação a não implantação desses sistemas. Os valores máximos de redução de vazão de pico foram de 65% e volume escoado de 51%.

Silva Junior, Silva e Cabral (2017) estudaram uma região propícia de alagamento numa área urbana de Recife, estado de Pernambuco, Brasil. Os autores propuseram a utilização de técnicas compensatórias como medidas de mitigação para o problema citado. De início, o modelo foi calibrado, e em seguida duas alternativas compensatórias foram simuladas no SWMM. A primeira sendo uma adequação da rede de drenagem existente e a segunda a adoção de reservatório de retenção na rede existente. Os resultados indicaram que a área de inundação foi reduzida. Em relação as medidas adotadas, foi comprovada que a primeira não resolveria os problemas de alagamentos locais, já a segunda medida resolveria o problema para períodos de retorno de 2 anos.

Gee e Hunt (2016) implementaram sistemas de captação de águas pluviais destinados a usos não-potáveis na Carolina do Norte, EUA, usando duas diferentes abordagens. Um dos sistemas foi equipado com um mecanismo de liberação passiva, onde o reservatório foi dividido em duas partes, sendo a primeira funcionando como retenção (parte superior),

liberando a água lentamente entre os eventos de chuva, e a outra como retenção (parte inferior), utilizado para atender a demanda. O outro mecanismo é denominado de ativo, liberando a água em tempo real dependendo da precipitação e do uso não-potável. Os resultados mostraram que o mecanismo de liberação passiva reduziu em média 82% e 90% o volume e vazão de pico, respectivamente, em relação a não utilização dessa técnica. Para o mecanismo de liberação ativa foram encontradas reduções de 91% e 93% para volume e vazão de pico, respectivamente.

Da Silva e Cabral (2014) realizaram estudo em uma bacia hidrográfica de 38.66 ha, avaliando a implantação de técnicas compensatórias do tipo retenção em lote, em ruas e na bacia, por meio de modelagem computacional no SWMM. Os resultados mostraram que a técnica compensatória implantada reduziu os níveis de inundação em todos os cenários, apresentando um impacto negativo, este relacionado ao custo de implantação.

Estudos mais recentes sobre a implementação de reservatórios de retenção nas redes de drenagem visam otimizar o tamanho, alocação na rede de drenagem e custos de implantação, manutenção e operação (CIMORELLI et al., 2016; GEE; HUNT, 2016; WANG; SUN; SWEETAPPLE, 2017), além da automatização dos processos envolvidos na retenção por meio dos denominados “sistemas inteligentes” (DI MATTEO et al., 2019).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Área de estudo

O município do Crato foi criado no ano de 1764 e está localizado ao sul do estado do Ceará ($7^{\circ}14'03''$ S e $39^{\circ}24'34''$ WGr), inserido na região de planejamento Cariri, Mesorregião do Sul Cearense e Microrregião do Cariri, possuindo uma área territorial de 1176 Km² e distância rodoviária para a capital do estado, Fortaleza, de 479 Km (IPECE, 2018). No censo de 2010 do IBGE, Crato teve uma população total de 121428 habitantes, densidade demográfica de 103 habitantes/Km², com 42,2% dos domicílios com esgotamento sanitário, 58,3% dos domicílios urbanos em vias públicas com arborização e apenas 3,5% de domicílios urbanos em vias públicas com urbanização (presença de bueiro, calçada, pavimentação e meio-fio).

De acordo com a FUNCEME (2012), o município tem um clima tropical quente semiárido brando e tropical quente subúmido, com uma pluviosidade média anual de 1091 mm, período chuvoso entre os meses de janeiro a maio, evapotranspiração potencial (EP) média anual de 1428 mm e temperatura média entre 24 a 26 °C. A maior parte do município está inserida na Bacia Hidrográfica do Salgado, pertencendo ao comitê da bacia do Salgado, e uma pequena parcela do município está inserida na Bacia do Alto do Jaguaribe. Próximo a Chapada do Araripe, Crato apresenta solos do tipo Argissolo, Latossolo e Neossolo e vegetação Carrasco, Floresta Caducifólia Espinhosa (Caatinga Arbórea), Floresta Subcaducifólia Tropical Pluvial (Mata Seca), Floresta Subcaducifólia Tropical Xeromorfa (Cerradão), Floresta Subperenifólia Tropical Pluvio-Nebular (Mata Úmida).

A Lei Nº 2590/2009 dispõe sobre o Parcelamento, Uso e Ocupação do Solo da cidade do Crato, apresentando uma divisão de zoneamento em 8 unidades, sendo: Zona Residencial (ZR), esta subdividida em 11 zonas; Zona de Uso Misto (ZUM); Zona de Renovação Urbana (ZRU); Zona Comercial e de Serviços Especiais (ZCSE); Zona Industrial (ZI); Zona Especial Ambiental (ZEA); Zona Especial de Interesse Social (ZEIS); Zona de Comércio e Serviço (ZCS).

O bairro Mirandão foi escolhido (Figuras 16a e 16b) como local de estudo para a realização da metodologia deste trabalho, justificado pelo aumento da urbanização na área nos últimos anos, por estar distante de outras áreas urbanizadas, não sendo influenciado por possíveis escoamentos superficiais oriundos das mesmas e pela existência de estudos acadêmicos realizados, como o de Feitosa (2015).

Pela Lei Nº 2590/2009, a área estudada com aproximadamente 29,1 hectares está inserida na ZR3, sendo permitidos o uso residencial unifamiliar, comércio e serviços de pequeno porte, uso misto, indústria leve e semi-artesanal, instituições de ensino e afins, postos de saúde e afins, com uma densidade populacional estimada de planejamento igual a 250 habitantes/hectare. Para a Zona Residencial 3, a taxa de permeabilidade mínima é de 25% e taxa de ocupação máxima é de 80%, com área mínima do lote igual 135 m² e recuos mínimos de 0, 3, 1,5 da frente, do fundo e da lateral do lote, respectivamente.

A área de estudo do bairro Mirandão, delimitada pelo encontro do prolongamento da via Projetada 43 com o eixo do riacho Saco e Lobo percorrendo-o até o encontro do prolongamento da rua Celeste Lira de Macedo até o eixo do riacho Constantino e finalizando na rua SDO, é composta em sua maioria por residências, alguns estabelecimentos comerciais, áreas institucionais, com uma parcela de vias pavimentadas de asfalto e outra de pedra tosca, além de áreas de solo exposto e parcelas de vegetação nativa.

Figura 16 – Localização do Bairro Mirandão, Crato, Ceará, Brasil



(a) Data: 02/06/2019. Fonte: Google Earth.



(b) Data: 21/08/2019. Fonte: Google Earth.

3.2 Metodologia

O Laboratório de Hidráulica Computacional da Universidade Federal do Ceará desenvolveu e continua aprimorando um grupo de *softwares*, denominado Sistema UFC, que auxiliam em trabalhos de engenharia hidráulica, hidrológica e hidrogeológica. Pacote desenvolvido na linguagem interna do AutoCAD, a AutoLISP, com a utilização, ainda, das linguagens VBA e JAVA, o Sistema UFC depois de instalado apresenta uma barra de comandos no AutoCAD ou AutoCAD Civil 3D (BEZERRA e CASTRO, 2009).

Um desses *softwares* é o módulo UFC8 que necessita da inserção das curvas de níveis e um mapa de fundo do arruamento da região. Tem por objetivo dimensionar redes de drenagem urbana, em que o projetista delimita as bacias de contribuição, informando seus parâmetros hidráulicos e hidrológicos. O escoamento gerado pela bacia é direcionado de forma uniforme às sarjetas e de forma pontual às bocas de lobo. Ambas estruturas são pré-dimensionadas e, em seguida, a capacidade de suporte de vazão é verificada. Caso a vazão não seja atendida, as dimensões são alteradas até suportarem a mesma. Posteriormente, a conexão dessas estruturas é feita com poços de visita, tubulações e/ou reservatórios de armazenamento que serão dimensionados pelo programa a partir de critérios estabelecidos.

O programa apresenta como vantagens a facilidade de manuseio e processamento das etapas de cálculo, a transferência rápida dos objetos inseridos no projeto para a simulação hidrodinâmica no SWMM, assim como a geração dos perfis da rede, dos quantitativos e do memorial de cálculo.

Na primeira etapa, uma rede de drenagem urbana convencional foi projetada no AutoCAD, dimensionada pelo Sistema UFC e simulada no SWMM. Em seguida, reservatórios de lotes foram inseridos no SWMM com dimensões estabelecidas, atuando no amortecimento de cheias. Com isso, os resultados hidráulicos e hidrológicos dos dois sistemas foram comparados em termos de vazões de pico, tempo de pico na bacia hidrográfica, lâmina d'água relativa conduzidas nos trechos e volume escoado nos exutórios da rede de drenagem urbana.

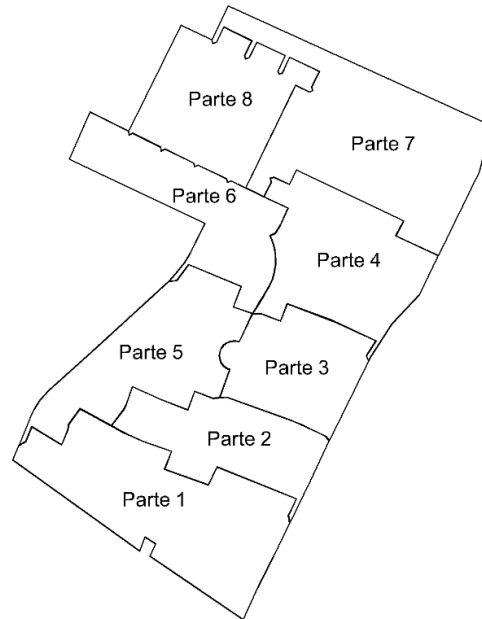
Na segunda etapa, simulações do volume dos reservatórios atuando no aproveitamento de água pluvial para usos não potáveis foram realizadas a partir da criação de cenários de demanda de água não potável e área de captação, de acordo com os métodos da NBR 15527/2007. Com isso, os volumes dos reservatórios de lotes urbanos atuando no amortecimento de cheias e no aproveitamento de água pluvial para usos não potáveis foram comparados para um exemplo hipotético.

A seguir, tem-se a descrição detalhada dessas etapas.

3.2.1 Delimitação das bacias de contribuição

O bairro Mirandão foi dividido em 8 partes (Figura 17) para o dimensionamento da rede de drenagem e simulações no SWMM.

Figura 17 – Sub-áreas do bairro Mirandão



Fonte: O autor.

A delimitação das bacias de contribuição de cada parte do bairro foi realizada em posse das curvas de níveis com espaçamento de 1 m, mapa de arruamentos e imagem da região no sistema UFC. As áreas foram classificadas em três grupos: quadras residenciais, ruas asfaltadas e áreas verdes. O termo quadra residencial refere-se a uma quantidade de lotes que produzem parte do escoamento suficiente para preencher a seção da sarjeta e útil nas etapas posteriores de inserção dos reservatórios de detenção dos lotes no SWMM.

Parâmetros hidráulicos e hidrológicos recorrentes na literatura, com valores detalhados nos Anexos 1, 2 e 3, foram informados para cada grupo (Tabela 1), como o coeficiente de escoamento (C), o valor do *Curve Number* (CN) e a abstração inicial (I_a), esta dependente da máxima infiltração acumulada potencial (S_R), necessários para o dimensionamento e simulação no SWMM. O método *SCS-CN* foi escolhido para a simulação do cálculo da chuva efetiva.

Tabela 1 – Parâmetros hidráulicos e hidrológicos escolhidos para a bacia hidrográfica

Grupo	Parâmetros da bacia de contribuição		
	C	CN^*	Ia
Quadras Residenciais	0,60	80	$0,2S_R$
Ruas asfaltadas	0,95	98	$0,2S_R$
Áreas verdes	0,25	80	$0,2S_R$

* Valor representante da área permeável.

Depois da delimitação de cada bacia, o programa UFC8 calculou, automaticamente, a área, o comprimento do rio principal, o desnível máximo, a largura do fluxo superficial e o tempo de concentração, além da vazão de pico (de projeto) após a escolha do método de transformação de chuva-vazão. Nesta etapa, o mesmo permite a escolha do Método Racional (auxiliado pelo coeficiente de escoamento) e o Método do Hidrograma Unitário Sintético do NRCS (auxiliado pelo valor do *Curve Number* e abstração inicial). Neste trabalho foi escolhido o primeiro, justificado na seção 3.2.3.

3.2.2 Tempo de concentração da bacia

O tempo de concentração da bacia é um parâmetro hidrológico que surgiu da hipótese de que a bacia hidrográfica responde linearmente ao escoamento superficial direto, sendo o tempo necessário para que toda a bacia esteja contribuindo na seção de saída ou exutório. De modo geral, representa o tempo gasto que uma partícula de água desloca do ponto mais alto até o ponto mais baixo ou exutório. Pode ser entendido, ainda, como a diferença de tempo entre o fim da precipitação efetiva e o fim do escoamento superficial direto. Entretanto, sabe-se que a diminuição das intensidades de chuva refletem em menores lâminas escoadas, consequentemente, essa abordagem pode ocasionar no aumento do verdadeiro valor do tempo de concentração, ou seja, quanto maior a intensidade de chuva menor o tempo de concentração da bacia (SILVEIRA, 2005).

O sistema UFC8 utiliza a equação de Kirpich para o cálculo do tempo de concentração da bacia, sendo uma das equações recomendadas pelo Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem do DNIT (2005). A equação 45 é válida para área da bacia menor que 1 km^2 e a equação 46 para área da bacia maior que 1 km^2 , respectivamente:

$$t_c = 57 \cdot \left(\frac{L^3}{\Delta H} \right)^{0,385} \quad (45)$$

$$t_c = 85,2 \cdot \left(\frac{L^3}{\Delta H} \right)^{0,385} \quad (46)$$

Em que:

t_c = tempo de concentração da bacia, em minutos;

L = comprimento do rio principal da bacia, em quilômetros;

ΔH = desnível máximo da bacia, em metros.

Apenas a equação 45 foi utilizada, pois as áreas contribuintes eram menores do que a restrição da fórmula.

3.2.3 *Transformação chuva-vazão*

A vazão de pico (de projeto) é um dado essencial no dimensionamento de estruturas hidráulicas, com um risco e duração de precipitação estabelecidos. Esta vazão pode ser encontrada por meio de dados fluviométricos ou modelos de transformação chuva-vazão. Diante da escassez de dados fluviométricos, normalmente recorre-se a segunda alternativa. O sistema UFC8 é capaz de calcular a vazão de pico da bacia hidrográfica pelo Método Racional e Método do Hidrograma Unitário Sintético do NRCS.

O método racional (equação 47) foi o escolhido, pois as áreas das bacias de contribuição eram inferiores a 1 Km². Este método assume que a intensidade de chuva permanece constante, toda a área está contribuindo para o escoamento, a duração do evento de chuva é igual ou maior que o tempo de concentração e a razão entre o volume escoado e o volume precipitado é expresso pelo coeficiente de escoamento. Além disso, a forma do hidrograma é triangular com tempo de pico e recessão igual ao tempo de concentração (CHIN, 2019). O valor do coeficiente de escoamento igual a unidade, indica uma impermeabilização total da superfície.

$$Q_P = \frac{C \cdot i \cdot A_B}{3,6} \quad (47)$$

Em que:

Q_p = vazão de pico da bacia hidrográfica, em m^3/s ;

C = coeficiente de escoamento, adimensional;

i = intensidade de chuva, em mm/h ;

A_B = área da bacia hidrográfica, em Km^2 .

A intensidade de chuva pode ser encontrada pelo uso das equações IDF. O programa UFC8 já disponibiliza uma coletânea dessas equações. A equação IDF da cidade do Crato foi utilizada:

$$i = \frac{31,86 \cdot (Tr - 2,08)^{0,0896}}{(t_d + 9,8325)^{0,7939}} \quad (48)$$

Em que:

i = intensidade de chuva, em mm/h ;

Tr = período de retorno, em anos;

t_d = duração da chuva, em minutos.

Por se utilizar o método racional foi considerado um tempo de duração da chuva igual ou superior ao tempo de concentração da bacia. Como as bacias de contribuição eram pequenas, menores que $1 Km^2$, os tempos de concentração calculados foram menores que 10 minutos. Portanto, o tempo de duração da chuva de projeto foi considerado igual a 10 minutos, valor recomendado pelo Manual de Drenagem de Rodovias do DNIT (2006) para sistemas urbanos.

O período de retorno, Tr , (equação 49) está relacionado com avaliações de projeto e risco em estudos hidrológicos e é definido como o inverso da probabilidade de um evento ser igualado ou superado num ano qualquer considerado como estacionário, $P(X \geq x)$, onde essa probabilidade ou risco é a falha do sistema em um ano qualquer (VOLPI et al., 2015).

$$Tr = \frac{1}{P(X \geq x)} \quad (49)$$

O Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais, Volume II, (2012, p.28) da cidade de São Paulo recomenda a utilização de períodos de retorno (Tabela 2) no intervalo de

2 a 10 anos para projetos de microdrenagem. O período de retorno adotado para a determinação das intensidades de projeto foi 10 anos.

Tabela 2 – Períodos de retorno propostos para projetos de drenagem urbana

Características do sistema	Tr (anos)
Microdrenagem	2 a 10
Macrodrenagem	25 a 50
Grandes corredores de tráfego e áreas vitais para a cidade	100
Áreas onde se localizam instalações e edificações de uso estratégico, como hospitais, bombeiros, polícia, centros de controles de emergência, etc.	500
Quando há risco de perdas de vida humanas	100 (mínimo)

Fonte: Adaptado de Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais, Volume II, (2012, p.28).

3.2.4 Elementos de condução do escoamento

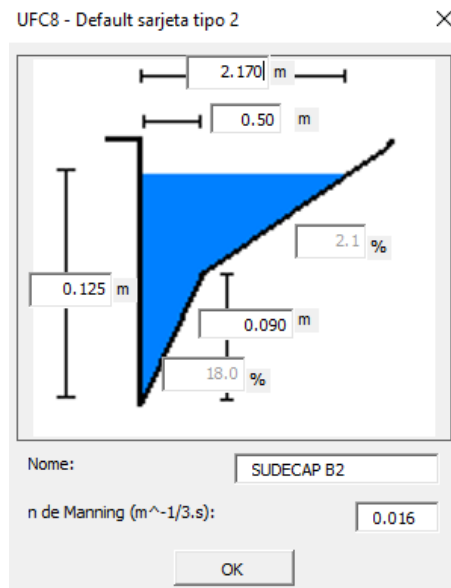
A metodologia utilizada na condução do escoamento é descrita nos tópicos posteriores, o que possibilitou a visualização dos resultados de forma mais clara.

3.2.4.1 Etapa 1: Dimensionamento da rede de drenagem

As sarjetas são o primeiro elemento de condução do escoamento. Elas foram pré-dimensionadas e, então, a capacidade de vazão na seção foi calculada pela fórmula de Manning (equação 50) e realizada uma comparação com a vazão escoada pela bacia de contribuição, ou vazão de pico calculada pelo método racional. O programa UFC8 disponibiliza a escolha de várias seções de sarjetas. A sarjeta tipo 2, modelo SUDECAP B2 de concreto foi escolhida (Figura 18).

O coeficiente de rugosidade de Manning escolhido foi igual a $0,016 \frac{s}{m^{1/3}}$, valor também adotado por Feitosa (2015). Caso, a capacidade da vazão da sarjeta fosse menor do que a vazão escoada, as dimensões da sarjeta devem ser alteradas até suportarem a vazão escoada ou diminuir a área da bacia de contribuição. Esta segunda opção foi escolhida.

Figura 18 – Janela de dimensões padrão da sarjeta Tipo 2, modelo SUDECAP B2



Fonte: Manual UFC8.

$$Q_{sarj} = \frac{1}{n} \cdot A_{sarj} \cdot R_{sarj}^{2/3} \cdot S_{sarj}^{0,5} \quad (50)$$

Em que:

Q_{sarj} = vazão suportada pela sarjeta, m³/s;

n = coeficiente de rugosidade de Manning, $\frac{s}{m^{1/3}}$;

A_{sarj} = área da seção da sarjeta, m²;

R_{sarj} = raio hidráulico da sarjeta, m;

S_{sarj} = declividade longitudinal da sarjeta, m/m.

O escoamento é conduzido pontualmente das bacias de contribuição às bocas de lobo. O programa UFC8 também disponibiliza a adoção de vários tipos dessas estruturas. A boca de lobo tipo guia sem depressão foi escolhida para captar esse escoamento (Figura 19), onde a capacidade de engolimento da boca de lobo é comparada com a vazão de pico da bacia de contribuição. Caso não seja atendida, a quantidade de bocas é aumentada manualmente.

Figura 19 – Parâmetros da equação da capacidade de engolimento da boca de lobo

UFC8 - Equação de captação da boca de lobo

$$Q = FL[a(y - b)^c - d]$$

Comprimento (L) da abertura na grelha e na guia em bocas coletoras(m):

Coefficiente de segurança (F) para captação de bocas coletoras:

a = **b** =

c = **d** =

Fonte: Manual UFC8.

Posteriormente, o traçado das galerias circulares de concreto e dos tubos de ligação foram realizados de forma manual e os poços de visita foram inseridos de forma automática. As equações de Saint Venant são utilizadas no dimensionamento dos trechos. Na aba de dimensionamento foi considerado declividades mínima e máxima das tubulações iguais a 0,5% e 7,5%; velocidade máxima no conduto igual a 5 m/s; degrau mínimo igual a 5 cm; lâmina máxima nos tubos circulares igual a 100% e folga mínima entre o tubo e o obstáculo igual 15 cm; recobrimento mínimo igual a 1 m e não permitindo a diminuição de diâmetros a jusante.

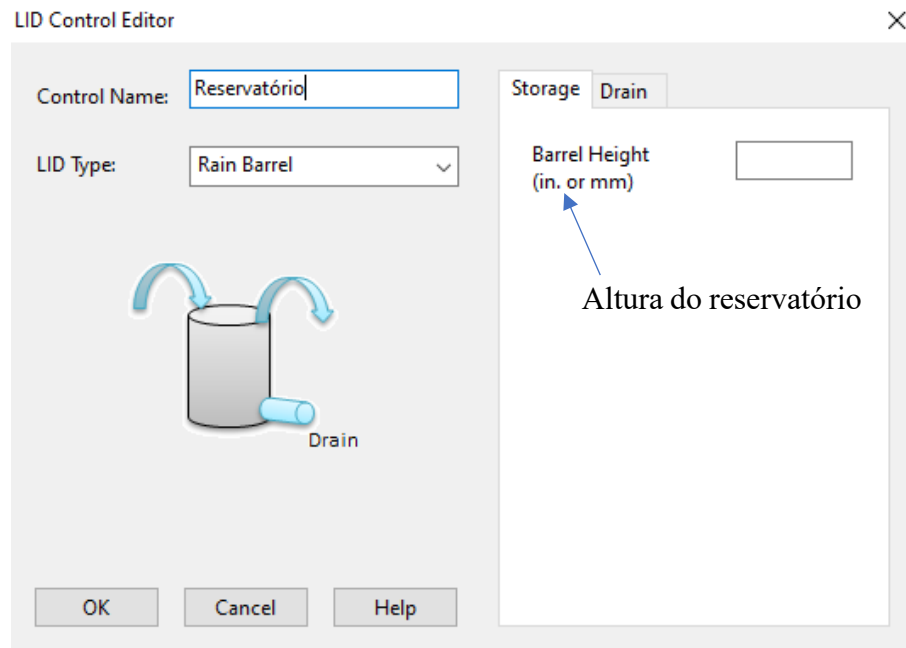
3.2.4.2 Etapa 2: Simulação com e sem reservatórios de amortecimento de cheias nos lotes

Com o projeto já dimensionado pelo Sistema UFC, o arquivo de entrada no SWMM foi gerado para cada uma das 8 partes. Para cada parte do bairro, o formato escolhido para modelagem dos reservatórios de detenção foi do tipo circular, com diâmetro de 1,5 m, pela justificativa de opções deste formato disponíveis no mercado. A altura foi alterada de 0 a 3 m, a cada 0,5 m. A altura de 0 m representa o sistema de drenagem sem os reservatórios de detenção, já as alturas de 0,5, 1, 1,5, 2, 2,5 e 3 m representam a variação da altura do reservatório e, conseqüentemente, seu volume máximo de armazenamento correspondente.

A altura do reservatório (Figura 20) e as características da estrutura de descarga (Figura 21) foram introduzidas ao programa SWMM na janela de edição de controle LID. Os parâmetros de coeficiente do dreno, expoente do dreno, altura de deslocamento e tempo em que o dreno permanece fechado foram todas definidas iguais a 0. A justificativa para essas escolhas é que o reservatório irá receber a contribuição das sub-bacias do tipo quadra residencial e ao

longo do tempo a altura de água no mesmo poderá elevar-se até a altura definida pelo usuário (Figura 20). Caso não haja mais capacidade de armazenamento, o escoamento será direcionado para o exutório da sub-bacia por extravasamento, seguindo a equação 36.

Figura 20 – Altura do reservatório de detenção



Fonte: Rossman (2015).

A quantidade de lotes presentes em cada sub-bacia do tipo quadra residencial foi contabilizada em posse de imagens do Google Earth, possibilitando a inserção da quantidade total de reservatórios de detenção em cada sub-bacia pela janela de implementação de LID. O parâmetro de porcentagem de área tratada foi definido igual a 100, pois desta forma todo o escoamento da área impermeável da sub-bacia será direcionado ao reservatório (Figura 22).

Portanto, a condução do escoamento nas sub-bacias foi realizada por meio de dois cenários: sem reservatórios de detenção (altura igual a 0 m), em que todo escoamento foi direcionado ao exutório da sub-bacia e conduzido pelos condutos; e com reservatórios de detenção, com variação de altura de 0,5 m a 3 m, com intuito de amortecer o escoamento, liberando o excesso ao exutório da sub-bacia. Desta maneira, comparações foram feitas em relação a estes dois cenários, no quesito hidrogramas de saída das sub-bacias e dos condutos, cargas hidráulicas nos condutos e volume escoado.

Figura 21 – Características da estrutura de descarga

Storage Drain

Flow Coefficient*

Flow Exponent

Offset Height (in. or mm)

Drain Delay (hours)

[Drain Advisor](#)

*Units are for flow in either in/hr or mm/hr; use 0 if there is no drain.

Coeficiente do dreno

Expoente do dreno

Altura de deslocamento

Tempo que o dreno permanece fechado

Fonte: Rossman (2015).

Figura 22 – Características do reservatório na bacia de contribuição

LID Usage Editor

LID Control Name: Reservatório

Area da base

Quantidade

LID Occupies Full Subcatchment

Area of Each Unit (sq ft or sq m)

Number of Units

% of Subcatchment Occupied N/A

Surface Width per Unit (ft or m)

% Initially Saturated

% of Impervious Area Treated

Send Drain Flow To:
(Leave blank to use outlet of current subcatchment)

Return all Outflow to Previous Area

Detailed Report File (Optional)

OK Cancel Help

Fonte: Rossman (2015).

3.2.5 Dimensionamento de reservatório de água pluvial de acordo com a NBR 15527

A Norma Brasileira 15.527/2007 denominada “Água de Chuva – Aproveitamento de coberturas em áreas urbanas para fins não potáveis – Requisitos” estabelece critérios de instalações hidráulicas, qualidade da água, bombeamento, manutenção e métodos para a implementação de reservatórios de água para usos não potáveis, em que o volume não aproveitável pode ser lançado na galeria de águas pluviais, na via pública ou ser infiltrado total ou parcialmente, desde que não haja perigo de contaminação do lençol freático, a critério da autoridade local competente. Vale salientar que a norma foi atualizada no ano de 2019, mas não apresenta os métodos descritos em sua versão anterior.

Os usos não potáveis em edificações, de acordo com a NBR 15527/2019 são: sistemas de resfriamento de água; descarga de bacias sanitárias e mictórios, independentemente do sistema de acionamento; lavagem de veículos; lavagem de pisos; reserva técnica de incêndio; uso ornamental (fontes, chafarizes e lagos); e irrigação para fins paisagísticos. Para outros usos, devem ser estudados os parâmetros de qualidade da água e o tratamento necessário para cada situação.

O volume de chuva aproveitável é dado por:

$$Q(t) = C \cdot P(t) \cdot A_c \cdot \eta \quad (51)$$

Em que:

$Q(t)$ = volume de chuva aproveitável no tempo t , [L³];

C = coeficiente de escoamento superficial;

$P(t)$ = precipitação pluviométrica no tempo t , [L];

A_c = área de captação, [L²];

η = fator de captação, levando em conta o dispositivo de descarte de sólidos e o desvio de escoamento inicial, caso este último seja utilizado. Valor recomendado pela norma igual a 0,90.

No dimensionamento dos reservatórios, a NBR 15527/2007 apresenta os métodos a seguir.

- **Método de Rippl**

Neste método pode ser utilizado séries históricas de precipitações mensais ou diárias. A metodologia que descreve o método é apresentada.

$$S(t) = D(t) - Q(t) \quad (52)$$

$$V_a = \sum S(t), \text{ somente para valores de } S(t) > 0 \quad (53)$$

Sendo que: $\sum D(t) < \sum Q(t)$.

Em que:

$S(t)$ = volume de água no reservatório no tempo t , [L³];

$Q(t)$ = volume de chuva aproveitável no tempo t , [L³];

$D(t)$ = demanda ou consumo no tempo t , [L³];

V_a = volume do reservatório de aproveitamento água pluvial, [L³].

- **Método da Simulação**

Neste método, para determinado mês é aplicado a equação da continuidade a um reservatório finito.

$$S(t) = Q(t) + S(t - 1) - D(t) \quad (54)$$

Sendo que: $0 \leq S(t) \leq V_a$.

Em que:

$S(t)$ = volume de água no reservatório no tempo t (final do mês), [L³];

$S(t - 1)$ = volume de água no reservatório no tempo $t - 1$ (início do mês), [L³];

$Q(t)$ = volume de chuva aproveitável no tempo t , [L³];

$D(t)$ = demanda ou consumo no tempo t , [L³];

V_a = volume do reservatório de aproveitamento de água pluvial, [L³].

Neste método, o volume do reservatório no final do mês foi calculado pelo balanço hídrico.

- **Método Azevedo Netto**

O volume do reservatório de aproveitamento de água pluvial (V_a), em litros, é calculado pela seguinte expressão.

$$V_a = 0,042 \cdot P_m \cdot A_c \cdot T \quad (55)$$

Em que:

P_m = precipitação média anual de chuva, [L];

A_c = área de captação, [L²];

T = número de meses do ano de pouca chuva ou seca, [T].

- **Método Prático Alemão**

Trata-se de um método empírico, onde o volume do reservatório adotado é o menor valor entre 6% do volume anual de consumo e 6% do volume de chuva aproveitável anual.

$$V_a = \text{mínimo}(Q_{\text{anual}}; D_{\text{anual}}) \cdot 0,06 \quad (56)$$

Em que:

D_{anual} = volume da demanda anual de água não potável, [L³];

Q_{anual} = volume de chuva aproveitável anual, [L³];

V_a = volume do reservatório de aproveitamento de água pluvial, [L³].

- **Método Prático Inglês**

O volume do reservatório de aproveitamento de água pluvial é obtido pela seguinte expressão:

$$V_a = 0,05 \cdot P_m \cdot A_c \quad (57)$$

Em que:

V_a = volume do reservatório de aproveitamento de água pluvial, [L³];

P_m = precipitação média anual de chuva, [L];

A_c = área de captação, [L²].

- **Método Prático Australiano**

Neste método, o volume de chuva aproveitável é obtido pela seguinte equação:

$$Q(t)_2 = A_c \cdot C \cdot (P_{mensal} - I_{inter}) \quad (58)$$

Em que:

$Q(t)_2$ = volume de chuva aproveitável no tempo t pelo Método Australiano, [L³];

A_c = área de captação, [L²];

C = coeficiente de escoamento superficial;

P_{mensal} = precipitação média mensal, [L];

I_{inter} = interceptação da água que molha as superfícies e perdas por evaporação, geralmente 2 mm, [L].

O cálculo do volume do reservatório é realizado por tentativas, até que sejam utilizados valores otimizados de confiança e volume do reservatório.

$$S(t) = Q(t)_2 + S(t - 1) - D(t) \quad (59)$$

Em que:

$S(t)$ = volume de água no reservatório no tempo t (final do mês), [L³];

$S(t - 1)$ = volume de água no reservatório no tempo t - 1 (início do mês), [L³];

$D(t)$ = demanda ou consumo no tempo t, [L³].

Para o primeiro mês, considera-se o reservatório vazio. Quando $Q(t)_2 + S(t - 1) - D(t) < 0$, então $S(t) = 0$. O volume do reservatório de aproveitamento de água pluvial, V_a , é calculado para uma confiança do sistema desejada, E . Recomenda-se que a confiança do sistema esteja entre o intervalo de 90% e 99%.

$$P_r = \frac{N_r}{N} \quad (60)$$

$$E = (1 - P_r) \quad (61)$$

Em que:

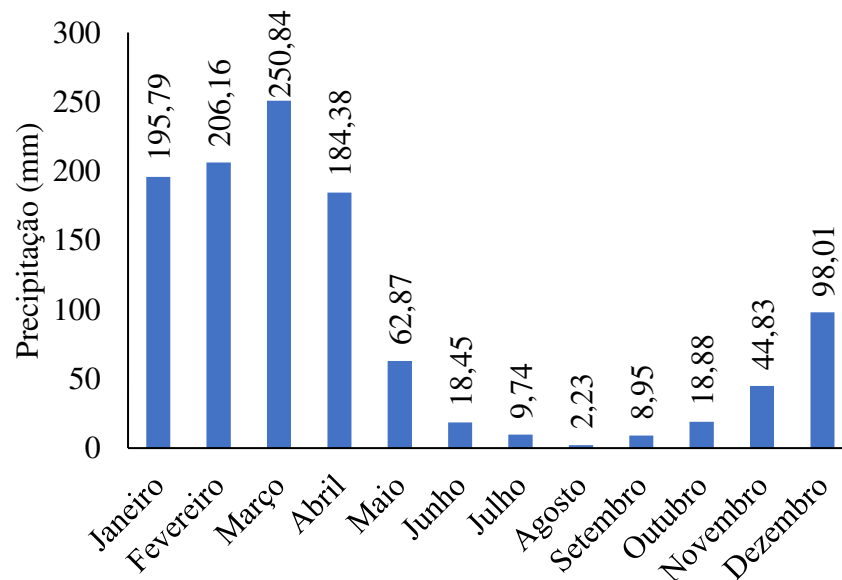
P_r = falha do sistema;

N_r = número de meses que o reservatório não atendeu à demanda, isto é, quando $S(t) = 0$, [T];

N = número de meses considerado, geralmente 12 meses, [T].

A série histórica de precipitação de chuva foi do município do Crato, Posto 43, latitude de -7,2383 e longitude de -39,4128, coletada do site da FUNCEME, com início em 1974 e término em 2019. Esse posto pluviométrico foi o escolhido por ser o mais próximo do bairro Mirandão. Em seguida, as precipitações médias mensais foram calculadas (Figura 23) e serviu de entrada nos métodos a partir dos cenários estudados. O mesmo tem uma precipitação média anual de 1101,13 mm.

Figura 23 – Precipitação Média Mensal do município do Crato, CE (Posto 43 da FUNCEME)



Fonte: O autor.

Em uma primeira análise, a área de captação, o coeficiente de escoamento e o fator de captação foram iguais a 100 m², 0,95 e 0,90, respectivamente. A demanda de água não

potável variou em 50, 100, 150 e 200 L/dia, portanto 4 cenários. Com isso, os volumes dos reservatórios foram calculados pelos Método de Rippl, Simulação, Australiano e Prático Alemão. Os métodos de Azevedo Netto e Prático Inglês não consideram a demanda, dificultando comparações de volumes dos reservatórios, mas, também, foram avaliados.

Em uma segunda análise, apenas o coeficiente de escoamento e o fator de captação foram fixados, sendo iguais a 0,95 e 0,90, respectivamente. A área de captação variou em 50, 75, 100, 125, 150, 175, 200, 225, 250, 275 e 300 m². A demanda de água não potável variou em 50, 100, 150, 200, 250, 300, 350, 400, 450, 500, 550 e 600 L/dia. Então, pelo Método da Simulação e variando o volume dos reservatórios de 1 a 10 m³, a cada 1 m³, foram obtidos o volume de chuva aproveitável anual, a demanda de água não potável anual, a porcentagem de extravasamento anual (relação entre o extravasamento anual e o volume de chuva aproveitável anual), a porcentagem de demanda não potável anual atendida (relação entre o suprimento anual e a demanda não potável anual) e a confiança do sistema (equação 61), totalizando 1320 combinações. Um código em linguagem VBA foi desenvolvido para a facilidade de extrações desses resultados.

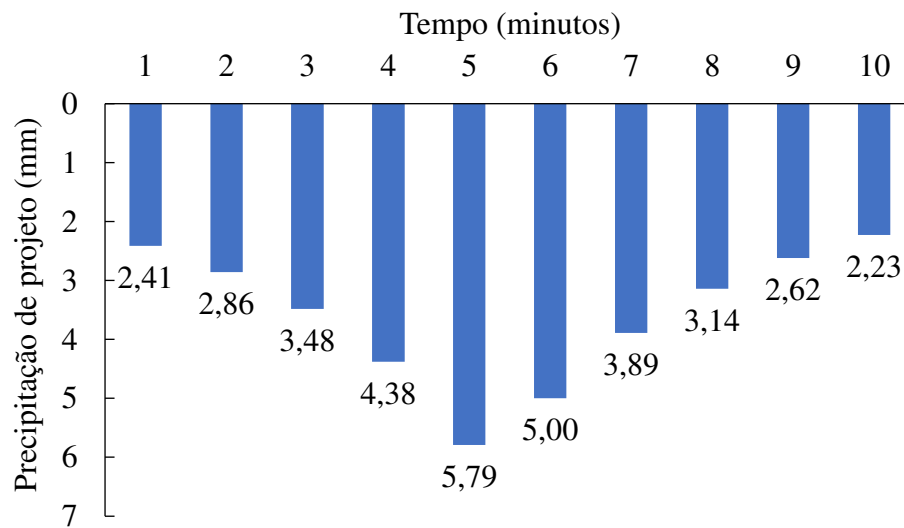
Posteriormente, a primeira e a segunda análises foram comparadas com uma simulação no SWMM com inserção de reservatório LID da mesma forma que o item 3.2.4.2, considerando um hietograma de projeto por blocos alternados para uma intensidade de chuva de período de retorno de 10 anos e duração 10 minutos em uma área de 100 m², com área impermeável, *Curve Number* e abstração inicial de 0,80, 80 e 0,2S, respectivamente.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Simulações nas sub-bacias

Após a inserção do período de retorno de 10 anos e tempo de duração da chuva de 10 min, o programa UFC calculou a intensidade de chuva de projeto pela equação IDF do município do Crato e, ainda, determinou o hietograma de projeto pelo método dos blocos alternados (Figura 24).

Figura 24 – Hietograma de projeto



Fonte: O autor.

Em seguida, a delimitação e transformação chuva-vazão das bacias de contribuição nas 8 partes definidas no bairro Mirandão foi realizada de forma manual, e dimensionamento da rede de drenagem como descrito no item 3.2.4.1. Um resumo das características de cada parte é apresentado na Tabela 3.

O arquivo de entrada no SWMM foi gerado para cada uma das 8 sub-áreas do bairro Mirandão (Apêndice A). Para cada parte, seguiu-se a metodologia descrita no item 3.2.4.2, inserindo reservatórios de 1,5 m de diâmetro nas sub-bacias do tipo quadra residencial e variando-se a altura de 0 a 3 m nos lotes urbanos (Tabela 3).

Tabela 3 – Características das sub-áreas

Sub-área	Área total (hectares)	Total de sub-bacias	Total de sub-bacias com reservatórios	Lotes com reservatório
Parte 1	4,98	81	32	175
Parte 2	2,62	44	16	97
Parte 3	2,55	33	6	42
Parte 4	3,61	43	19	119
Parte 5	3,50	53	19	117
Parte 6	2,95	47	14	83
Parte 7	5,55	76	27	173
Parte 8	3,36	51	21	160

Fonte: O autor.

A implantação de reservatórios de retenção no grupo quadras residenciais (Tabela 4) com altura de 300 cm, reduziu as vazões de pico dessas sub-bacias em média 82%, 82%, 82%, 80%, 78%, 80%, 75% e 83% para cada uma das partes do bairro. Com a altura de 250 cm, os reservatórios foram capazes de reduzir as vazões de pico em média na ordem de 78%, 79%, 76%, 68%, 71%, 70%, 65% e 83% para cada parte. Já com a altura de 200 cm, os reservatórios foram capazes de reduzir as vazões de pico em média na ordem de 70%, 62%, 53%, 43%, 53%, 36%, 44% e 79% para cada parte, com menor redução de eficiência na parte 6. Para as alturas do reservatório de 150, 100 e 50 cm, as reduções percentuais mostraram-se, na maioria, ineficientes, em comparação com as outras alturas.

Tabela 4 – Redução percentual de vazões de pico nas sub-bacias do bairro Mirandão (continua)

Percentual de reduções de vazões de pico das sub-bacias								
Sub-área	Descrição	Sem LID	Com LID (altura do reservatório em cm)					
			300	250	200	150	100	50
Parte 1	Média	0%	82%	78%	70%	33%	9%	0%
	Desvio Padrão	0%	0%	12%	22%	17%	4%	0%
Parte 2	Média	0%	82%	79%	62%	21%	6%	0%
	Desvio Padrão	0%	1%	11%	19%	5%	4%	0%

Tabela 4 – Redução percentual de vazões de pico nas sub-bacias do bairro Mirandão (conclusão)

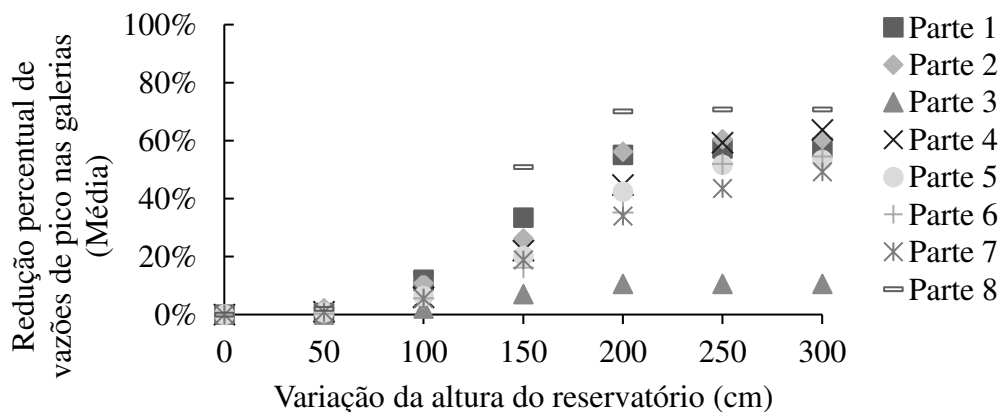
Percentual de reduções de vazões de pico das sub-bacias								
Sub-área	Descrição	Sem LID	Com LID (altura do reservatório em cm)					
			300	250	200	150	100	50
Parte 3	Média	0%	82%	76%	53%	17%	4%	0%
	Desvio Padrão	0%	0%	16%	17%	5%	3%	0%
Parte 4	Média	0%	80%	68%	43%	15%	2%	0%
	Desvio Padrão	0%	8%	21%	26%	11%	3%	0%
Parte 5	Média	0%	78%	71%	53%	18%	4%	0%
	Desvio Padrão	0%	16%	21%	28%	9%	3%	0%
Parte 6	Média	0%	80%	70%	36%	14%	4%	0%
	Desvio Padrão	0%	6%	21%	16%	6%	3%	0%
Parte 7	Média	0%	75%	65%	44%	18%	2%	0%
	Desvio Padrão	0%	20%	25%	26%	16%	3%	0%
Parte 8	Média	0%	83%	83%	79%	41%	10%	0%
	Desvio Padrão	0%	1%	1%	11%	16%	4%	0%

Fonte: O autor.

4.2 Simulações nas galerias

A seguir, os resultados das simulações de vazões e altura de lâmina d'água relativa nas galerias são mostrados em termos de reduções percentuais para todas as partes do bairro.

Gráfico 1 – Resultados das reduções percentuais de vazões de pico nas galerias

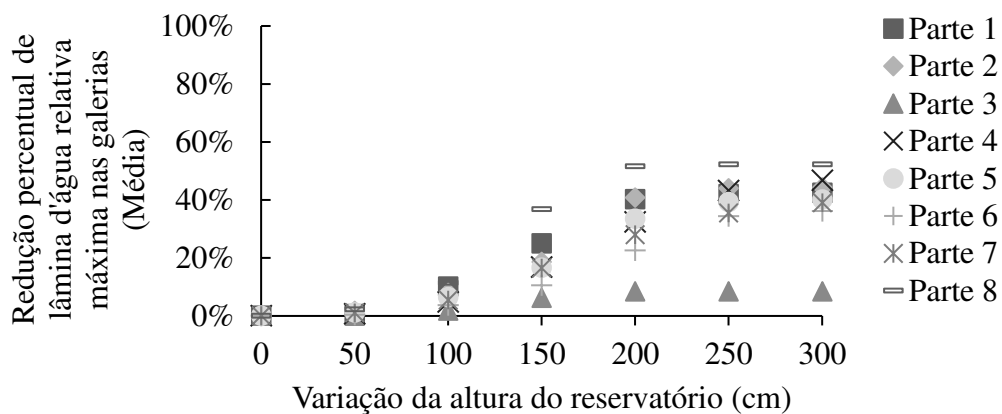


Fonte: O autor.

As menores eficiências foram encontradas na parte 3, por ser uma área com a menor presença de lotes com reservatórios em comparação com as outras partes. Excluindo a mesma, a eficiência variou entre os limites mínimos e máximos em 49% a 71%, 44% a 71%, 34% a 70%, 19% a 51%, 6% a 15%, 0% a 2% para as alturas de 300, 250, 200, 150, 100 e 50 cm em termos de vazões de pico nas galerias (Gráfico 1).

Os resultados das reduções percentuais de vazões de pico nas galerias evidenciaram que a eficiência do sistema não foi alterada em algumas situações de aumento da altura do reservatório, pois o nível de água no mesmo estabilizou-se. Portanto a presença de tendência de um patamar indicará a altura do reservatório otimizada do ponto de vista hidráulico. Deste modo, as alturas otimizadas seriam 200, 200, 200, 250, 250, 250, 250 e 200 para as partes 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 e 8, respectivamente. Porém, ressalta-se que a escolha da altura do reservatório irá depender da eficiência a ser atingida.

Gráfico 2 – Resultados das reduções percentuais de lâmina d'água relativa máxima nas galerias



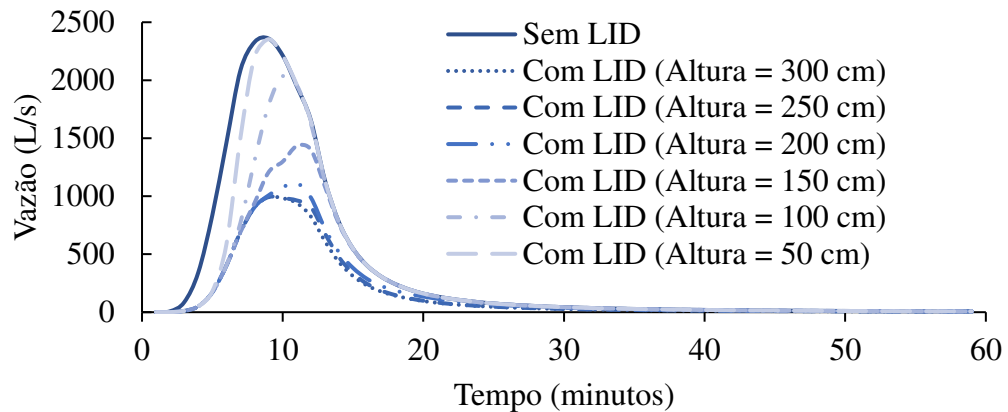
Fonte: O autor.

As menores reduções percentuais de lâmina d'água relativa máxima nas galerias (Gráfico 2) foram notadas, também, na parte 3, pela justificava de que tal área contém a menor quantidade de reservatórios instalados, com reduções iguais a 8%, 8%, 8%, 6%, 2% e 0% para alturas do reservatório de 300, 250, 200, 150, 100 e 50 cm. Em relação as outras partes estudadas, as reduções percentuais de lâmina d'água relativa máxima variaram entre limites mínimos e máximos de 36% e 52%, 34% e 52%, 23% e 52%, 11% e 37%, 4% e 11%, 0% e 2% para as alturas de 300, 250, 200, 150, 100 e 50 cm, respectivamente.

4.3 Simulações nos exutórios

A seguir, os resultados numéricos dos hidrogramas em cada exutório são apresentados em forma de gráfica.

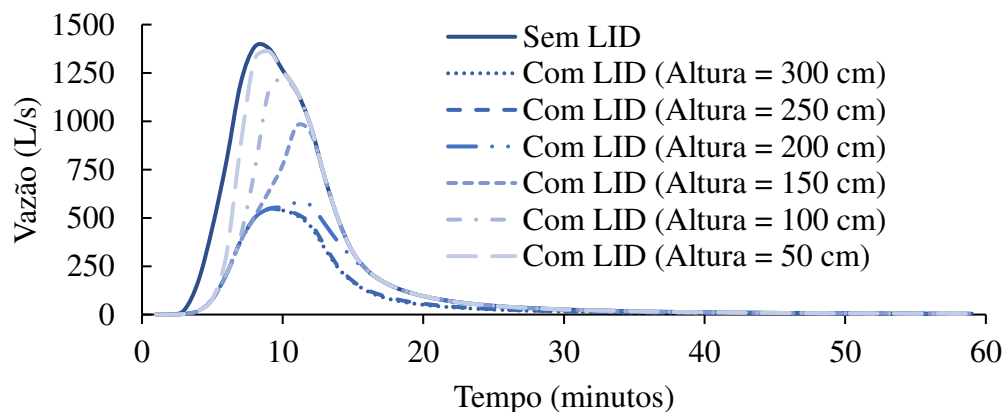
Gráfico 3 – Hidrogramas no exutório da parte 1



Fonte: O autor.

Na parte 1, as vazões de pico foram $2,39 \text{ m}^3/\text{s}$ para a situação sem reservatório e $2,36, 2,05, 1,46, 1,11, 0,99, 0,99 \text{ m}^3/\text{s}$ para a situação com reservatório com altura de 50, 100, 150, 200, 250 e 300 cm (Gráfico 3).

Gráfico 4 – Hidrogramas no exutório da parte 2

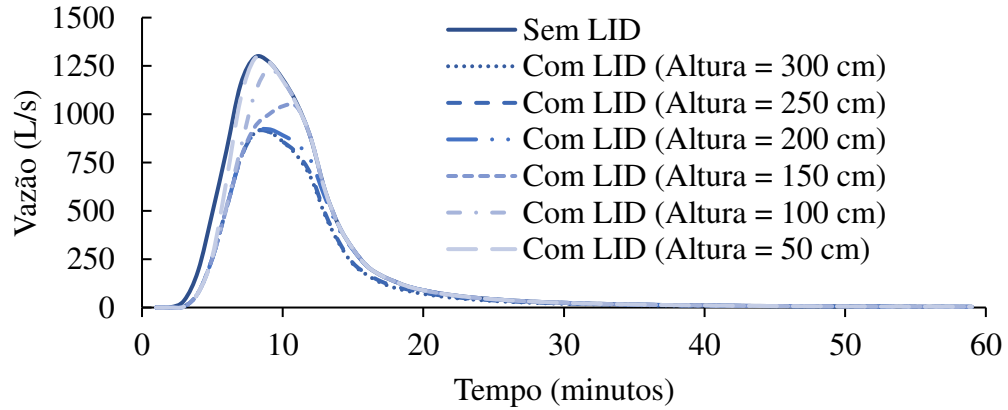


Fonte: O autor.

Na parte 2, as vazões de pico foram $1,4 \text{ m}^3/\text{s}$ para a situação sem reservatório e $1,38, 1,23, 1,00, 0,58, 0,55, 0,55 \text{ m}^3/\text{s}$ para a situação com reservatório com altura de 50, 100, 150,

200, 250 e 300 cm (Gráfico 4).

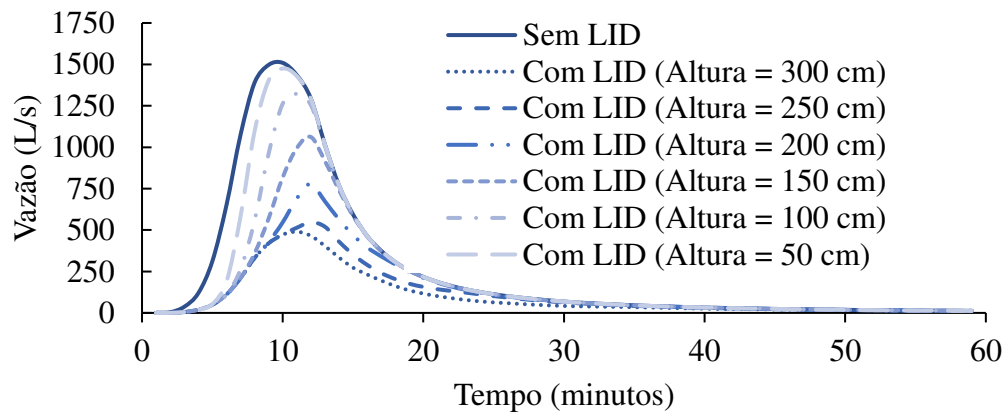
Gráfico 5 – Hidrogramas no exutório da parte 3



Fonte: O autor.

Na parte 3, as vazões de pico foram 1,31 m³/s para a situação sem reservatório e 1,30, 1,23, 1,06, 0,92, 0,92, 0,92 m³/s para a situação com reservatório com altura de 50, 100, 150, 200, 250 e 300 cm (Gráfico 5).

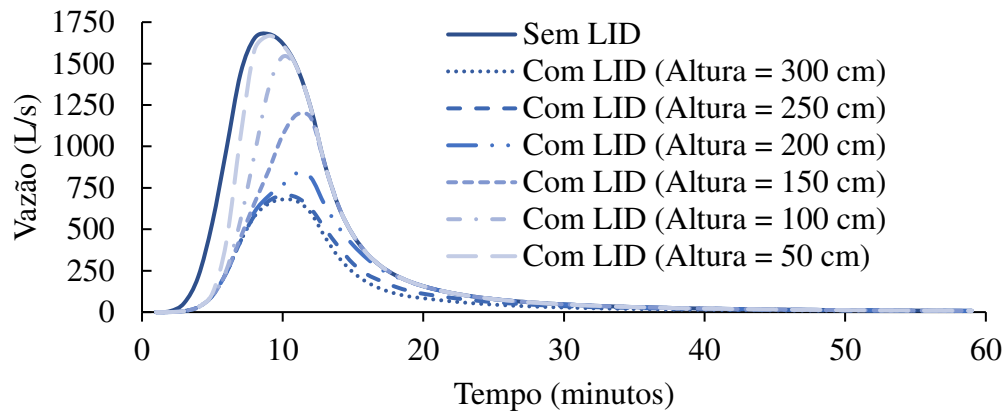
Gráfico 6 – Hidrogramas no exutório da parte 4



Fonte: O autor.

Na parte 4 as vazões de pico foram 1,51 m³/s para a situação sem reservatório e 1,48, 1,32, 1,06, 0,78, 0,55, 0,49 m³/s para a situação com reservatório com altura de 50, 100, 150, 200, 250 e 300 cm (Gráfico 6).

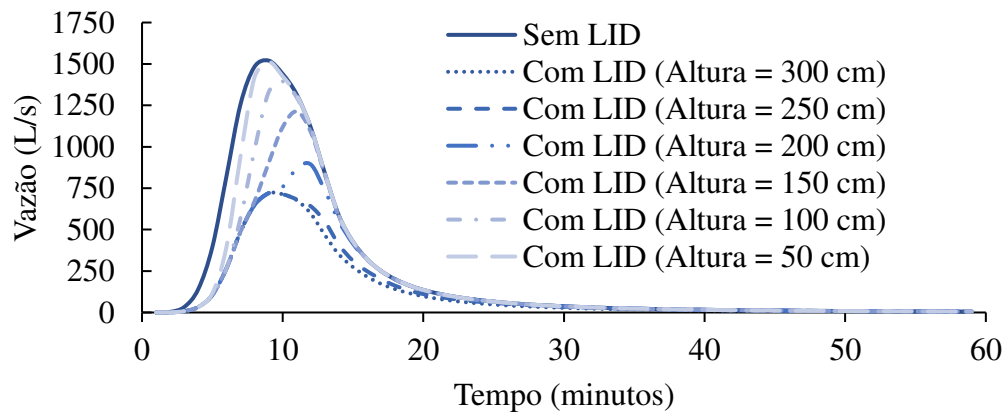
Gráfico 7 – Hidrogramas no exutório da parte 5



Fonte: O autor.

Na parte 5 as vazões de pico foram 1,69 m³/s para a situação sem reservatório e 1,67, 1,54, 1,23, 0,86, 0,71, 0,68 m³/s para a situação com reservatório com altura de 50, 100, 150, 200, 250 e 300 cm (Gráfico 7).

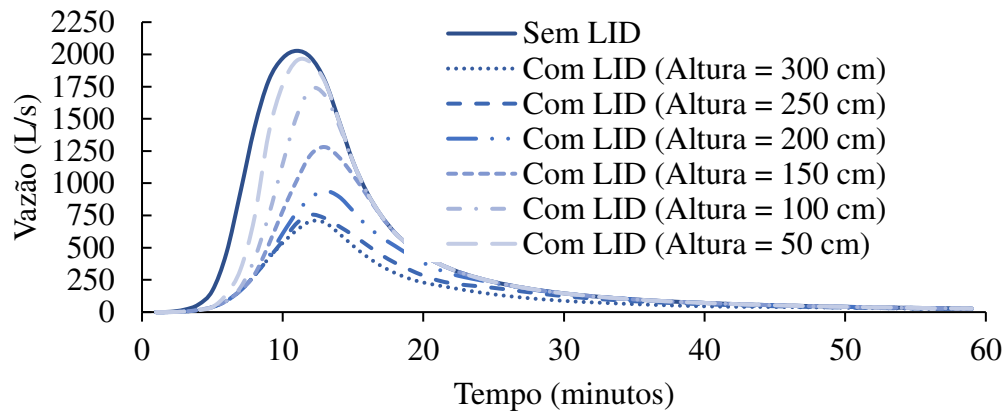
Gráfico 8 – Hidrogramas no exutório da parte 6



Fonte: O autor.

Na parte 6 as vazões de pico foram 1,53 m³/s para a situação sem reservatório e 1,51, 1,40, 1,21, 0,93, 0,72, 0,72 m³/s para a situação com reservatório com altura de 50, 100, 150, 200, 250 e 300 cm (Gráfico 8).

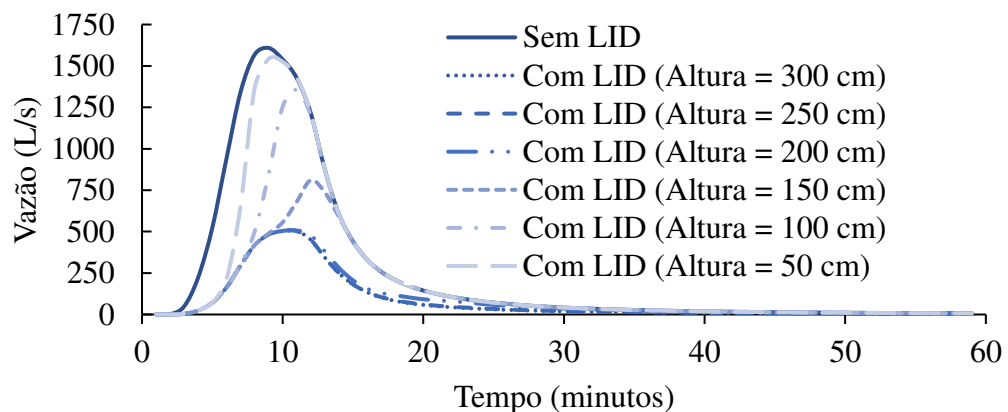
Gráfico 9 – Hidrogramas no exutório da parte 7



Fonte: O autor.

Na parte 7 as vazões de pico foram 2,03 m³/s para a situação sem reservatório e 1,96, 1,74, 1,28, 0,94, 0,76, 0,71 m³/s para a situação com reservatório com altura de 50, 100, 150, 200, 250 e 300 cm (Gráfico 9).

Gráfico 10 – Hidrogramas no exutório da parte 8



Fonte: O autor.

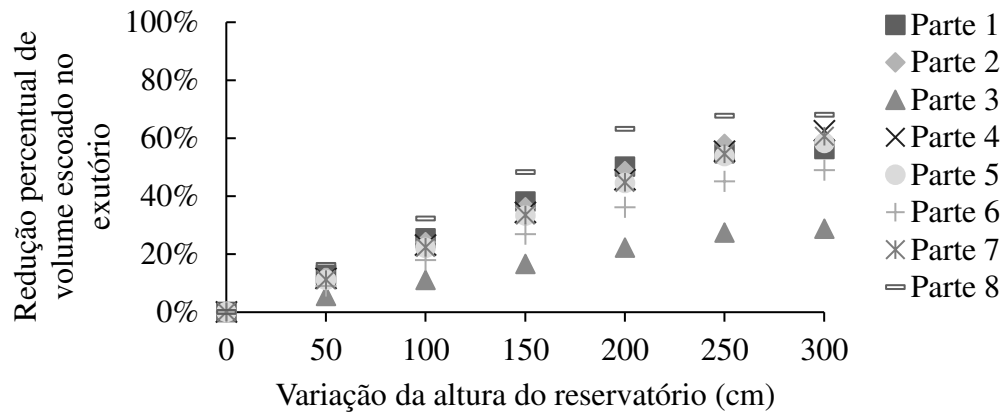
Na parte 8 as vazões de pico foram 1,62 m³/s para a situação sem reservatório e 1,56, 1,36, 0,81, 0,51, 0,51, 0,51 m³/s para a situação com reservatório com altura de 50, 100, 150, 200, 250 e 300 cm (Gráfico 9).

Apesar das reduções das vazões de pico e volume escoado nos exutórios, como pode ser observado pelos hidrogramas (Gráficos 3 ao 10), o tempo de pico não sofreu aumentos significativos com a implantação dos reservatórios de detenção, com valores variando entre 8 e 13 minutos com e sem estes dispositivos. Isto pode ser justificado pela geração das vazões de

pico das sub-bacias do tipo ruas asfaltadas ocorrerem nos mesmos instantes de tempo das situações com reservatório.

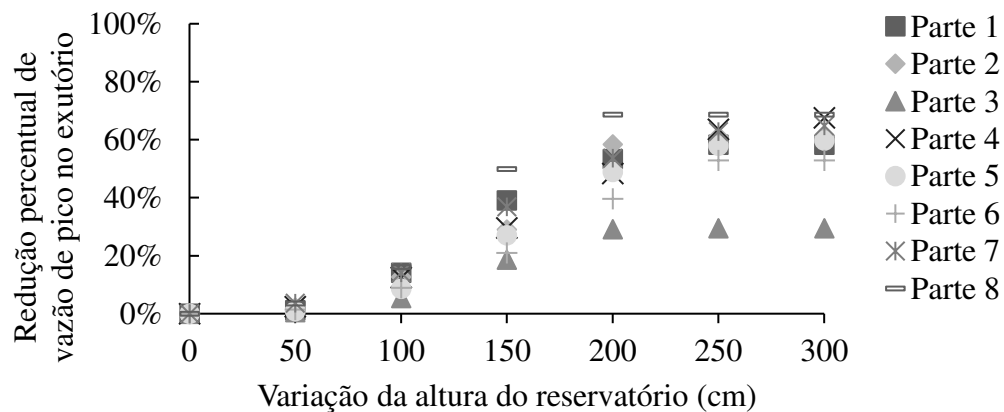
A seguir, os resultados das simulações de vazões de pico e volume escoado no exutório são mostrados em termos de reduções percentuais para todas as partes do bairro.

Gráfico 11 – Reduções percentuais de volume escoado no exutório



Fonte: O autor.

Gráfico 12 – Reduções percentuais de vazão de pico no exutório



Fonte: O autor.

Em termos de reduções de volume escoado no exutório (Gráfico 11), tem-se: na parte 1, as reduções percentuais foram de 56%, 55%, 50%, 38%, 25% e 13% para as alturas de 300, 250, 200, 150, 100 e 50 cm, respectivamente; na parte 2, as reduções percentuais foram de 59%, 58%, 49%, 36%, 24% e 12% para as alturas de 300, 250, 200, 150, 100 e 50 cm, respectivamente; na parte 3, as reduções percentuais foram de 29%, 27%, 22%, 17%, 11% e 6% para as alturas de 300, 250, 200, 150, 100 e 50 cm, respectivamente; na parte 4, as reduções

percentuais foram de 63%, 55%, 46%, 34%, 23% e 12% para as alturas de 300, 250, 200, 150, 100 e 50 cm, respectivamente; na parte 5, as reduções percentuais foram de 58%, 54%, 44%, 33%, 22% e 11% para as alturas de 300, 250, 200, 150, 100 e 50 cm, respectivamente; na parte 6, as reduções percentuais foram de 49%, 45%, 36%, 27%, 18% e 9% para as alturas de 300, 250, 200, 150, 100 e 50 cm, respectivamente; na parte 7, as reduções percentuais foram de 61%, 55%, 45%, 34%, 22% e 11% para as alturas de 300, 250, 200, 150, 100 e 50 cm, respectivamente; na parte 8, as reduções percentuais foram de 68%, 68%, 63%, 48%, 32% e 16% para as alturas de 300, 250, 200, 150, 100 e 50 cm, respectivamente.

Em termos de reduções de vazão de pico no exutório (Gráfico 12), tem-se: na parte 1, as reduções percentuais foram de 58%, 58%, 53%, 39%, 14% e 1% para as alturas de 300, 250, 200, 150, 100 e 50 cm, respectivamente; na parte 2, as reduções percentuais foram de 61%, 61%, 58%, 29%, 13% e 2% para as alturas de 300, 250, 200, 150, 100 e 50 cm, respectivamente; na parte 3, as reduções percentuais foram de 29%, 29%, 29%, 19%, 5% e 1% para as alturas de 300, 250, 200, 150, 100 e 50 cm, respectivamente; na parte 4, as reduções percentuais foram de 68%, 64%, 48%, 30%, 12% e 2% para as alturas de 300, 250, 200, 150, 100 e 50 cm, respectivamente; na parte 5, as reduções percentuais foram de 60%, 58%, 49%, 27%, 9% e 1% para as alturas de 300, 250, 200, 150, 100 e 50 cm, respectivamente; na parte 6, as reduções percentuais foram de 53%, 53%, 40%, 21%, 9% e 1% para as alturas de 300, 250, 200, 150, 100 e 50 cm, respectivamente; na parte 7, as reduções percentuais foram de 65%, 63%, 54%, 37%, 14% e 4% para as alturas de 300, 250, 200, 150, 100 e 50 cm, respectivamente; na parte 8, as reduções percentuais foram de 69%, 69%, 69%, 50%, 16% e 3% para as alturas de 300, 250, 200, 150, 100 e 50 cm, respectivamente.

Os resultados nos exutórios evidenciaram que a eficiência de cada parte estudada não foi alterada em algumas situações de aumento da altura do reservatório, pois o nível de água no mesmo estabilizou-se, com o reservatório amortecendo toda a vazão da área impermeável do lote, com escoamento direcionado ao exutório, principalmente, decorrente das ruas asfaltadas. Portanto a presença de tendência de um patamar indicará a altura do reservatório otimizada do ponto de vista hidráulico. Deste modo, as alturas otimizadas seriam 200, 200, 200, 250, 250, 250, 250 e 200 para as partes 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 e 8, respectivamente. Porém, ressalta-se que a escolha da altura do reservatório irá depender da eficiência a ser atingida, pois como mencionado nos resultados, em certos casos a altura do reservatório de 150 cm teve uma eficiência de 39%, 37%, 50% na parte 1, 7 e 8, respectivamente.

4.4 Verificações do volume dos reservatórios de amortecimento de cheias e aproveitamento de água de chuva para usos não potáveis

Na primeira análise, a área de captação, o coeficiente de escoamento e o fator de captação foram iguais a 100 m², 0,95 e 0,90, respectivamente. Os resultados (Tabela 5) revelaram que os volumes dos reservatórios foram aumentando com o acréscimo das demandas de água não potável de 50, 100, 150 e 200 L/dia de acordo com os Métodos de Rippl, Simulação, Australiano e Prático Alemão, sendo este último o que apresentou os menores volumes.

Os volumes obtidos pelo Método de Rippl foram próximos aos volumes obtidos pelo Método da Simulação e Australiano para 100% de confiança, ou seja, atendimento em todos os meses do ano. Para 75% de confiança (falha em 3 meses do ano), os Métodos da Simulação e Australiano foram capazes de obter volumes do reservatório bem abaixo daqueles obtidos pelo nível de confiança de 100%, principalmente para as demandas de 100, 150 e 200 L/dia.

Os volumes calculados pelos Métodos da Simulação e Australiano foram próximos. Isso pode ser justificado pelo princípio de dimensionamento que consideram o balanço hídrico como determinante no cálculo. A pequena discrepância entre eles é que o primeiro considera o fator de captação e não a interceptação nos cálculos, sendo o oposto observado no segundo.

O Método Prático Inglês não analisa a demanda de água não potável no cálculo do volume, e foi igual a 5,51 m³. O mesmo ocorre no Método de Azevedo Netto que há a presença de uma variável que torna o método empírico (o número de meses de pouca chuva ou seca, sendo considerado igual a 7, devido a distribuição de chuvas do município do Crato). Esta consideração fez com que o volume calculado por este método fosse igual a 32,37 m³.

Tabela 5 – Volume dos reservatórios de água pluvial de acordo com a NBR 15527/2007 (continua)

Métodos da NBR 15527/2007	Demanda (L/dia)	Volume (m ³)
Rippl	50	2,79
	100	10,27
	150	18,64
	200	28,51

Tabela 5 – Volume dos reservatórios de água pluvial de acordo com a NBR 15527/2007 (conclusão)

Métodos da NBR 15527/2007	Demanda (L/dia)	Volume (m ³)	
Simulação	50	0,60	
	75% de confiança	100	3,70
		150	11,20
		200	16,50
	100% de confiança	50	2,80
		100	10,30
150		18,70	
Australiano	200	28,60	
	50	1,00	
	75% de confiança	100	3,90
		150	11,50
		200	16,30
	100% de confiança	50	3,20
100		10,70	
150		18,80	
Prático Alemão	200	28,30	
	50	1,10	
	100	2,20	
Prático Inglês	150	3,29	
	200	4,39	
Azevedo Neto	-	5,51	
	-	32,37	

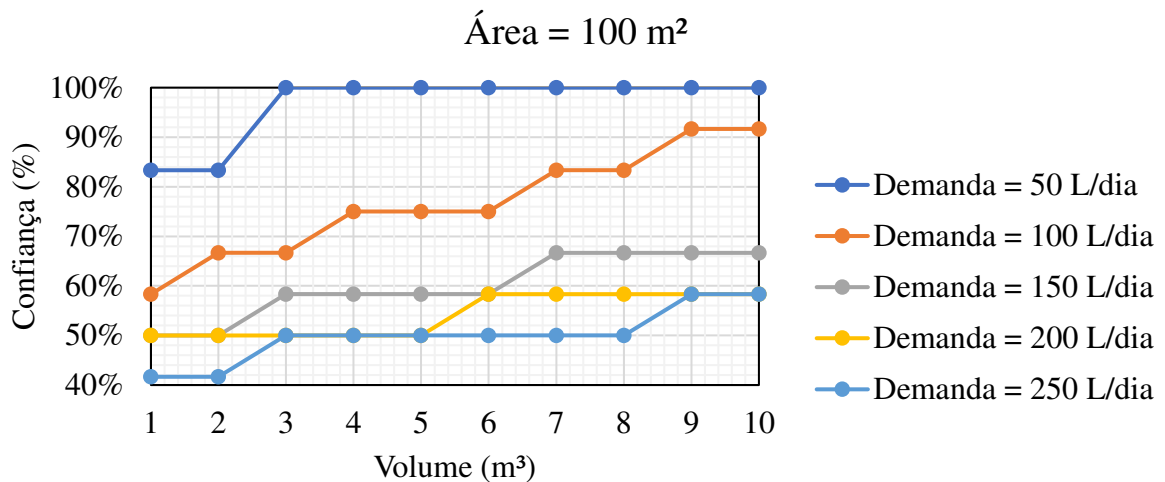
Fonte: O autor.

Na segunda análise, apenas o coeficiente de escoamento e o fator de captação foram fixados, sendo iguais a 0,95 e 0,90, respectivamente. A área de captação variou em 50, 75, 100, 125, 150, 175, 200, 225, 250, 275 e 300 m². A demanda de água não potável variou em 50, 100, 150, 200, 250, 300, 350, 400, 450, 500, 550 e 600 L/dia. Então, pelo Método da Simulação e variando o volume dos reservatórios de 1 a 10 m³, a cada 1 m³, foram obtidos o volume de chuva aproveitável anual, a demanda de água não potável anual, a porcentagem de extravasamento anual, a porcentagem de demanda não potável anual atendida e a confiança do

sistema (meses atendidos pelo reservatório), totalizando 1320 combinações. Os resultados detalhados encontram-se no Apêndice E, apenas para situações em que a demanda foi menor ou igual ao volume de chuva aproveitável anual.

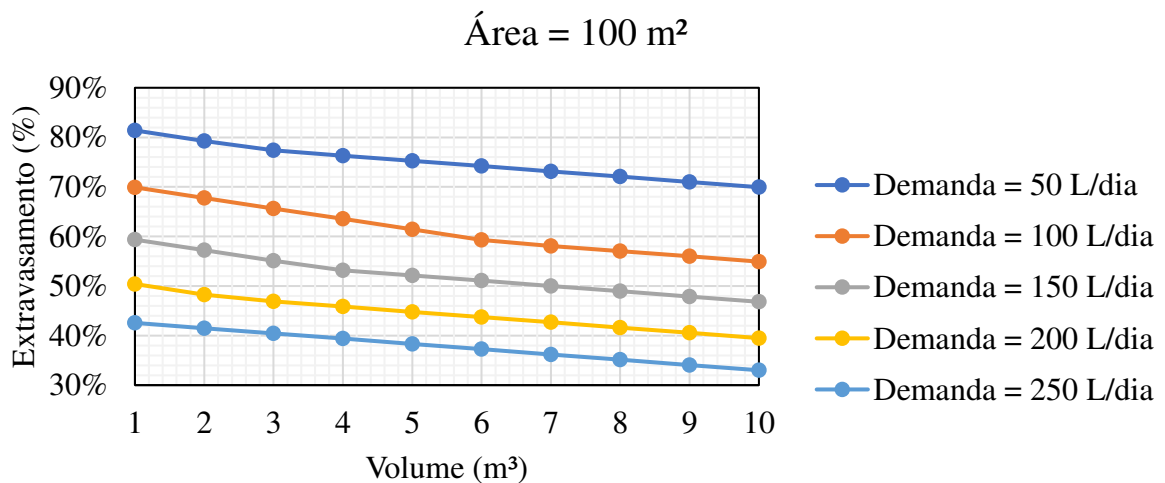
Como exemplo de uso do Apêndice E tem-se a situação de uma área de captação de 100 m².

Gráfico 13 – Percentual de confiança anual para uma área de captação de 100 m²

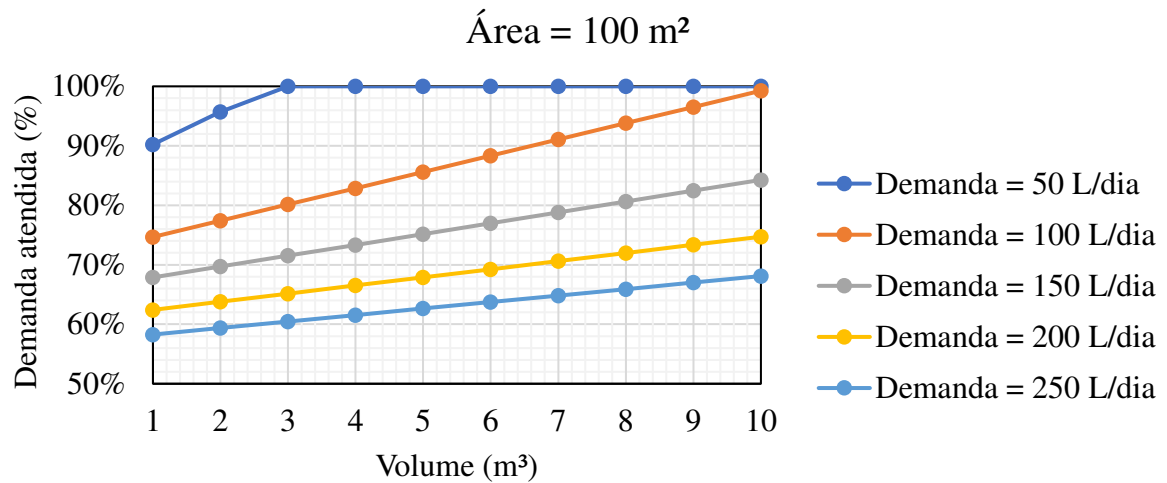


Fonte: O autor.

Gráfico 14 – Percentual de extravasamento anual para uma área de captação de 100 m²



Fonte: O autor.

Gráfico 15 – Percentual de demanda atendida anual para uma área de captação de 100 m²

Fonte: O autor.

Após fixado a confiança do sistema, segue-se perpendicularmente ao seu eixo até cruzar com uma demanda de água não potável desejada. Neste ponto, determina-se o volume do reservatório (Gráfico 13). Para essa demanda de água não potável e volume do reservatório escolhido, obtém-se pelos Gráficos 14 e 15, os percentuais de extravasamento anual e demanda atendida anual.

Ressalta-se que essa análise a partir de vários cenários de área de captação, demanda de água não potável e volume do reservatório foi construída a partir da série de precipitações médias mensais do posto 43 da FUNCEME, localizado no município do Crato, Ceará.

A simulação no SWMM, considerando um hietograma de projeto por blocos alternados para uma intensidade de chuva de período de retorno de 10 anos e duração de 10 minutos em uma área de 100 m², com área impermeável, *Curve Number*, abstração inicial, *n* de Manning permeável e *n* de Manning impermeável de 0,85, 80, 0,2S, 0,1 e 0,05, respectivamente, indicou que um reservatório com diâmetro de 1,5 m (Tabela 6) foi capaz de diminuir a vazão de pico da sub-bacia para no mínimo 0,54 L/s, com um volume acumulado de 3,07 m³ e um nível de água de 1,74 m. Essa pequena vazão é proveniente da parte permeável que é direcionada ao exutório da sub-bacia, portanto todo o escoamento captado pela área impermeável foi amortecido pelo reservatório, tendo uma vazão de saída igual a 0 L/s. Pela proximidade do nível de água, o reservatório com altura igual a 1,5 m (volume de 2,65 m³), também se mostrou eficiente, devido a sua pequena diferença de nível em relação ao retratado anteriormente e, além disso, foi capaz de reduzir a vazão de pico para menos da metade em relação a situação sem reservatório (8,54 L/s). A altura do reservatório igual a 0,5 m não foi

capaz de reduzir a vazão de pico, embora houvesse armazenamento de água e a altura de 1 m foi capaz de reduzir a vazão de pico para 6,17 L/s e um nível de água final igual a altura definida.

Tabela 6 – Simulação no SWMM

Altura do reservatório (Área da base = 1,7671 m²) (m)	Vazão de pico da sub-bacia (L/s)	Nível de água (m)	Volume (m³)
0	8,54	0,00	0,00
0,5	8,54	0,50	0,88
1	6,17	1,00	1,77
1,5	3,60	1,50	2,65
2	0,54	1,74	3,07

Fonte: O autor.

Portanto, os volumes determinados pelos Métodos da Simulação e Australiano (Tabela 5) para uma demanda de água não potável de 50 L/dia (para uma confiança de 75%) atenderiam no aproveitamento, mas não no amortecimento máximo da chuva de projeto em um dia qualquer, como mostrado na Tabela 6. No Método Prático Alemão, apenas os reservatórios de 1,10 e 2,20 m³ funcionariam no aproveitamento, mas não no amortecimento máximo da chuva de projeto analisada. Para todos os outros cenários de demanda da Tabela 5, os volumes calculados pelos métodos da norma funcionariam no aproveitamento e amortecimento. Entretanto, observa-se pela Tabela 5 que os volumes dos Métodos da Simulação e Australiano para a demanda de água não potável de 100 L/dia e 50 L/dia ao nível de confiança de 75% e 100%, do Método de Rippl para a demanda de água não potável de 50 L/dia, Método Prático Alemão e Inglês são os mais realísticos em comparação com a simulação SWMM.

A comparação entre a segunda análise (Gráficos 13, 14 e 15) e a simulação no SWMM evidencia que um reservatório de 3 m³ (volume mais próximo de 3,07 m³) terá as confianças de 100%, 67%, 58%, 50% e 50%, extravasamento anual de 77%, 66%, 55%, 47% e 40%, demanda atendida 100%, 80%, 72%, 65% e 60% para as demandas de água não potável de 50, 100, 150, 200 e 250 L/dia. Portanto, essa comparação foi útil na verificação do volume do reservatório para que seja atendido os critérios de aproveitamento de água pluvial (confiança, demanda atendida e extravasamento) e amortecimento de cheia.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho teve como objetivo analisar os efeitos de amortecimento e verificações no aproveitamento de água de chuva pela implantação de reservatórios nos lotes urbanos.

A utilização do programa Sistema UFC mostrou-se eficaz na delimitação das sub-bacias, inserção das estruturas hidráulicas e dos parâmetros hidráulicos e hidrológicos e no dimensionamento da rede de drenagem urbana, além da facilidade na criação do arquivo de entrada para simulação hidrodinâmica no SWMM.

Os resultados da implantação dos reservatórios de retenção nos lotes urbanos apresentaram uma significativa eficiência. Os mesmos foram capazes de reduzir em média com valores máximos de 83% as vazões de pico nas sub-bacias. Em termos de reduções percentuais de vazões de pico nas galerias, esses dispositivos reduziram em média até 71% e em relação a diminuição da lâmina d'água relativa nas galerias foram encontrados valores máximos médios de 52%. O volume escoado e vazão de pico nos exutórios tiveram reduções máximas de 68% e 69% em comparação com a situação sem os reservatórios de retenção. O tempo de pico não sofreu aumentos significativos com a implantação dos reservatórios de retenção, com valores variando entre 8 e 13 minutos. Isso pode ser justificado pela geração das vazões de pico das sub-bacias do tipo ruas asfaltadas ocorrerem no mesmo tempo das situações com reservatório.

As análises dos volumes dos reservatórios atuando no aproveitamento, conforme a NBR 15527/2007, foram aumentando com o acréscimo das demandas de água não potável para os Métodos de Rippl, Simulação, Australiano e Prático Alemão. Os volumes obtidos pelo primeiro foram próximos aos volumes obtidos pelo segundo e terceiro para 100% de confiança. Para 75% de confiança, os Métodos da Simulação e Australiano foram capazes de obter volumes do reservatório bem abaixo daqueles obtidos pelo nível de confiança de 100% e apresentaram volumes bem próximos, devido ao princípio de dimensionamento. O Método Prático Inglês e o Método de Azevedo Netto não consideram a demanda de água não potável nos cálculos, dificultando a comparação.

Os resultados da comparação entre os volumes determinados pelos métodos da NBR 15527/2007 e os volumes simulados no SWMM mostraram que em alguns cenários, os reservatórios atenderiam no aproveitamento, mas não no amortecimento de cheias. Além disso, alguns volumes obtidos pelos métodos da norma foram considerados superdimensionados. Destaca-se, neste ponto, a produção de 1320 resultados de combinações de área de captação, demanda de água não potável, volume do reservatório, extravasamento e confiança do

reservatório que permitem avaliar e escolher cenários específicos para amortecimento e aproveitamento da água na área de estudo.

A cenarização de diversas áreas de captação e demanda de água não potável pelo Método da Simulação mostrou-se uma ferramenta de suporte a decisão na escolha do volume do reservatório.

Portanto, a utilização de reservatórios nos lotes mostrou-se eficaz na diminuição das vazões de pico das bacias hidrográficas, acarretando em menores lâminas d'água escoadas e vazões de pico na rede, possibilitando um melhor gerenciamento do balanço hídrico da bacia já urbanizada e diminuindo possíveis ocorrências de inundações na própria área e a jusante, e podendo, ainda, os sistemas de drenagem serem dimensionados com menores vazões, aliado a menores custos e a água armazenada ser utilizada para usos não potáveis.

Em relação as leis e decretos, vale destacar críticas construtivas a fim de melhorar a eficiência e eficácia de tais sistemas, como por exemplo: as exigências de implantação dos reservatórios são em áreas maiores que 500 m², provocando distorções quando se analisa as regiões mais pobres, principalmente localizadas em regiões periféricas com lotes menores que o valor estipulado em lei e quase totalmente impermeabilizadas.

Por fim, como sugestões de outros trabalhos, recomenda-se a análise de outras técnicas sustentáveis combinadas ou não, com aprofundamento das variáveis do processo como tamanho, número de unidades, localização na bacia hidrográfica, objetivando determinar a eficiência tanto hidráulico-hidrológica quanto econômica e auxiliado por ferramentas computacionais.

REFERÊNCIAS

- ABNT. **ABNT NBR 15527: Água de chuva – Aproveitamento de coberturas em áreas urbanas para fins não potáveis – Requisitos.** Rio de Janeiro: ABNT, 2007.
- ABNT. **ABNT NBR 15527: Água de chuva – Aproveitamento de coberturas em áreas urbanas para fins não potáveis – Requisitos.** Rio de Janeiro: ABNT, 2019.
- AHIABLAME, L. M.; ENGEL, B. A.; CHAUBEY, I. Effectiveness of low impact development practices: Literature review and suggestions for future research. **Water, Air, and Soil Pollution**, v. 223, n. 7, p. 4253–4273, 2012.
- AZEVEDO NETTO. **Manual de Hidráulica.** 9ª ed. São Paulo. Editora Edgard Blucher LTDA. 2015. 632 p.
- BAI, Y. et al. Storm water management of low impact development in urban areas based on SWMM. **Water (Switzerland)**, v. 11, n. 1, p. 1–16, 2018.
- BAPTISTA, M.; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. **Técnicas compensatórias em drenagem urbana.** 2ª ed. Porto Alegre: ABRH. 2011. 318 p.
- BELLU, A. et al. A framework model for the dimensioning and allocation of a detention basin system: The case of a flood-prone mountainous watershed. **Journal of Hydrology**, v. 533, p. 567–580, 2016.
- BEZERRA, A. A.; CASTRO, M. A. H. Software para Elaboração de Projetos de Drenagem Urbana Envolvendo AutoCAD e SWMM, **XVIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos**, (2009).
- BRASIL. **Constituição da República Federativa do Brasil:** texto constitucional promulgado em 5 de outubro de 1988, com as alterações determinadas pelas Emendas Constitucionais de Revisão nos 1 a 6/94, pelas Emendas Constitucionais nos 1/92 a 91/2016 e pelo Decreto Legislativo no 186/2008. – Brasília: Senado Federal, Coordenação de Edições Técnicas, 2016. 496 p. Disponível em: https://www2.senado.leg.br/bdsf/bitstream/handle/id/518231/CF88_Livro_EC91_2016.pdf. Acesso em: 5 de abril de 2020.
- BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisa Rodoviárias. **Manual de drenagem de Rodovias.** – 2. ed. – Rio de Janeiro, 2006. 333 p. (IPR. Publ., 724).
- BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisa Rodoviárias. **Manual de Hidrologia básica para estruturas de drenagem.** – 2. Ed. – Rio de Janeiro, 2005. 133 p. (IPR. Publ., 715).
- BRASIL. Ministério do Desenvolvimento Regional. Secretaria Nacional de Saneamento – SNS. Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento: **24º Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgotos – 2019.** Brasília: SNS/MDR, 2020. 183 p.: il.

BURNS, M. J. et al. Hydrologic shortcomings of conventional urban stormwater management and opportunities for reform. **Landscape and Urban Planning**, v. 105, n. 3, p. 230–240, 2012.

CABRAL, L. DO N.; CÂNDIDO, G. A. Urbanização, vulnerabilidade, resiliência: relações conceituais e compreensões de causa e efeito. **Revista Brasileira de Gestão Urbana**, v. 11, p. 1–13, 2019.

CANHOLI, Aluísio Pardo. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.

CEARÁ. Secretaria de Planejamento e Gestão. Instituto de Pesquisa e Estratégia Econômica do Ceará. **Perfil Municipal do Crato**. Fortaleza: IPECE, 2018. Disponível em: <http://ipecedata.ipece.ce.gov.br/ipece-data-web/module/perfil-municipal.xhtml>. Acesso em 10 de fevereiro de 2020.

CEARÁ. Secretaria de Recursos Hídricos. Fundação Cearense de Recursos Hídricos e Meteorologia. **Levantamento de reconhecimento de média intensidade dos solos - Mesorregião do Sul Cearense**. 280 p. Fortaleza: FUNCEME, 2012. Disponível em: http://www.funceme.br/wp-content/uploads/2019/02/LEVANTAMENTO_DE_RECONHECIMENTO_DOS_SOLOS.pdf. Acesso em: 4 de março de 2020.

CHIN, D. A. Estimating Peak Runoff Rates Using the Rational Method. **Journal of Irrigation and Drainage Engineering**, v. 145, n. 6, p. 1–8, 2019.

CHOW, V. TE; MAIDMENT, D. R.; MAYS, L. W. **Applied Hydrology**. 1. ed. 1988. 572 p.

CHUI, T. F. M.; LIU, X.; ZHAN, W. Assessing cost-effectiveness of specific LID practice designs in response to large storm events. **Journal of Hydrology**, v. 533, p. 353–364, 2016.

CIMORELLI, L. et al. Optimal positioning and sizing of detention tanks within urban drainage networks. **Journal of Irrigation and Drainage Engineering**, v. 142, n. 1, p. 1–12, 2016.

CRATO. **Lei nº 2.590, de 22 de dezembro de 2009**. Dispõe sobre o Parcelamento, Uso e Ocupação do Solo da Cidade do Crato e dá outras providências. Prefeitura municipal do Crato. Disponível em: https://crato.ce.gov.br/arquivos/131/Leis%20Municipais_2590_2009_0000001.pdf. Acesso em: 12 de março de 2020.

CURITIBA. **Decreto nº 176**. Dispõe sobre os critérios para implantação dos mecanismos de contenção de cheias. Prefeitura municipal de Curitiba. Disponível em: <http://mid.curitiba.pr.gov.br/2012/00121212.pdf>. Acesso em: 5 de fevereiro de 2020.

DA SILVA, P. O.; CABRAL, J. J. DA S. P. Atenuação de Picos de Vazão em Área Problema: Estudo Comparativo de Reservatórios de Detenção em Lote, em Logradouros e em Grande Área da Bacia. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 19, n. 2, p. 7–18, 2014.

DEVIA, G. K.; GANASRI, B. P.; DWARAKISH, G. S. A Review on Hydrological Models.

Aquatic Procedia, v. 4, p. 1001–1007, 2015.

DI MATTEO, M. et al. Controlling rainwater storage as a system: An opportunity to reduce urban flood peaks for rare, long duration storms. **Environmental Modelling and Software**, v. 111, p. 34–41, 2019.

Disponível em: www.iat.pr.gov.br/sites/agua-terra/arquivos_restritos/files/documento/2020-07/mdu_versao01.pdf. Acesso em: 30 de abril de 2021.

Disponível em: www.kmc.nsw.gov.au/About_Ku-ring-gai. Acesso em: 25 de março de 2020.

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

DRUMOND, P. DE P.; MOURA, P. M.; COELHO, M. M. L. P. Comparison the monitoring data of an on-site stormwater detention (OSD) and the results in the use of theoretical methods for its design. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 23, n. 18, p. 1–12, 2018.

DRUMOND, P.; COELHO, M.; MOURA, P. Investigação Experimental dos Valores de Coeficiente de Descarga em Tubos de Saída de Microrreservatórios. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 19, n. 2, p. 267–279, 2014.

ECKART, K.; MCPHEE, Z.; BOLISSETTI, T. Performance and implementation of low impact development – A review. **Science of the Total Environment**, v. 607–608, p. 413–432, 2017.

FEITOSA, Francisco Fábio de Sousa. **Avaliação do uso de trincheiras de infiltração para atenuação de picos de cheia utilizando o SWMM**. 2015. 101 p. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Recursos Hídricos, Fortaleza, 2015.

FLETCHER, T. D. et al. SUDS, LID, BMPs, WSUD and more – The evolution and application of terminology surrounding urban drainage. **Urban Water Journal**, v. 12, n. 7, p. 525–542, 2015.

GEE, K. D.; HUNT, W. F. Enhancing Stormwater Management Benefits of Rainwater Harvesting via Innovative Technologies. **Journal of Environmental Engineering (United States)**, v. 142, n. 8, p. 1–11, 2016.

GOOGLE EARTH PRO. Acesso em: 15 de abril de 2020.

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE. **Pesquisa Nacional do Saneamento Básico: 2008**. Rio de Janeiro. IBGE, 2010. Disponível em: <https://biblioteca.ibge.gov.br/visualizacao/livros/liv45351.pdf>. Acesso em: 25 de abril de 2020.

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE. **Sinopse do censo demográfico: 2010**. Rio de Janeiro. IBGE, 2011. Disponível em:

<https://biblioteca.ibge.gov.br/visualizacao/livros/liv49230.pdf>. Acesso em: 12 de fevereiro de 2020.

Manual UFC8 (Interface entre AutoCAD e SWMM). Disponível em: <http://www.lahc.ufc.br/manuais/manual-UFC8.pdf>. Acesso em: 12 de abril de 2020.

MCCUEN, R. H. **Hydrologic analysis and design**. Second edition. Prentice Hall: Upper Saddle River, New Jersey, 1998. 814 p.

PALLA, A.; GNECCO, I.; LA BARBERA, P. The impact of domestic rainwater harvesting systems in storm water runoff mitigation at the urban block scale. **Journal of Environmental Management**, v. 191, p. 297–305, 2017.

PONTES, P. R. M. et al. Modelagem hidrológica e hidráulica de grande escala com propagação inercial de vazões. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 20, n. 4, p. 888–904, 2015.

PORTO, Rodrigo de Melo. **Hidráulica Básica**. 4ª ed. São Carlos: EESC-USP. 2006. 540 p.

QIN, H.; LI, Z.; FU, G. The effects of low impact development on urban flooding under different rainfall characteristics. **Journal of Environmental Management**, v. 129, p. 577–585, 2013.

RAJU, K. S.; KUMAR, D. N. **Impact of Climate Change on Water Resources**. 1ª ed. Singapore. Springer Climate. 2018. 266 p.

RECIFE. **Lei nº 18.112, de 12 de janeiro de 2015**. Dispõe sobre a melhoria da qualidade ambiental das edificações por meio da obrigatoriedade de instalação do "telhado verde", e construção de reservatórios de acúmulo ou de retardo do escoamento das águas pluviais para a rede de drenagem e dá outras providências. Prefeitura municipal do Recife. Disponível em: <http://licenciamento.recife.pe.gov.br/node/427>. Acesso em: 5 de fevereiro de 2020.

RIO DE JANEIRO. **Lei nº 7.463, de 18 de outubro de 2016**. Regulamenta os procedimentos para armazenamento de águas pluviais e águas cinzas para reaproveitamento e retardo da descarga na rede pública e dá outras providências. Assembleia Legislativa do Estado do Rio de Janeiro. Disponível em: http://alerjln1.alerj.rj.gov.br/contlei.nsf/f25edae7e64db53b032564fe005262ef/186e9070198174dd83257ff10059d9d9?OpenDocument&ExpandSection=-2&Highlight=0,7463#_Section2. Acesso em: 5 de fevereiro de 2020.

ROSSMAN, L. A. **Storm Water Management Model (SWMM) User's Manual Version 5.1**, 2015.

ROSSMAN, L. A. **Storm Water Management Model (SWMM) Reference Manual, Volume II - Hydraulics**, 2017.

ROSSMAN, L. A. **Storm Water Management Model (SWMM) Reference Manual, Volume III - Water Quality**, 2016.

SALVADORE, E.; BRONDERS, J.; BATELAAN, O. Hydrological modelling of urbanized

catchments: A review and future directions. **Journal of Hydrology**, p. 1–79, 2015.

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

SÃO PAULO. **Lei nº 12.526, de 02 de janeiro de 2007**. Estabelece normas para a contenção de enchentes e destinação de águas pluviais. Assembleia Legislativa do Estado de São Paulo. Disponível em: <http://www.al.sp.gov.br/repositorio/legislacao/lei/2007/lei-12526-02.01.2007.html>. Acesso em: 5 de fevereiro de 2020.

Secretaria de Infraestrutura do Ceará (SEINFRA). **Tabela de Custos 027**, sem desoneração. Disponível em: <https://sites.seinfra.ce.gov.br/siproce/onerada/html/tabela-seinfra.html>. Acesso em: 05 de maio de 2021.

SILVA JUNIOR, M. A. B. DA; SILVA, S. R. DA; CABRAL, J. J. DA S. P. Compensatory alternatives for flooding control in urban areas with tidal influence in Recife - PE. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 22, p. 1–12, 2017.

SILVEIRA, A. L. L. DA. Desempenho de Fórmulas de Tempo de Concentração em Bacias Urbanas e Rurais. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 10, n. 1, p. 5–23, 2005.

SILVEIRA, A. L. L. DA; GOLDENFUM, J. A. Metodologia Generalizada para Pré-Dimensionamento de Dispositivos de Controle Pluvial na Fonte. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 12, n. 2, p. 157–168, 2007.

SIMPSON, M. G.; ROESNER, L. A. Hydrologic Modeling and Capital Cost Analysis of Low-Impact Development 1. **Journal of Sustainable Water in the Built Environment**, v. 4, n. 2, p. 1–17, 1 maio 2018.

SOUZA, V. C. B. DE. Gestão da drenagem urbana no Brasil: Desafios para a sustentabilidade. **Revista Eletrônica de Gestão e Tecnologias Ambientais (GESTA)**, v. 1, n. 1, p. 58–72, 2013.

TAJI, S. G.; REGULWAR, D. G. LID coupled design of drainage model using GIS and SWMM. **ISH Journal of Hydraulic Engineering**, p. 1–15, 2019.

TESTON, A. et al. Impact of rainwater harvesting on the drainage system: Case study of a condominium of houses in Curitiba, Southern Brazil. **Water (Switzerland)**, v. 10, n. 8, p. 1–16, 2018.

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

TUCCI, C. E. M. **Urbanization and water resources**. In: Waters of Brazil: Strategic Analysis. Springer International Publishing, 2016. p. 89–104.

TUCCI, Carlos E. M. **Inundações Urbanas**. 1. ed. Porto Alegre: ABRH. 2005. 393 p.

United States Department of Agriculture (USDA). **Urban Hydrology for Small Watersheds**. Natural Resources Conservation Service, Conservation Engineering Division, Technical

Release 55, June 1986.

VASCONCELOS, A. F.; MIGUEZ, M. G.; VAZQUEZ, E. G. Critérios de projeto e benefícios esperados da implantação de técnicas compensatórias em drenagem urbana para controle de escoamentos na fonte, com base em modelagem computacional aplicada a um estudo de caso na zona oeste do Rio de Janeiro. **Engenharia Sanitaria e Ambiental**, v. 21, n. 4, p. 655–662, 2016.

VOLPI, E. et al. One hundred years of return period: Strengths and limitations. **Water Resources Research**, v. 51, p. 8570–8585, 2015.

WANG, M.; SUN, Y.; SWEETAPPLE, C. Optimization of storage tank locations in an urban stormwater drainage system using a two-stage approach. **Journal of Environmental Management**, v. 204, p. 31–38, 2017.

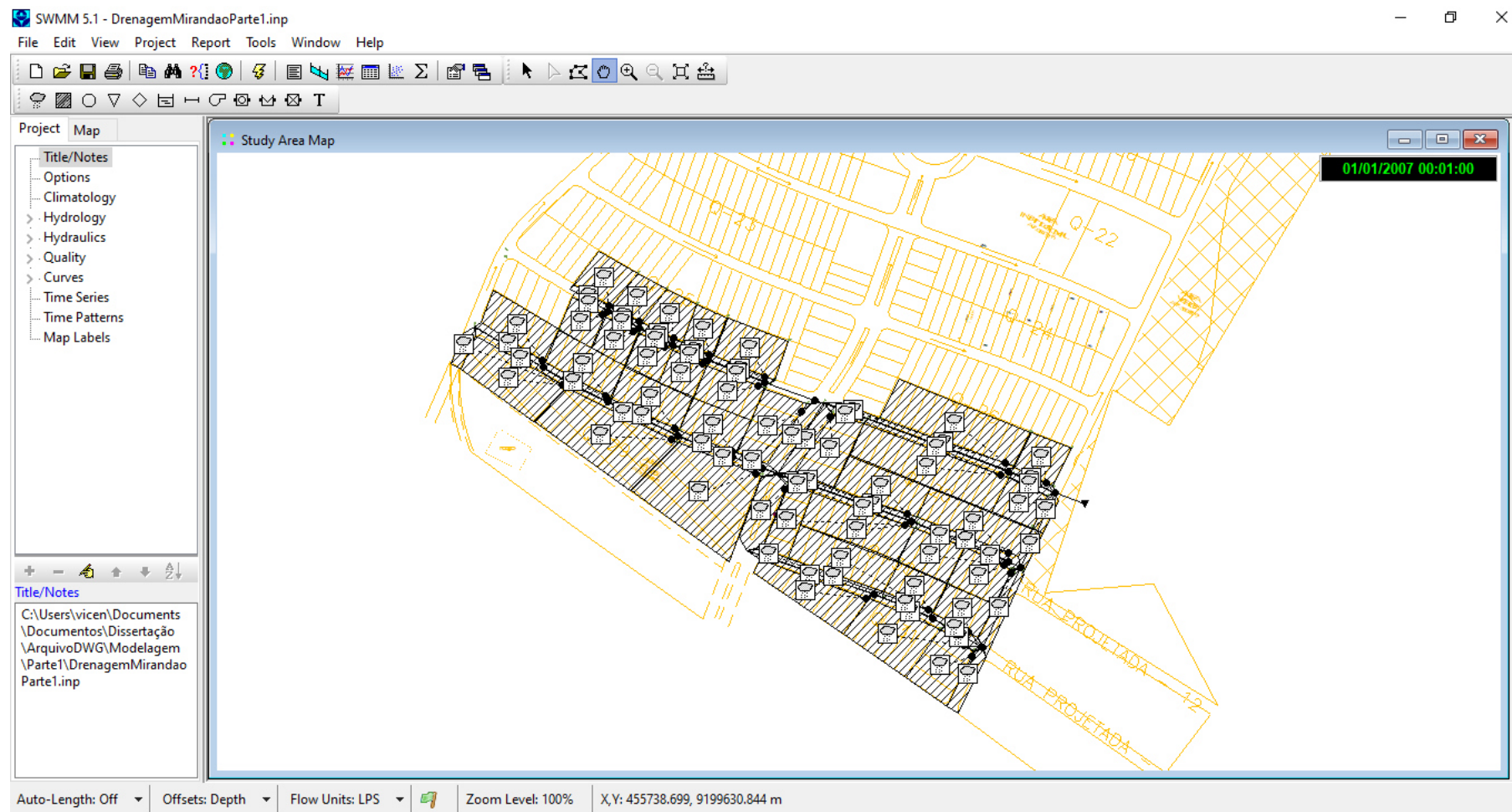
WYCOFF, R. L.; SINGH, U. P. Preliminary Hydrologic Design of Small Flood Detention Reservoirs. **Journal of American Water Resources Association**, v. 12, n. 2, p. 337–349, 1976.

YANG, Y.; CHUI, T. F. M. Rapid Assessment of Hydrologic Performance of Low Impact Development Practices under Design Storms. **Journal of the American Water Resources Association**, v. 54, n. 3, p. 613–630, 2018.

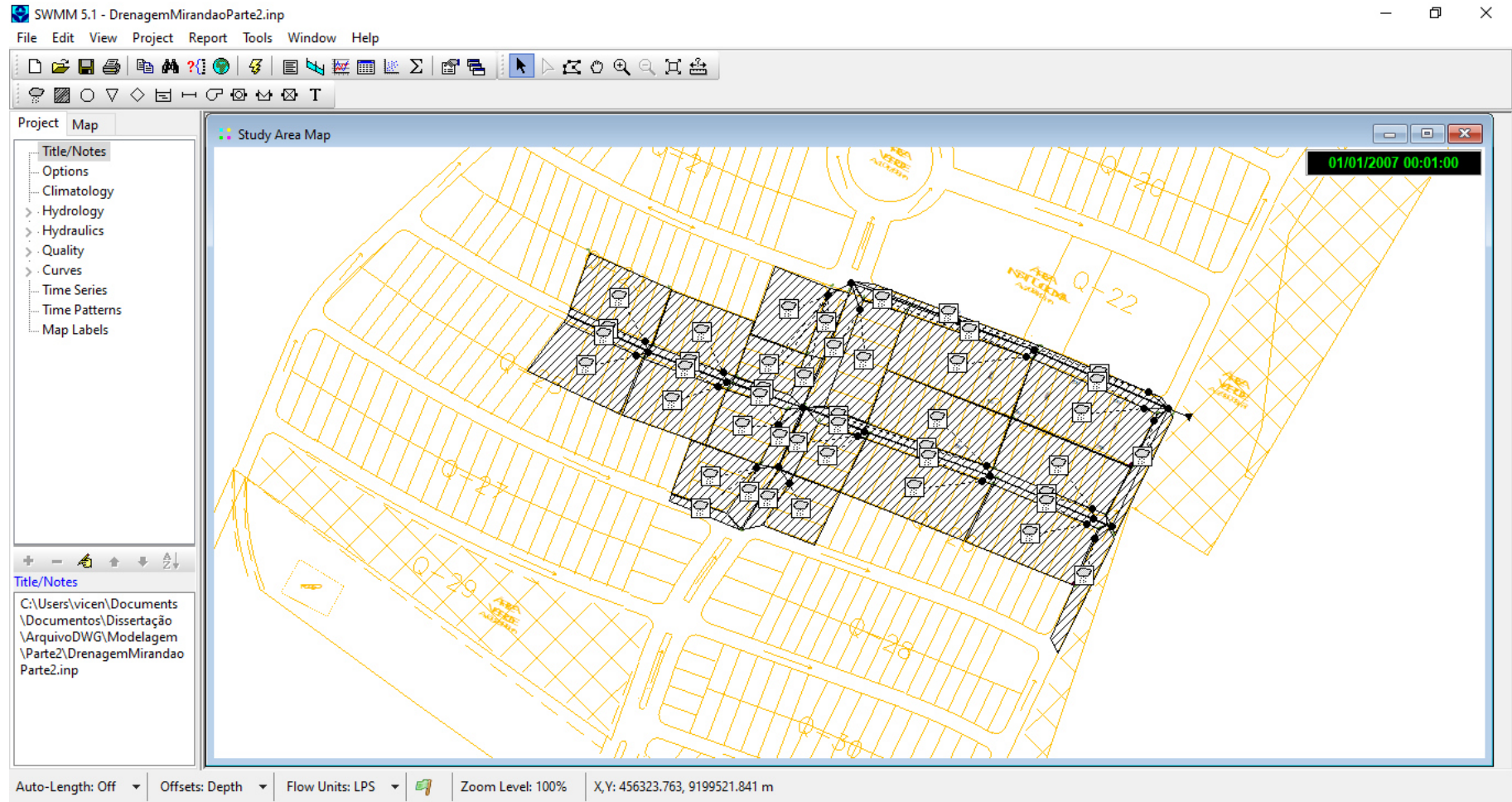
YAO, L.; WEI, W.; CHEN, L. How does imperviousness impact the urban rainfall-runoff process under various storm cases? **Ecological Indicators**, v. 60, p. 893–905, 2016.

APÊNDICE A – ARQUIVOS DE SIMULAÇÃO NO SWMM

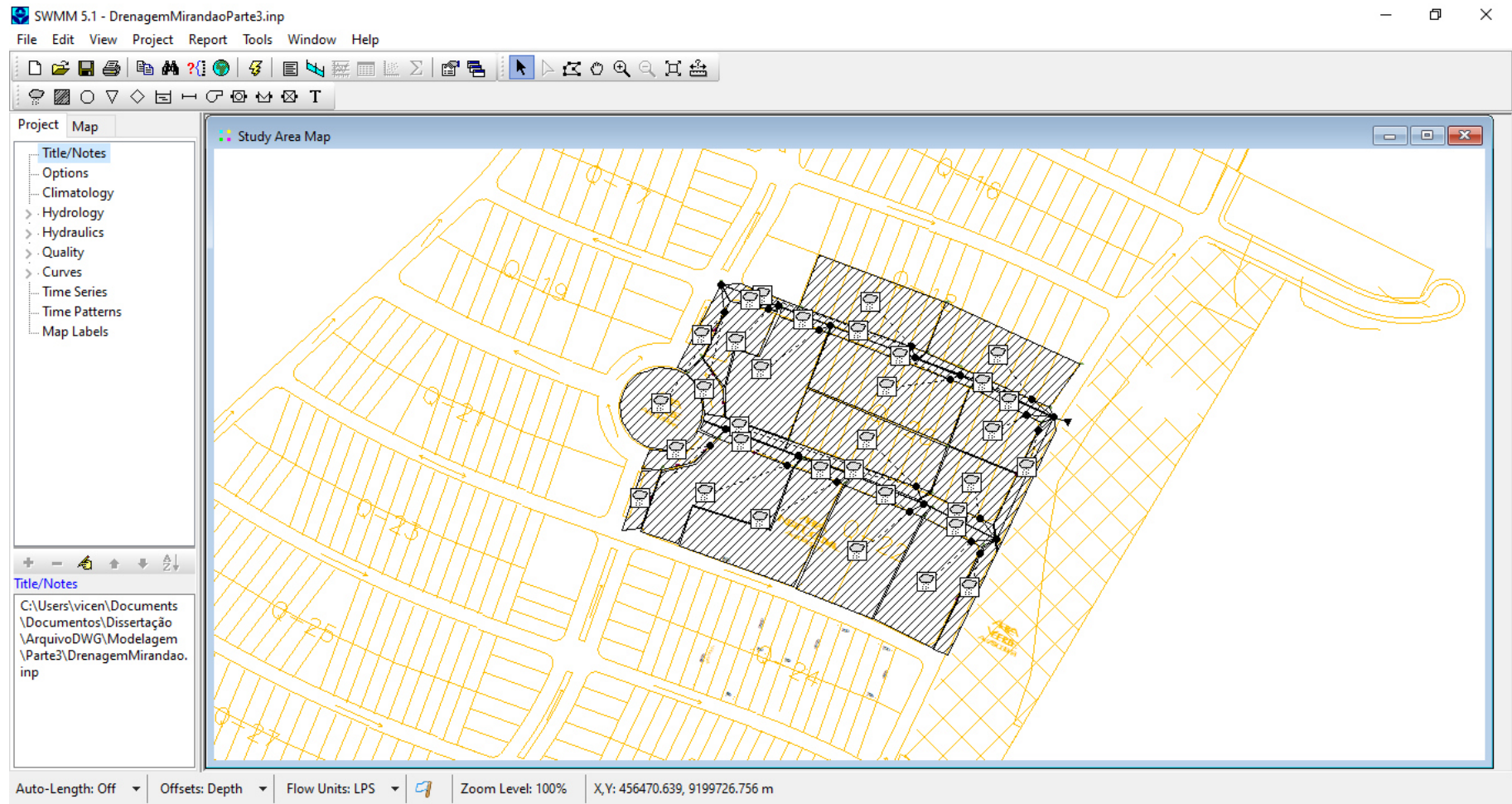
Parte 1:



Parte 2:



Parte 3:



Parte 4:

SWMM 5.1 - DrenagemMirandaoParte4.inp

File Edit View Project Report Tools Window Help

Study Area Map

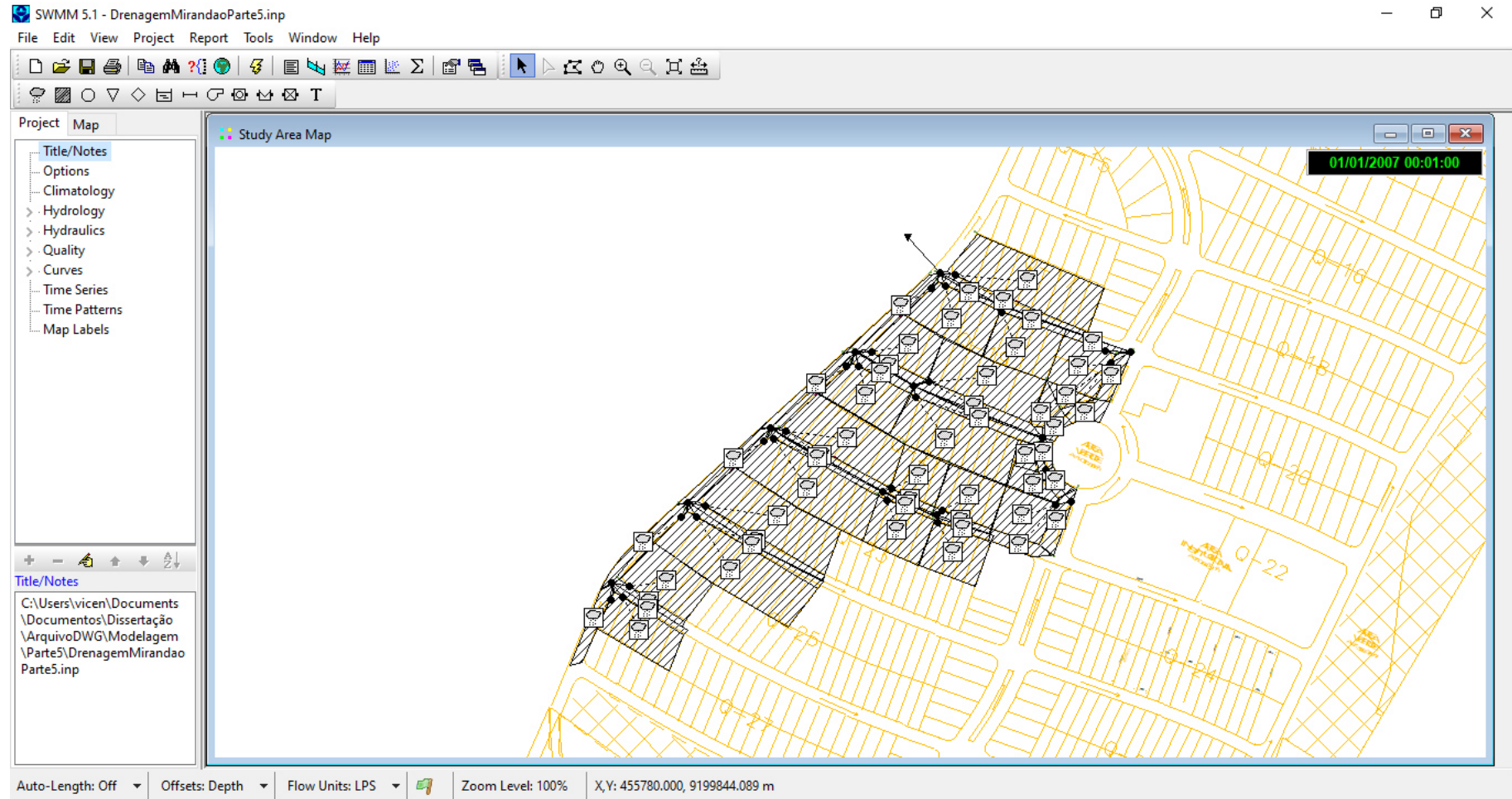
Project Map

- Title/Notes
- Options
- Climatology
- Hydrology
- Hydraulics
- Quality
- Curves
- Time Series
- Time Patterns
- Map Labels

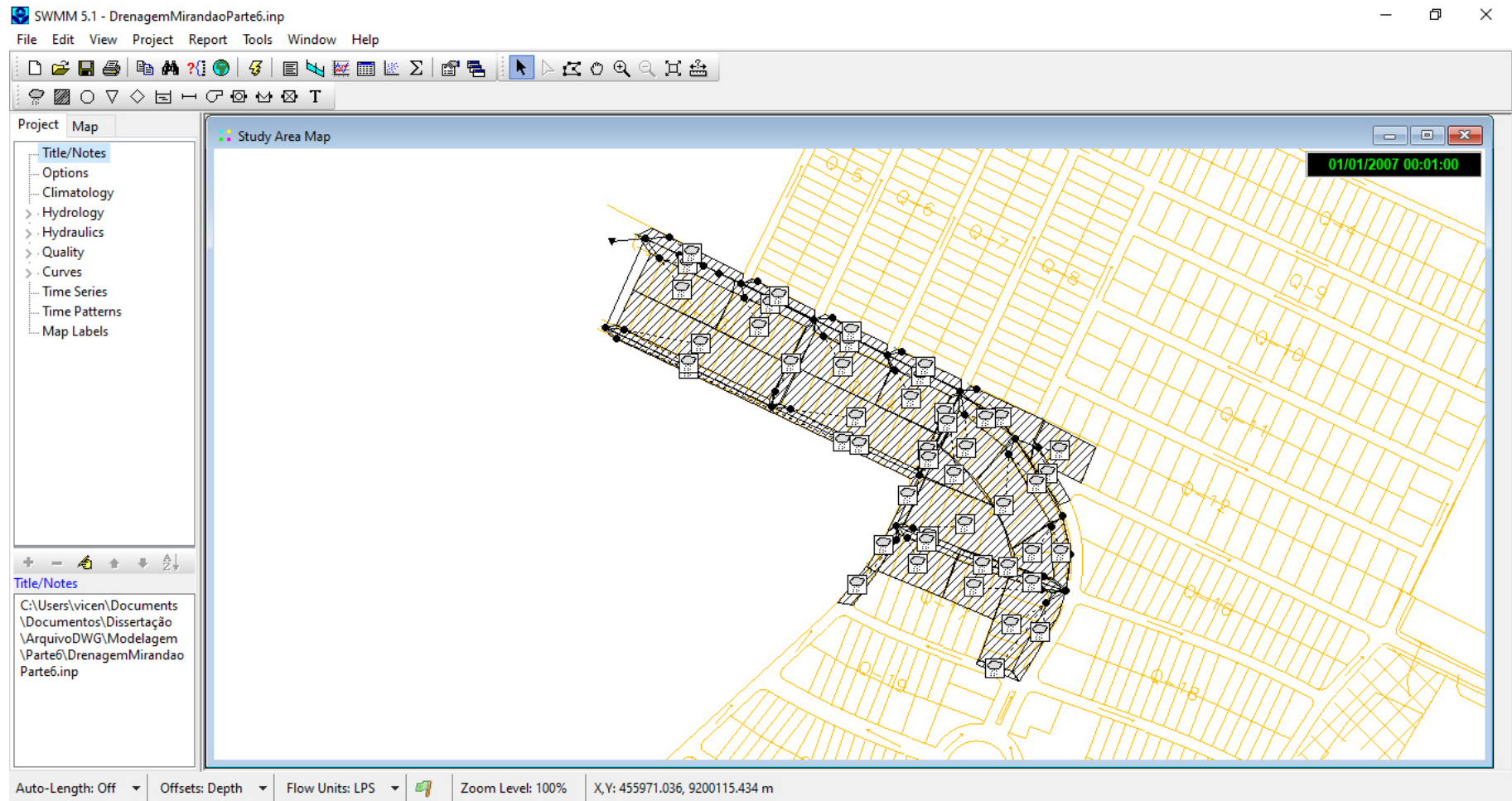
C:\Users\vicen\Documents\Documentos\Dissertação\ArquivoDWG\Modelagem\Parte4\DrenagemMirandao\Parte4_2.inp

Auto-Length: Off Offsets: Depth Flow Units: LPS Zoom Level: 100% X,Y: 456350.978, 9200035.070 m

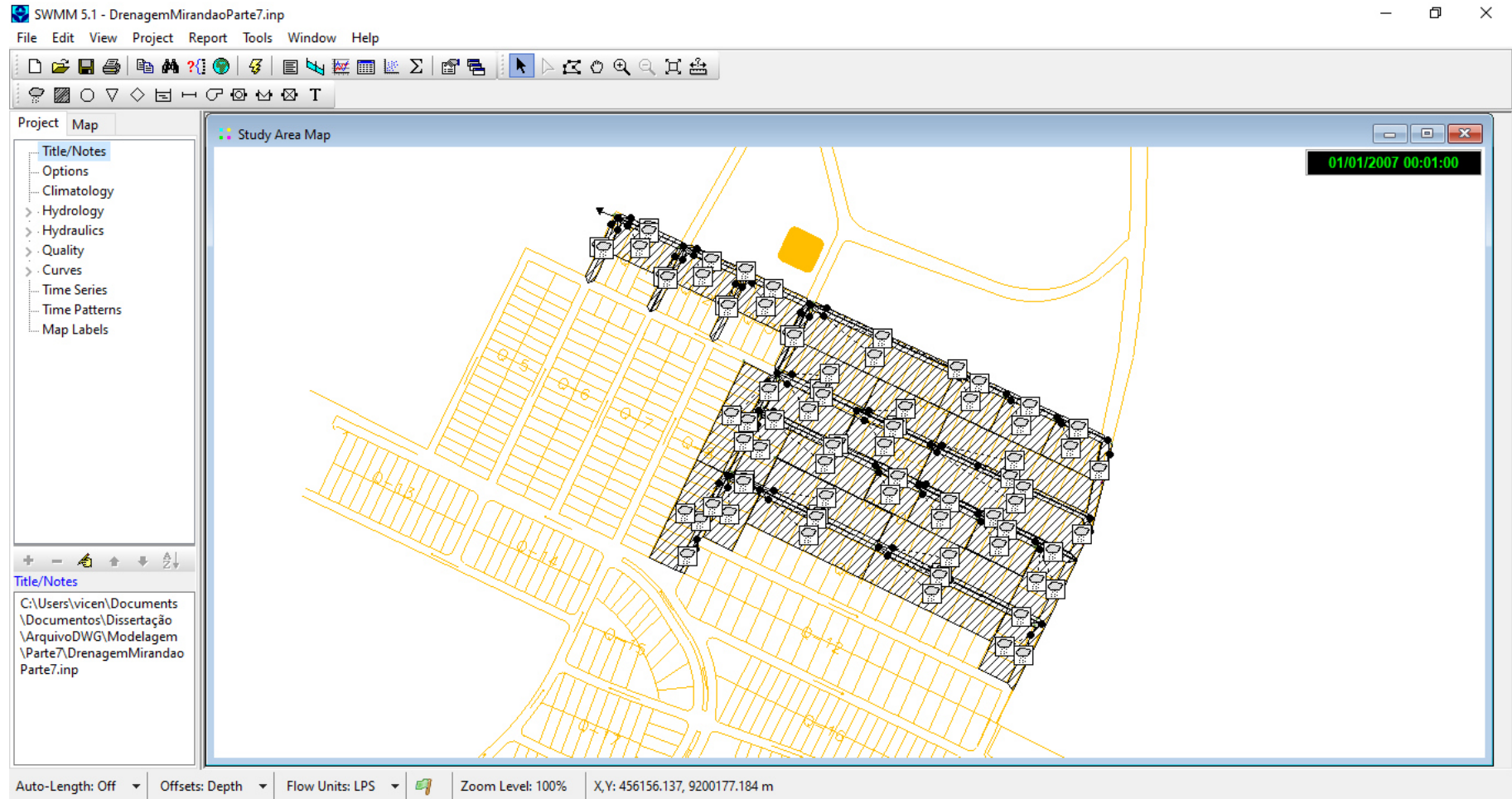
Parte 5:



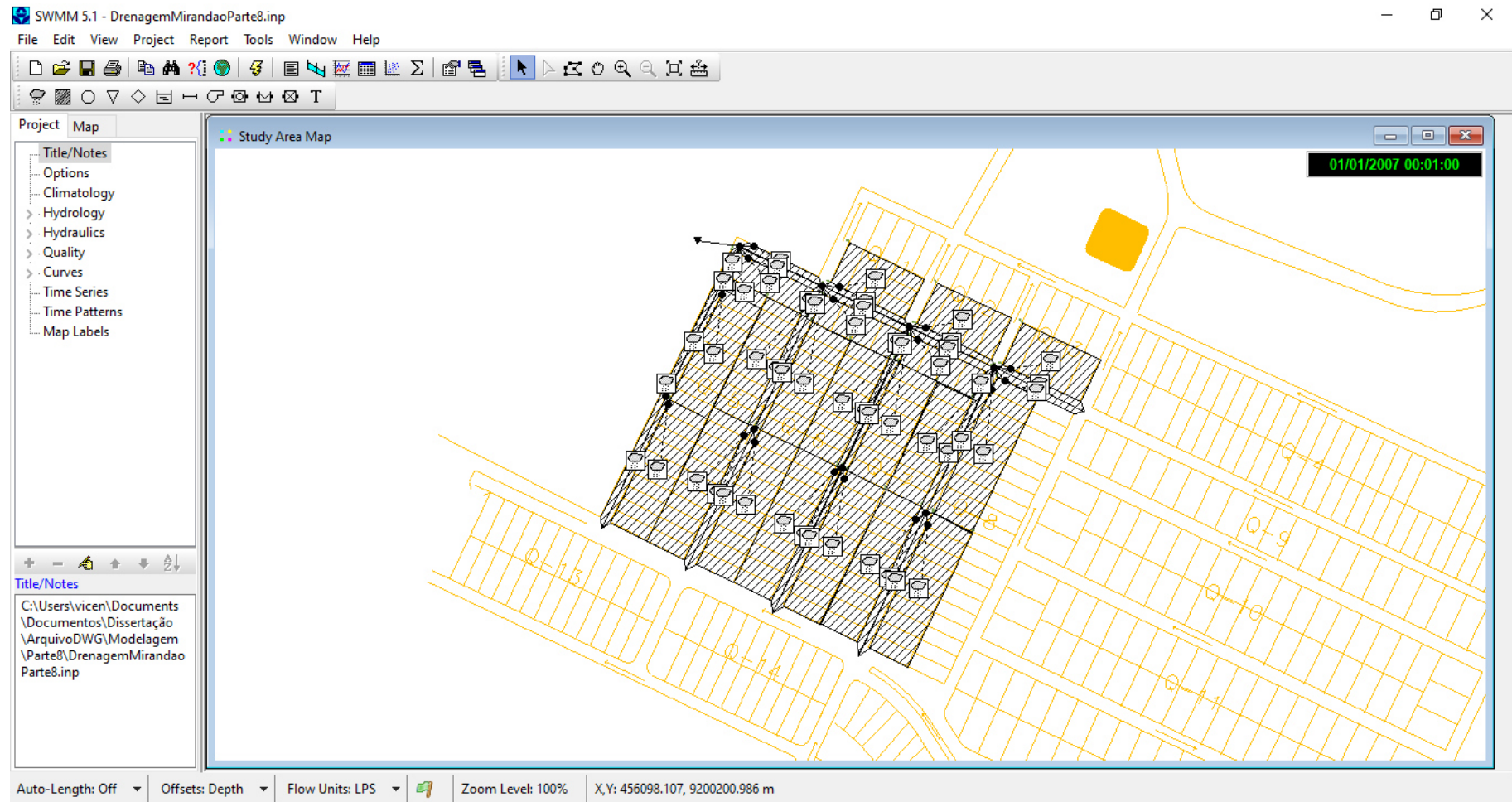
Parte 6:



Parte 7:



Parte 8:



APÊNDICE B – VAZÕES DE PICO NAS SUB-BACIAS

Parte 1:

Vazões de pico nas sub-bacias (L/s)							
Sub-bacia	Sem LID	Com LID (Variação da altura do reservatório)					
		300 cm	250 cm	200 cm	150 cm	100 cm	50 cm
81	8,38	8,38	8,38	8,38	8,38	8,38	8,38
80	42,73	7,81	7,81	7,81	28,94	38,48	42,73
79	19,04	19,04	19,04	19,04	19,04	19,04	19,04
78	108,54	18,51	18,51	18,51	60,78	102,85	108,54
77	7,92	7,92	7,92	7,92	7,92	7,92	7,92
76	14,25	14,25	14,25	14,25	14,25	14,25	14,25
75	8,83	8,83	8,83	8,83	8,83	8,83	8,83
74	7,86	7,86	7,86	7,86	7,86	7,86	7,86
73	38,38	6,97	6,97	6,97	23,02	34,81	38,38
72	20,73	20,73	20,73	20,73	20,73	20,73	20,73
71	103,57	17,5	17,5	17,5	38,64	91,51	103,57
70	8,66	8,66	8,66	8,66	8,66	8,66	8,66
69	55,71	9,75	22,24	43,36	48,57	53,48	55,71
68	25,77	25,77	25,77	25,77	25,77	25,77	25,77
67	28,01	28,01	28,01	28,01	28,01	28,01	28,01
66	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75
65	57,81	10,11	34,26	45,19	50,57	55,6	57,81
64	9,13	9,13	9,13	9,13	9,13	9,13	9,13
63	57,23	9,93	9,93	9,93	40,49	50,61	57,23
62	5,71	5,71	5,71	5,71	5,71	5,71	5,71
61	32,52	5,91	5,91	7,93	22,46	29,56	32,52
60	6,78	6,78	6,78	6,78	6,78	6,78	6,78
59	37,56	6,74	6,74	23,63	30,72	34,75	37,56
58	5,34	5,34	5,34	5,34	5,34	5,34	5,34
57	32,38	5,82	5,82	8,7	23,01	29,83	32,38
56	6,52	6,52	6,52	6,52	6,52	6,52	6,52
55	42,5	7,6	7,6	8,36	30,45	39,3	42,5

Vazões de pico nas sub-bacias (L/s)							
Sub-bacia	Sem LID	Com LID (Variação da altura do reservatório)					
		300 cm	250 cm	200 cm	150 cm	100 cm	50 cm
15	39,47	7,19	7,19	25,28	31,31	39,47	39,47
14	7,86	7,86	7,86	7,86	7,86	7,86	7,86
13	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25
12	62,37	10,9	10,9	13,9	47,17	59,1	62,37
11	63,09	11,03	11,03	15,76	47,73	59,79	63,09
10	8,21	8,21	8,21	8,21	8,21	8,21	8,21
9	18,48	18,48	18,48	18,48	18,48	18,48	18,48
8	46,63	8,46	28,65	37,53	42,73	46,63	46,63
7	9,76	9,76	9,76	9,76	9,76	9,76	9,76
6	20,02	20,02	20,02	20,02	20,02	20,02	20,02
5	46,75	8,39	8,39	25,17	38,03	43,16	46,75
4	8,68	8,68	8,68	8,68	8,68	8,68	8,68
3	62,16	10,81	10,81	16,74	49,13	60,06	62,16
2	7,97	7,97	7,97	7,97	7,97	7,97	7,97
1	78,28	15,23	15,23	24,76	66,48	72,52	78,28

Parte 3:

Vazões de pico nas sub-bacias (L/s)							
Sub-bacia	Sem LID	Com LID (Variação da altura do reservatório)					
		300 cm	250 cm	200 cm	150 cm	100 cm	50 cm
33	26,35	26,35	26,35	26,35	26,35	26,35	26,35
32	12,77	12,77	12,77	12,77	12,77	12,77	12,77
31	86,53	15,03	15,03	36,73	69,16	84,02	86,53
30	14,16	14,16	14,16	14,16	14,16	14,16	14,16
29	82,81	14,29	14,29	30,71	68,18	78,34	82,81
28	7,58	7,58	7,58	7,58	7,58	7,58	7,58
27	11,36	11,36	11,36	11,36	11,36	11,36	11,36
26	58,87	10,67	32,78	41,4	53,98	58,87	58,87
25	16,05	16,05	16,05	16,05	16,05	16,05	16,05
24	96,99	16,78	16,78	47,93	83,14	96,99	96,99

Parte 4:

Vazões de pico nas sub-bacias (L/s)							
Sub-bacia	Sem LID	Com LID (Variação da altura do reservatório)					
		300 cm	250 cm	200 cm	150 cm	100 cm	50 cm
43	9,12	9,12	9,12	9,12	9,12	9,12	9,12
42	49,59	7,7	10,84	26,75	46,09	49,59	49,59
41	14,07	14,07	14,07	14,07	14,07	14,07	14,07
40	78,28	11,33	14,32	37,31	60,27	78,28	78,28
39	5,93	5,93	5,93	5,93	5,93	5,93	5,93
38	5,61	5,61	5,61	5,61	5,61	5,61	5,61
37	50,75	7,7	14,93	28,78	47,97	50,75	50,75
36	9,74	9,74	9,74	9,74	9,74	9,74	9,74
35	61,6	10,26	26,08	52,15	56,36	61,6	61,6
34	13,6	13,6	13,6	13,6	13,6	13,6	13,6
33	92,14	13,31	22,64	46,84	81,54	92,14	92,14
32	9,59	9,59	9,59	9,59	9,59	9,59	9,59
31	75,06	21,03	39,45	69,16	72,84	75,06	75,06
30	12,81	12,81	12,81	12,81	12,81	12,81	12,81
29	77,12	34,89	61,41	67,43	73,13	77,12	77,12
28	14,14	14,14	14,14	14,14	14,14	14,14	14,14
27	86,84	34,19	63,94	77,89	83,53	86,84	86,84
26	22,08	22,08	22,08	22,08	22,08	22,08	22,08
25	13,48	13,48	13,48	13,48	13,48	13,48	13,48
24	66,17	11,33	11,33	16,36	52,36	62,57	66,17
23	13,84	13,84	13,84	13,84	13,84	13,84	13,84
22	78,65	13,41	13,41	13,41	62,38	74,6	78,65
21	9,74	9,74	9,74	9,74	9,74	9,74	9,74
20	51,48	9	9	11,48	38,94	48,79	51,48
19	7,62	7,62	7,62	7,62	7,62	7,62	7,62
18	31,75	5,48	5,48	15,8	27,28	30,52	31,75
17	17,34	17,34	17,34	17,34	17,34	17,34	17,34
16	23,63	23,63	23,63	23,63	23,63	23,63	23,63
15	15,48	2,8	9,63	12,18	14,26	15,48	15,48

Vazões de pico nas sub-bacias (L/s)							
Sub-bacia	Sem LID	Com LID (Variação da altura do reservatório)					
		300 cm	250 cm	200 cm	150 cm	100 cm	50 cm
34	6,59	6,59	6,59	6,59	6,59	6,59	6,59
33	86,14	34,31	59,87	78,7	83,72	86,14	86,14
32	9,41	9,41	9,41	9,41	9,41	9,41	9,41
31	56,7	9,88	9,88	29,13	44,76	54,76	56,7
30	15,72	15,72	15,72	15,72	15,72	15,72	15,72
29	15,58	15,58	15,58	15,58	15,58	15,58	15,58
28	33,04	33,04	33,04	33,04	33,04	33,04	33,04
27	84,36	15,17	15,17	52,56	68,55	77,74	84,36
26	25,34	25,34	25,34	25,34	25,34	25,34	25,34
25	74,13	13,24	13,24	47,07	61,03	68,83	74,13
24	20,51	20,51	20,51	20,51	20,51	20,51	20,51
23	72,74	12,73	12,73	49,45	62,68	69,36	72,74
22	16,21	16,21	16,21	16,21	16,21	16,21	16,21
21	56,42	9,88	9,88	24,06	42,67	53,47	56,42
20	33,33	33,33	33,33	33,33	33,33	33,33	33,33
19	20,52	20,52	20,52	20,52	20,52	20,52	20,52
18	19,54	19,54	19,54	19,54	19,54	19,54	19,54
17	17,85	17,85	17,85	17,85	17,85	17,85	17,85
16	41,95	41,95	41,95	41,95	41,95	41,95	41,95
15	21,56	21,56	21,56	21,56	21,56	21,56	21,56
14	44,91	7,89	29,96	33,88	41,59	44,91	44,91
13	25,4	25,4	25,4	25,4	25,4	25,4	25,4
12	49,38	8,73	8,73	32,1	41,3	46,28	49,38
11	32,45	32,45	32,45	32,45	32,45	32,45	32,45
10	69,27	12,05	29,85	55,72	61,92	67,45	69,27
9	27,83	27,83	27,83	27,83	27,83	27,83	27,83
8	32,11	7,8	20,36	26,41	29,8	32,11	32,11
7	10,82	10,82	10,82	10,82	10,82	10,82	10,82
6	7,78	7,78	7,78	7,78	7,78	7,78	7,78
5	50,95	8,95	8,95	33,58	43,01	48,01	50,95

Vazões de pico nas sub-bacias (L/s)							
Sub-bacia	Sem LID	Com LID (Variação da altura do reservatório)					
		300 cm	250 cm	200 cm	150 cm	100 cm	50 cm
4	7,88	7,88	7,88	7,88	7,88	7,88	7,88
3	34,33	34,33	34,33	34,33	34,33	34,33	34,33
2	73,09	12,74	12,74	51,57	64,53	70,67	73,09
1	8,73	8,73	8,73	8,73	8,73	8,73	8,73

Parte 7:

Vazões de pico nas sub-bacias (L/s)							
Sub-bacia	Sem LID	Com LID (Variação da altura do reservatório)					
		300 cm	250 cm	200 cm	150 cm	100 cm	50 cm
76	10,02	10,02	10,02	10,02	10,02	10,02	10,02
75	12,04	12,04	12,04	12,04	12,04	12,04	12,04
74	10,34	10,34	10,34	10,34	10,34	10,34	10,34
73	10,03	10,03	10,03	10,03	10,03	10,03	10,03
72	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24	10,24
71	9,96	9,96	9,96	9,96	9,96	9,96	9,96
70	9,25	9,25	9,25	9,25	9,25	9,25	9,25
69	12,14	12,14	12,14	12,14	12,14	12,14	12,14
68	9,03	9,03	9,03	9,03	9,03	9,03	9,03
67	57,28	10	10	31,16	44,56	54,97	57,28
66	8,97	8,97	8,97	8,97	8,97	8,97	8,97
65	53,45	9,3	9,3	22,08	42,22	51,63	53,45
64	9,17	9,17	9,17	9,17	9,17	9,17	9,17
63	54,97	9,49	9,49	25,02	45,34	54,09	54,97
62	14,14	14,14	14,14	14,14	14,14	14,14	14,14
61	10,93	10,93	10,93	10,93	10,93	10,93	10,93
60	89,31	12,33	12,33	13,32	40,45	88,07	89,31
59	7,48	7,48	7,48	7,48	7,48	7,48	7,48
58	55,21	9,56	9,56	24,48	45	54,05	55,21
57	8,24	8,24	8,24	8,24	8,24	8,24	8,24
56	58,73	40,87	46,45	51,4	56,51	58,73	58,73

Vazões de pico nas sub-bacias (L/s)							
Sub-bacia	Sem LID	Com LID (Variação da altura do reservatório)					
		300 cm	250 cm	200 cm	150 cm	100 cm	50 cm
55	7,92	7,92	7,92	7,92	7,92	7,92	7,92
54	58	10,12	10,12	35,53	45,28	55,74	58
53	24,66	24,66	24,66	24,66	24,66	24,66	24,66
52	8,24	8,24	8,24	8,24	8,24	8,24	8,24
51	64,75	10,49	10,49	23,54	57,62	64,23	64,75
50	7,28	7,28	7,28	7,28	7,28	7,28	7,28
49	59,61	9,81	9,81	11,28	39,14	55,08	59,61
48	12,54	12,54	12,54	12,54	12,54	12,54	12,54
47	100,13	14,92	14,92	15,72	58,27	95,54	100,13
46	13,05	13,05	13,05	13,05	13,05	13,05	13,05
45	56,95	9,21	21,19	38,39	54,35	56,68	56,95
44	10,88	10,88	10,88	10,88	10,88	10,88	10,88
43	61,29	10,75	29,27	54,48	58,11	61,29	61,29
42	14,97	14,97	14,97	14,97	14,97	14,97	14,97
41	111,53	23,63	52,01	82,23	106,41	111,53	111,53
40	14,39	14,39	14,39	14,39	14,39	14,39	14,39
39	5,84	5,84	5,84	5,84	5,84	5,84	5,84
38	12,71	12,71	12,71	12,71	12,71	12,71	12,71
37	15,45	15,45	15,45	15,45	15,45	15,45	15,45
36	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81
35	58,21	8,87	13,73	32,64	54,81	58,21	58,21
34	7,8	7,8	7,8	7,8	7,8	7,8	7,8
33	41,82	7,27	19,13	33,77	37,5	40,79	41,82
32	10,2	10,2	10,2	10,2	10,2	10,2	10,2
31	52,14	9,02	26,05	40,63	48,99	52,14	52,14
30	10,39	10,39	10,39	10,39	10,39	10,39	10,39
29	51,17	8,78	21,93	40,67	48,48	51,17	51,17
28	7,71	7,71	7,71	7,71	7,71	7,71	7,71
27	12,93	12,93	12,93	12,93	12,93	12,93	12,93
26	50,42	28,64	40,77	47,97	50,42	50,42	50,42

Vazões de pico nas sub-bacias (L/s)							
Sub-bacia	Sem LID	Com LID (Variação da altura do reservatório)					
		300 cm	250 cm	200 cm	150 cm	100 cm	50 cm
22	70,46	12,13	12,13	12,13	53,64	65,29	70,46
21	15,7	15,7	15,7	15,7	15,7	15,7	15,7
20	82,29	13,98	13,98	13,98	43,41	74,89	82,29
19	3,14	3,14	3,14	3,14	3,14	3,14	3,14
18	10,86	10,86	10,86	10,86	10,86	10,86	10,86
17	70,86	12,19	12,19	12,19	53,36	65,21	70,86
16	14,4	14,4	14,4	14,4	14,4	14,4	14,4
15	82,12	14	14	14	42,72	75,38	82,12
14	4,16	4,16	4,16	4,16	4,16	4,16	4,16
13	12,21	12,21	12,21	12,21	12,21	12,21	12,21
12	70,88	12,19	12,19	12,19	53,28	65,16	70,88
11	16,06	16,06	16,06	16,06	16,06	16,06	16,06
10	81,88	13,92	13,92	13,92	43,19	73,11	81,88
9	4,41	4,41	4,41	4,41	4,41	4,41	4,41
8	12,45	12,45	12,45	12,45	12,45	12,45	12,45
7	64,88	11,15	11,15	11,15	30,82	60	64,88
6	14,89	14,89	14,89	14,89	14,89	14,89	14,89
5	79,95	13,6	13,6	13,6	41,87	70,02	79,95
4	18,47	18,47	18,47	18,47	18,47	18,47	18,47
3	85,9	14,51	14,51	14,51	60,21	82,18	85,9
2	17,14	17,14	17,14	17,14	17,14	17,14	17,14
1	103,95	18,91	18,91	18,91	56,16	91,74	103,95

APÊNDICE C – VAZÕES DE PICO NOS CONDUTOS

Parte1:

Vazões de pico nos condutos (L/s)							
Condutos	Sem LID	Com LID (Variação da altura do reservatório)					
		300 cm	250 cm	200 cm	150 cm	100 cm	50 cm
1	64,16	18,83	18,83	18,83	47,19	58,35	64,47
2	71,06	71,06	71,06	71,06	71,06	71,06	71,06
3	63,13	18	18	18	47,36	58	63,28
4	82,36	82,36	82,36	82,36	82,36	82,36	82,36
5	61,73	17,17	17,17	17,17	45,6	56,31	61,71
6	56,72	32,5	32,5	32,5	38,27	48,54	56,63
7	100,83	100,83	100,83	100,83	100,83	100,83	100,83
8	48,38	48,38	48,38	48,38	48,38	48,38	48,38
9	136,98	38,47	38,47	38,47	78,37	115,15	137,15
10	84,01	29,03	29,03	29,03	34,16	72,74	84,05
11	115,33	34,09	34,09	72,02	94,3	106,67	115,33
12	88,16	30,1	30,1	30,1	30,1	74,98	87,89
13	78,95	25,32	25,32	25,32	38,55	68,43	79,6
14	141,27	44,7	44,7	44,7	96,68	122,41	141,26
15	108,92	36,07	56,13	82,8	93,56	105,55	108,92
16	49,96	15,59	15,59	15,59	36,05	46,18	49,86
17	83,93	32,68	55,46	63,28	79,36	83,84	83,92
18	27,58	27,58	27,58	27,58	27,58	27,58	27,58
19	38,17	11,83	11,83	11,83	26,33	34,68	38,17
20	48,89	13,57	13,57	13,57	35,32	45,3	48,89
21	36,99	11,48	11,48	11,48	25,49	33,6	36,99
22	37,22	10,47	10,47	11,1	25,41	33,11	38,01
24	43,75	13,01	13,01	28,55	35,89	38,74	43,28
25	36,86	11,08	11,08	11,08	25,75	33,64	36,86
26	36,67	10,89	10,89	10,89	25,66	33,52	36,67
27	41,9	24,63	24,63	25,46	44,26	33,38	41,51
28	55,29	15,98	15,98	15,98	38,76	48,76	55,27

Vazões de pico nos condutos (L/s)							
Condutos	Sem LID	Com LID (Variação da altura do reservatório)					
		300 cm	250 cm	200 cm	150 cm	100 cm	50 cm
29	66,34	18,16	18,16	18,16	47,27	59,05	66,35
30	92,45	42,96	58,72	73,01	81,75	90,17	92,45
31	81,41	34,3	41,15	64,74	72,29	79,04	81,41
32	132,05	42,38	42,38	42,38	49,82	115,93	132,06
33	134,89	41,44	41,44	41,44	80,87	127,58	134,88
34	68,58	36,13	36,13	36,13	43,56	63,24	68,54
35	101,31	15,35	15,35	15,35	33,71	59,09	97,1
(1-1)	63,84	18,74	18,74	18,74	44,51	57,09	63,94
(1-2)	133,69	87,94	87,94	87,94	101,42	124,21	131,8
(1-3)	194,33	104,52	104,52	104,52	142,59	178,32	192,95
(1-4)	338,36	201,08	201,08	201,08	252,9	310,82	337
(1-5)	393,19	223,36	223,36	223,36	284,96	356,03	391,04
(1-6)	493,44	316,65	316,65	316,65	362,43	449,06	491,02
(1-7)	540,36	360,45	360,45	360,45	392,37	489,61	536,82
(1-8)	751,52	426,63	426,63	426,63	485,4	665,63	744,02
(1-9)	942,96	490,09	490,09	494,89	571,77	822,27	932,08
(2-1)	78,81	25,22	25,22	25,22	36,87	67,59	78,74
(2-2)	218,01	68,9	68,9	68,9	119,91	184,32	216,59
(3-1)	455,6	151,4	178,8	222,47	277,34	378,62	450,26
(3-2)	1419,07	669,07	669,07	736,17	870,66	1220,42	1401,27
(4-1)	86,39	25,2	25,2	25,2	60	77,34	86,2
(4-10)	2388,89	995,9	995,9	1114,98	1457,26	2052,76	2359,53
(4-2)	158,67	46,65	46,65	46,65	109,06	140,93	157,91
(4-3)	237,47	70,28	70,28	77,62	163,09	210,2	236,39
(4-4)	309,15	94,44	94,44	98,28	211,26	271,59	308,08
(4-5)	427,97	126,24	126,24	127,07	291,57	376,31	426,65
(4-6)	518,34	166,24	173,3	197,97	353,82	456,37	516,94
(4-7)	597,09	198,84	212,18	259,58	406,76	524,63	595,13
(4-8)	596,94	198,76	211,31	259,1	406,09	524,22	595,02
(4-9)	861,47	281,52	281,52	338,5	522,11	752,86	857,6

Parte 2:

Vazões de pico nos condutos (L/s)							
Condutos	Sem LID	Com LID (Variação da altura do reservatório)					
		300 cm	250 cm	200 cm	150 cm	100 cm	50 cm
1	85,87	22,27	22,27	28,96	73,29	80,02	85,85
2	65,17	14,15	14,15	18,6	51,1	63,07	66,69
3	70,43	18,99	18,99	22,13	56,99	68,69	70,45
4	69,82	18,49	18,49	18,49	54,22	66,82	69,8
5	73,18	33,56	44,93	59,04	67,19	72,95	73,19
6	63,79	32,31	32,31	37,97	50,54	59,36	63,8
7	106,96	28,7	28,7	29,92	85,77	102,16	107,04
8	104,73	32,36	32,36	32,36	74,09	92,81	104,79
9	95,94	25,17	25,17	32,4	75,31	92,56	95,99
10	91,1	26,17	26,17	26,17	65,54	81,59	91,15
11	24,57	24,57	24,57	24,57	24,57	24,57	24,57
12	76,42	36,45	36,45	43,97	62,77	71,1	76,42
13	56,72	23,53	23,53	38,17	45,24	57,28	56,7
14	105,52	76,97	76,97	76,97	85,79	98,91	105,52
15	89,65	38,46	38,46	38,46	73,08	83,66	90,19
16	122,76	43,2	43,2	43,2	98,76	118,2	122,79
17	107,94	30,74	30,74	66,82	87,92	105,56	107,92
18	25,59	25,59	25,59	25,59	25,59	25,59	25,59
19	27,81	27,81	27,81	27,81	27,81	27,81	27,81
(1-1)	140,22	34,55	34,55	44,05	114,49	133,11	139,27
(1-2)	277,91	68,12	68,12	78,92	202,62	248,52	258,23
(1-3)	476,47	148,17	158,13	189,9	325,42	406,66	455,5
(1-4)	532,1	177,14	179,81	225,54	361,12	450,77	510,33
(1-5)	737,42	237,66	237,66	278,77	508,62	624,1	713,77
(1-6)	917,15	289	289	325,67	636,3	783,75	892,07
(2-1)	132,47	59,75	59,75	77,72	106,57	122,68	132,46
(3-1)	192,82	112,9	112,9	112,9	148,32	177,13	191,98
(3-2)	192,65	112,88	112,88	112,88	148,02	176,89	191,78
(3-3)	313,23	155,75	155,75	155,75	241,01	289,24	311,9

Vazões de pico nos condutos (L/s)							
Condutos	Sem LID	Com LID (Variação da altura do reservatório)					
		300 cm	250 cm	200 cm	150 cm	100 cm	50 cm
(2-2)	105,58	105,58	105,58	105,58	105,58	105,58	105,58
(2-3)	222,97	222,96	222,96	222,96	222,96	222,96	223
(2-4)	325,35	256	256	256	275,75	317,56	325,29
(2-5)	438,19	285,51	285,51	285,51	370,63	427,65	438,11
(2-6)	1304,29	920,6	920,6	924,37	1061,7	1233,47	1297,61

Parte 4:

Vazões de pico nos condutos (L/s)							
Condutos	Sem LID	Com LID (Variação da altura do reservatório)					
		300 cm	250 cm	200 cm	150 cm	100 cm	50 cm
1	126,3	47,42	47,42	82,02	103,38	126,37	126,29
2	70,29	19,35	19,35	46,96	60,46	66,93	70,22
3	116,5	36,26	36,26	85,74	95,88	114,49	116,49
4	73,76	21,02	21,02	21,02	57,12	70,67	73,74
5	129,59	37,02	57,9	105,08	116,56	126,68	129,58
6	93,33	26,84	26,84	26,84	47,56	81,31	93,24
7	63,53	32,19	32,19	32,19	32,19	32,18	49,85
8	56,26	43,06	43,06	44,61	51,47	56,06	56,26
9	39,35	12,63	12,63	20,81	34,35	38,06	39,35
10	61,17	17,79	17,79	17,79	46,6	58,13	61,13
11	100,7	42,57	77,73	92,49	98,17	100,8	100,75
12	92,47	25,81	25,81	25,81	73,94	88,04	92,46
13	89,91	42	71,38	78,61	85,24	89,83	89,9
14	79,63	23,82	23,82	23,82	64,07	75,81	79,63
15	84,64	25,11	45,29	78,01	82,2	84,63	84,64
16	48,67	22,06	22,06	22,06	22,06	26,99	54,39
17	105,49	26,88	29,19	56,35	95,03	105,47	105,49
18	97,49	29,95	29,95	48,06	75,33	97,34	97,49
19	70,98	19,65	32,27	61,17	65,94	70,91	70,97
20	58,69	16,53	16,53	32,67	54,69	58,62	58,69

Vazões de pico nos condutos (L/s)							
Condutos	Sem LID	Com LID (Variação da altura do reservatório)					
		300 cm	250 cm	200 cm	150 cm	100 cm	50 cm
21	55,79	13,24	18,43	33,32	53,08	55,73	55,79
(1-1)	115,31	45,09	45,09	74,19	97,59	113,51	115,27
(1-2)	178,67	63,56	63,56	112,06	140,61	169,35	172,24
(1-3)	363,65	118,81	118,81	200,11	278,29	327,75	356,57
(2-1)	54,77	41,87	41,87	43,37	49,73	53,55	54,7
(2-2)	93,75	53,26	53,26	55,72	76,22	91,19	93,69
(2-3)	251,06	96,44	130,54	157,92	208,23	239,27	250,29
(2-4)	432,51	145,91	212,47	259,84	347,4	412,98	431,29
(2-5)	594,7	189,98	266,99	354	485,43	568,18	592,99
(3-1)	202,55	55,79	55,79	96,73	156,61	198,58	202,48
(3-2)	323,85	89,05	90,12	137,35	237,88	306,54	322,18
(4-1)	378,93	100,34	101,19	160,04	273,7	352,46	376,48
(4-2)	381,52	99,68	100,77	161,01	277,25	355,96	378,97
(4-3)	939,34	280,12	367,2	463,42	679,15	842,81	919,99
(4-4)	939,92	280,07	367,16	465,55	681,09	844,72	921,37
(4-5)	1511,37	490,03	551,3	781,05	1064,02	1323,49	1475,35

Parte 5:

Vazões de pico nos condutos (L/s)							
Condutos	Sem LID	Com LID (Variação da altura do reservatório)					
		300 cm	250 cm	200 cm	150 cm	100 cm	50 cm
1	28,95	28,97	28,97	28,97	28,97	28,96	28,96
2	63,01	18,9	18,9	18,9	48,48	58,92	63,01
3	77,66	21,32	28,71	58,23	65,9	75,08	77,66
4	31,54	31,55	31,55	31,55	31,55	31,55	31,54
5	120,9	31,46	31,46	31,46	103,28	118,08	120,9
6	108,57	33,02	33,02	49,02	93,35	106,15	108,57
7	24,48	24,48	24,48	24,48	24,48	24,48	24,48
8	54,11	11,99	11,99	14,18	42,33	51,79	54,09
9	56,28	15,31	15,31	15,31	43,04	52,55	55,69

Vazões de pico nos condutos (L/s)							
Condutos	Sem LID	Com LID (Variação da altura do reservatório)					
		300 cm	250 cm	200 cm	150 cm	100 cm	50 cm
10	56,67	14,4	14,4	15,03	44,73	54,62	56,64
11	48,51	14,19	14,19	14,19	34,58	44,46	46,47
12	104,43	25,88	25,88	33,02	87,98	101,49	104,43
13	97,72	27,79	27,79	77,34	85,39	97,58	97,72
14	81,14	43,98	49,71	61,35	75,79	81,01	81,14
15	51,46	51,46	51,46	51,46	51,46	51,46	51,46
16	97,47	29,25	29,25	29,25	60,32	90,7	97,47
17	93,01	31,43	40,03	78,06	84,88	92,87	93,01
18	30,72	30,72	30,72	30,72	30,72	30,72	30,72
19	78,15	25,77	25,77	25,77	58,28	73,64	78,12
20	142,49	30,68	46,76	53,25	59,83	91	136,69
21	122,28	98,04	111,07	112,1	122,04	122,28	122,28
22	8,54	8,54	8,54	8,54	8,54	8,54	8,54
23	63,85	16,31	16,31	43,78	52,71	61,91	63,86
24	25,87	25,87	25,87	25,87	25,87	25,87	25,87
25	75,04	19,84	25,27	52,63	65,91	72,37	75,04
26	105,59	30,09	30,09	56,13	96,11	105,5	105,58
(1-1)	167,73	67,28	67,28	92,47	119,16	151,38	167,04
(1-2)	167,29	66,96	66,96	92,4	118,48	150,89	166,51
(1-3)	418,74	155,14	155,14	179,22	318,27	392,02	417,31
(1-4)	851,45	283,36	283,35	352,24	629,31	780,8	841,29
(1-5)	1311,43	496,11	519,32	624,71	949,86	1196	1298,95
(1-6)	1686,39	680,55	708,5	862,93	1229,93	1542,1	1672,44
(2-1)	109,54	26,94	26,94	26,94	80,09	98,57	107,51
(2-2)	207,48	53,97	53,97	53,97	146,68	182,16	201,96
(3-1)	79,88	43,9	47,53	60,62	73,35	78,83	79,88
(3-2)	79,85	43,89	47,37	60,57	73,27	78,79	79,85
(3-3)	122,38	87,79	87,79	93,24	108,56	117,26	121,31
(3-4)	311,49	145,32	145,32	197,33	231,19	290,66	309,95
(4-1)	116,75	96,29	103,61	108,26	112,18	114,88	116,21

Vazões de pico nos condutos (L/s)							
Condutos	Sem LID	Com LID (Variação da altura do reservatório)					
		300 cm	250 cm	200 cm	150 cm	100 cm	50 cm
29	117,27	45,42	45,42	72,63	95,46	108,4	117,27
(1-1)	190,39	85,9	85,9	135,84	170,67	181,64	190,44
(1-10)	1080,27	531	531	718,46	892,14	1008,39	1076,29
(1-11)	1081,48	531,2	531,2	719,82	892,77	1009,95	1076,65
(1-12)	1082,56	531,34	531,34	721,13	893,36	1011,3	1077,1
(1-13)	1534,74	724,29	724,29	926,09	1213,49	1398,77	1513,33
(1-2)	189,67	85,72	85,72	133,78	168,11	180,57	189,63
(1-3)	245,95	115,3	118,96	165,87	210,66	232,16	245,67
(1-4)	409,77	185,06	211,56	277,14	347,67	386,08	409,31
(1-5)	778,48	388,83	396,37	536,1	657,82	737,48	778,17
(1-6)	863,7	430,38	430,38	583,33	727,22	816,75	866,5
(1-7)	970,97	479,66	479,66	651,53	811,06	911,25	971,28
(1-8)	972,1	479,78	479,78	652,38	811,26	911,24	971,99
(1-9)	1080,25	531	531	718,45	892,14	1008,37	1076,27
(2-1)	185,61	63,16	96,94	132,1	160,87	182,66	185,62
(2-2)	185,63	63,07	95,54	131,52	160,83	182,25	185,65
(2-3)	256,09	130,87	134,17	177	217,01	246,78	255,89
(3-1)	137,23	47,07	47,07	55,5	111,22	130,08	137,06
(3-2)	324,81	128,6	128,6	130,23	239,83	290,26	316,54

Parte 7:

Vazões de pico nos condutos (L/s)							
Condutos	Sem LID	Com LID (Variação da altura do reservatório)					
		300 cm	250 cm	200 cm	150 cm	100 cm	50 cm
1	8,15	8,15	8,15	8,15	8,15	8,15	8,15
2	68,98	48,11	54,23	60,64	66,51	68,96	68,98
3	95,85	27,39	27,39	27,39	51,43	84,39	95,83
4	65,57	47,94	53,73	59,47	64,34	65,54	65,57
5	6,85	6,85	6,85	6,85	6,85	6,85	6,85
6	92,35	27,44	27,44	27,44	43,49	83,6	92,3

Vazões de pico nos condutos (L/s)							
Condutos	Sem LID	Com LID (Variação da altura do reservatório)					
		300 cm	250 cm	200 cm	150 cm	100 cm	50 cm
7	28,61	11,76	11,76	11,76	11,76	11,76	18,33
8	27,48	10,62	10,62	10,62	10,62	17,95	31,5
9	65,64	38,02	54,49	59,37	63,42	65,57	65,64
10	7,51	7,74	7,74	7,74	7,87	9,34	9,23
11	86,31	22,79	22,79	40,68	69,73	86,26	86,31
12	88,94	22,76	22,76	40,15	69,94	88,82	88,94
13	74,73	17,77	17,77	35,83	60,21	74,7	74,73
14	76,94	17,86	17,86	36,79	60,42	76,85	76,94
15	5,51	5,51	5,51	5,51	5,51	5,51	5,51
16	2,75	2,75	2,75	2,75	2,75	2,75	2,75
17	69,68	46,02	59,17	66,91	69,58	69,68	69,68
18	61,53	17,89	27,7	48,81	58,21	61,43	61,53
19	62,32	18,19	31,88	48,95	58,63	62,2	62,32
20	50,5	15,44	15,44	29,79	43,23	48,78	50,2
21	49,32	14,53	25,38	40,59	44,89	48,51	49,32
22	72,99	22,69	22,69	41,33	68,23	72,91	72,99
23	12,69	12,69	12,69	12,69	12,69	12,69	12,69
24	14,34	14,34	14,34	14,34	14,34	14,34	14,34
25	126,24	31,5	61,05	94,46	121,22	126,27	126,24
26	112,46	27,26	27,26	27,26	66,69	107,67	112,46
27	71,85	20,34	35,96	64,35	68,71	71,84	71,85
28	66,59	16,86	16,86	16,86	45,9	62,3	66,57
29	69,72	21,72	28,1	50,66	67,07	69,62	69,72
30	72,53	18,55	18,55	28,37	65,18	72,23	72,53
31	24,63	24,63	24,63	24,63	24,63	24,63	24,63
32	65,87	17,22	17,22	41,08	51,86	63,44	65,85
33	66,92	46,86	53,92	58,89	64,53	66,89	66,92
34	62,56	16,25	16,25	29,34	51,38	61,44	62,56
35	100,03	23,16	23,16	23,16	47,08	98,04	100,03
36	40,99	14,09	14,09	14,09	14,09	33,31	38,71

Vazões de pico nos condutos (L/s)							
Condutos	Sem LID	Com LID (Variação da altura do reservatório)					
		300 cm	250 cm	200 cm	150 cm	100 cm	50 cm
(4-3)	13,21	13,23	13,23	13,23	13,23	13,23	13,21
(4-4)	247,77	69,27	72,63	117,05	156,7	229,82	245,97
(4-5)	378,56	101,72	104,65	167,56	247,66	341,04	375,13
(5-1)	24,49	24,5	24,5	24,5	24,5	24,5	24,49
(5-2)	88,22	41,08	41,09	57,82	74,19	85,01	88,19
(5-3)	152,84	84,1	93,1	99,37	128,58	147,6	153,45
(5-4)	208,28	95,98	106,02	123,18	170,03	193,26	205,65
(5-5)	207,76	94,02	104,6	121,66	169,11	193,94	205,95

Parte 8:

Vazões de pico nos condutos (L/s)							
Condutos	Sem LID	Com LID (Variação da altura do reservatório)					
		300 cm	250 cm	200 cm	150 cm	100 cm	50 cm
1	10,38	10,39	10,39	10,39	10,39	10,39	10,38
2	66,46	18,88	18,88	43,43	55,55	65,62	66,44
3	104,31	30,99	30,99	30,99	75,24	99,75	104,31
4	81,47	25,59	25,59	25,59	38,92	74,58	81,42
5	47,65	16,88	16,88	16,88	34,35	42,81	47,61
6	65,45	18,54	18,54	32,27	52,08	63,33	65,42
7	87,16	25,95	25,95	25,95	63,95	79,15	87,09
8	84,78	24	24	24	62,52	77,25	84,72
9	47,15	16,37	16,37	16,37	35,24	43,3	47,13
10	65,05	18,81	18,81	18,81	45,57	57,32	64,97
11	88,99	27,94	27,94	27,94	66,23	81,46	88,96
12	85,52	26,93	26,93	26,93	26,93	69,84	84,9
13	45,72	17,07	17,07	17,07	21,32	37,96	45,62
14	14,56	10,75	10,75	10,75	10,75	10,75	10,74
15	15,35	7,13	7,13	7,13	9,56	13,24	15,35
16	44,1	17,25	17,25	17,25	17,25	30,17	58,17
17	120,13	33,23	33,23	33,23	66,54	105,9	120,18

Vazões de pico nos condutos (L/s)							
Condutos	Sem LID	Com LID (Variação da altura do reservatório)					
		300 cm	250 cm	200 cm	150 cm	100 cm	50 cm
18	94,81	26,88	26,88	26,88	50,98	83,57	94,78
19	97,92	28,35	28,35	28,35	53,3	88,75	97,91
20	96,5	26,92	26,92	26,92	51,79	89,35	96,5
21	97,95	28,43	28,43	28,43	53,88	90,26	97,94
22	96,34	27,77	27,77	27,77	35,38	84,17	96,26
23	88,93	24,32	24,32	24,32	42,42	76,83	88,91
24	81,34	21,63	21,63	21,63	39,6	72,81	81,33
(1-1)	442,8	138,65	138,65	154,28	237,88	384,74	442,54
(1-2)	909,83	275,53	275,53	291,2	492,41	768,1	875,06
(1-3)	1369,74	416,56	416,56	421,02	706,47	1150,14	1315,9
(1-4)	1617,41	506,73	506,73	507,51	810,99	1356,95	1561,05
(2-1)	204,08	57,84	57,84	57,84	110,18	179,14	203,99
(3-1)	193,75	55,17	55,17	55,17	104,06	173,7	193,39
(4-1)	193,62	55,8	55,8	55,8	80,73	168,21	192,13
(5-1)	88,24	23,99	23,99	23,99	36,47	73,52	86,32
(5-2)	170,33	45,38	45,38	45,38	71,19	139,77	164,69

APÊNDICE D – VAZÕES DE PICO E VOLUME ESCOADO NOS EXUTÓRIOS

Resultados numéricos no exutório da rede de drenagem				
Sub-área	Descrição	Vazão de pico (L/s)	Volume escoado (Milhões de litros)	
Parte 1	Sem LID	2388,89	1,22	
	Com LID	300 cm	995,90	0,53
		250 cm	995,90	0,55
		200 cm	1114,98	0,61
		150 cm	1457,26	0,76
		100 cm	2052,76	0,91
		50 cm	2359,53	1,06
Parte 2	Sem LID	1405,83	0,71	
	Com LID	300 cm	547,42	0,29
		250 cm	547,42	0,298
		200 cm	585,31	0,365
		150 cm	998,66	0,453
		100 cm	1227,46	0,539
		50 cm	1376,84	0,623
Parte 3	Sem LID	1304,29	0,667	
	Com LID	300 cm	920,6	0,475
		250 cm	920,6	0,484
		200 cm	924,37	0,519
		150 cm	1061,7	0,556
		100 cm	1233,47	0,593
		50 cm	1297,61	0,63
Parte 4	Sem LID	1511,37	0,918	
	Com LID	300 cm	490,03	0,344
		250 cm	551,3	0,409
		200 cm	781,05	0,499
		150 cm	1064,02	0,602
		100 cm	1323,49	0,706
		50 cm	1475,35	0,811

Resultados numéricos no exutório da rede de drenagem				
Sub-área	Descrição	Vazão de pico (L/s)	Volume escoado (Milhões de litros)	
Parte 5	Sem LID	1686,39	0,926	
	Com LID	300 cm	680,55	0,386
		250 cm	708,5	0,428
		200 cm	862,93	0,514
		150 cm	1229,93	0,618
		100 cm	1542,1	0,721
		50 cm	1672,44	0,823
Parte 6	Sem LID	1534,74	0,811	
	Com LID	300 cm	724,29	0,414
		250 cm	724,29	0,445
		200 cm	926,09	0,518
		150 cm	1213,49	0,593
		100 cm	1398,77	0,666
		50 cm	1513,33	0,738
Parte 7	Sem LID	2031,33	1,364	
	Com LID	300 cm	714,41	0,536
		250 cm	755,73	0,62
		200 cm	941,03	0,754
		150 cm	1283,31	0,907
		100 cm	1745,41	1,059
		50 cm	1957,72	1,211
Parte 8	Sem LID	1617,41	0,881	
	Com LID	300 cm	506,73	0,281
		250 cm	506,73	0,284
		200 cm	507,51	0,324
		150 cm	810,99	0,456
		100 cm	1356,95	0,597
		50 cm	1561,05	0,738

APÊNDICE E – CENARIZAÇÃO DO MÉTODO DA SIMULAÇÃO

Área de captação m ²	Demanda L/dia	Volume m ³	Σ Q m ³ /anual	Σ D m ³ /anual	Extravasamento %	Demanda atendida %	Confiança %
50	50	1	47,07	18,3	68%	77%	67%
50	50	2	47,07	18,3	64%	83%	75%
50	50	3	47,07	18,3	59%	88%	75%
50	50	4	47,07	18,3	57%	94%	83%
50	50	5	47,07	18,3	55%	99%	92%
50	50	6	47,07	18,3	53%	100%	100%
50	50	7	47,07	18,3	51%	100%	100%
50	50	8	47,07	18,3	49%	100%	100%
50	50	9	47,07	18,3	46%	100%	100%
50	50	10	47,07	18,3	44%	100%	100%
50	100	1	47,07	36,6	48%	64%	50%
50	100	2	47,07	36,6	46%	67%	50%
50	100	3	47,07	36,6	44%	69%	58%
50	100	4	47,07	36,6	42%	72%	58%
50	100	5	47,07	36,6	39%	75%	58%
50	100	6	47,07	36,6	37%	77%	67%
50	100	7	47,07	36,6	35%	80%	67%
50	100	8	47,07	36,6	33%	83%	67%
50	100	9	47,07	36,6	31%	86%	75%
50	100	10	47,07	36,6	29%	88%	75%
75	50	1	70,61	18,3	77%	84%	67%
75	50	2	70,61	18,3	74%	90%	75%
75	50	3	70,61	18,3	71%	95%	83%
75	50	4	70,61	18,3	68%	100%	100%
75	50	5	70,61	18,3	67%	100%	100%
75	50	6	70,61	18,3	66%	100%	100%
75	50	7	70,61	18,3	64%	100%	100%
75	50	8	70,61	18,3	63%	100%	100%
75	50	9	70,61	18,3	61%	100%	100%
75	50	10	70,61	18,3	60%	100%	100%
75	100	1	70,61	36,6	62%	71%	50%
75	100	2	70,61	36,6	59%	74%	58%
75	100	3	70,61	36,6	56%	76%	58%
75	100	4	70,61	36,6	54%	79%	58%
75	100	5	70,61	36,6	53%	82%	67%
75	100	6	70,61	36,6	52%	84%	67%
75	100	7	70,61	36,6	50%	87%	67%
75	100	8	70,61	36,6	49%	90%	75%
75	100	9	70,61	36,6	47%	93%	75%
75	100	10	70,61	36,6	46%	95%	83%
75	150	1	70,61	54,9	50%	63%	50%

Área de captação m ²	Demanda L/dia	Volume m ³	Σ Q m ³ /anual	Σ D m ³ /anual	Extravasamento %	Demanda atendida %	Confiança %
75	150	2	70,61	54,9	47%	65%	50%
75	150	3	70,61	54,9	46%	67%	50%
75	150	4	70,61	54,9	44%	68%	58%
75	150	5	70,61	54,9	43%	70%	58%
75	150	6	70,61	54,9	42%	72%	58%
75	150	7	70,61	54,9	40%	74%	58%
75	150	8	70,61	54,9	39%	76%	67%
75	150	9	70,61	54,9	37%	77%	67%
75	150	10	70,61	54,9	36%	79%	67%
100	50	1	94,15	18,3	81%	90%	83%
100	50	2	94,15	18,3	79%	96%	83%
100	50	3	94,15	18,3	77%	100%	100%
100	50	4	94,15	18,3	76%	100%	100%
100	50	5	94,15	18,3	75%	100%	100%
100	50	6	94,15	18,3	74%	100%	100%
100	50	7	94,15	18,3	73%	100%	100%
100	50	8	94,15	18,3	72%	100%	100%
100	50	9	94,15	18,3	71%	100%	100%
100	50	10	94,15	18,3	70%	100%	100%
100	100	1	94,15	36,6	70%	75%	58%
100	100	2	94,15	36,6	68%	77%	67%
100	100	3	94,15	36,6	66%	80%	67%
100	100	4	94,15	36,6	64%	83%	75%
100	100	5	94,15	36,6	61%	86%	75%
100	100	6	94,15	36,6	59%	88%	75%
100	100	7	94,15	36,6	58%	91%	83%
100	100	8	94,15	36,6	57%	94%	83%
100	100	9	94,15	36,6	56%	97%	92%
100	100	10	94,15	36,6	55%	99%	92%
100	150	1	94,15	54,9	59%	68%	50%
100	150	2	94,15	54,9	57%	70%	50%
100	150	3	94,15	54,9	55%	72%	58%
100	150	4	94,15	54,9	53%	73%	58%
100	150	5	94,15	54,9	52%	75%	58%
100	150	6	94,15	54,9	51%	77%	58%
100	150	7	94,15	54,9	50%	79%	67%
100	150	8	94,15	54,9	49%	81%	67%
100	150	9	94,15	54,9	48%	82%	67%
100	150	10	94,15	54,9	47%	84%	67%
100	200	1	94,15	73,2	50%	62%	50%
100	200	2	94,15	73,2	48%	64%	50%
100	200	3	94,15	73,2	47%	65%	50%
100	200	4	94,15	73,2	46%	67%	50%
100	200	5	94,15	73,2	45%	68%	50%

Área de captação m ²	Demanda L/dia	Volume m ³	Σ Q m ³ /anual	Σ D m ³ /anual	Extravasamento %	Demanda atendida %	Confiança %
100	200	6	94,15	73,2	44%	69%	58%
100	200	7	94,15	73,2	43%	71%	58%
100	200	8	94,15	73,2	42%	72%	58%
100	200	9	94,15	73,2	41%	73%	58%
100	200	10	94,15	73,2	39%	75%	58%
100	250	1	94,15	91,5	43%	58%	42%
100	250	2	94,15	91,5	42%	59%	42%
100	250	3	94,15	91,5	40%	60%	50%
100	250	4	94,15	91,5	39%	62%	50%
100	250	5	94,15	91,5	38%	63%	50%
100	250	6	94,15	91,5	37%	64%	50%
100	250	7	94,15	91,5	36%	65%	50%
100	250	8	94,15	91,5	35%	66%	50%
100	250	9	94,15	91,5	34%	67%	58%
100	250	10	94,15	91,5	33%	68%	58%
125	50	1	117,68	18,3	85%	93%	83%
125	50	2	117,68	18,3	83%	98%	92%
125	50	3	117,68	18,3	82%	100%	100%
125	50	4	117,68	18,3	81%	100%	100%
125	50	5	117,68	18,3	80%	100%	100%
125	50	6	117,68	18,3	79%	100%	100%
125	50	7	117,68	18,3	79%	100%	100%
125	50	8	117,68	18,3	78%	100%	100%
125	50	9	117,68	18,3	77%	100%	100%
125	50	10	117,68	18,3	76%	100%	100%
125	100	1	117,68	36,6	75%	78%	58%
125	100	2	117,68	36,6	73%	81%	67%
125	100	3	117,68	36,6	71%	84%	67%
125	100	4	117,68	36,6	70%	86%	75%
125	100	5	117,68	36,6	68%	89%	75%
125	100	6	117,68	36,6	66%	92%	83%
125	100	7	117,68	36,6	65%	94%	83%
125	100	8	117,68	36,6	63%	97%	92%
125	100	9	117,68	36,6	61%	100%	92%
125	100	10	117,68	36,6	60%	100%	100%
125	150	1	117,68	54,9	66%	71%	58%
125	150	2	117,68	54,9	64%	73%	58%
125	150	3	117,68	54,9	62%	75%	67%
125	150	4	117,68	54,9	61%	77%	67%
125	150	5	117,68	54,9	59%	79%	67%
125	150	6	117,68	54,9	57%	81%	67%
125	150	7	117,68	54,9	56%	82%	75%
125	150	8	117,68	54,9	56%	84%	75%
125	150	9	117,68	54,9	55%	86%	75%

Área de captação m ²	Demanda L/dia	Volume m ³	Σ Q m ³ /anual	Σ D m ³ /anual	Extravasamento %	Demanda atendida %	Confiança %
125	150	10	117,68	54,9	54%	88%	75%
125	200	1	117,68	73,2	58%	66%	50%
125	200	2	117,68	73,2	56%	68%	50%
125	200	3	117,68	73,2	54%	69%	50%
125	200	4	117,68	73,2	53%	71%	50%
125	200	5	117,68	73,2	52%	72%	58%
125	200	6	117,68	73,2	51%	73%	58%
125	200	7	117,68	73,2	50%	75%	58%
125	200	8	117,68	73,2	49%	76%	58%
125	200	9	117,68	73,2	48%	77%	58%
125	200	10	117,68	73,2	47%	79%	67%
125	250	1	117,68	91,5	51%	62%	50%
125	250	2	117,68	91,5	49%	63%	50%
125	250	3	117,68	91,5	48%	64%	50%
125	250	4	117,68	91,5	47%	65%	50%
125	250	5	117,68	91,5	46%	67%	50%
125	250	6	117,68	91,5	45%	68%	50%
125	250	7	117,68	91,5	44%	69%	58%
125	250	8	117,68	91,5	43%	70%	58%
125	250	9	117,68	91,5	42%	71%	58%
125	250	10	117,68	91,5	42%	72%	58%
125	300	1	117,68	109,8	44%	59%	42%
125	300	2	117,68	109,8	43%	60%	42%
125	300	3	117,68	109,8	42%	61%	50%
125	300	4	117,68	109,8	42%	61%	50%
125	300	5	117,68	109,8	41%	62%	50%
125	300	6	117,68	109,8	40%	63%	50%
125	300	7	117,68	109,8	39%	64%	50%
125	300	8	117,68	109,8	38%	65%	50%
125	300	9	117,68	109,8	37%	66%	50%
125	300	10	117,68	109,8	36%	67%	58%
150	50	1	141,22	18,3	87%	95%	83%
150	50	2	141,22	18,3	86%	100%	100%
150	50	3	141,22	18,3	85%	100%	100%
150	50	4	141,22	18,3	84%	100%	100%
150	50	5	141,22	18,3	84%	100%	100%
150	50	6	141,22	18,3	83%	100%	100%
150	50	7	141,22	18,3	82%	100%	100%
150	50	8	141,22	18,3	81%	100%	100%
150	50	9	141,22	18,3	81%	100%	100%
150	50	10	141,22	18,3	80%	100%	100%
150	100	1	141,22	36,6	78%	81%	67%
150	100	2	141,22	36,6	77%	84%	67%
150	100	3	141,22	36,6	75%	87%	75%

Área de captação m ²	Demanda L/dia	Volume m ³	Σ Q m ³ /anual	Σ D m ³ /anual	Extravasamento %	Demanda atendida %	Confiança %
150	100	4	141,22	36,6	74%	90%	75%
150	100	5	141,22	36,6	73%	92%	75%
150	100	6	141,22	36,6	71%	95%	83%
150	100	7	141,22	36,6	70%	98%	83%
150	100	8	141,22	36,6	68%	100%	100%
150	100	9	141,22	36,6	68%	100%	100%
150	100	10	141,22	36,6	67%	100%	100%
150	150	1	141,22	54,9	71%	74%	58%
150	150	2	141,22	54,9	69%	76%	58%
150	150	3	141,22	54,9	68%	77%	67%
150	150	4	141,22	54,9	66%	79%	67%
150	150	5	141,22	54,9	65%	81%	67%
150	150	6	141,22	54,9	64%	83%	75%
150	150	7	141,22	54,9	62%	85%	75%
150	150	8	141,22	54,9	61%	87%	75%
150	150	9	141,22	54,9	59%	88%	75%
150	150	10	141,22	54,9	58%	90%	83%
150	200	1	141,22	73,2	63%	69%	50%
150	200	2	141,22	73,2	62%	71%	50%
150	200	3	141,22	73,2	60%	72%	50%
150	200	4	141,22	73,2	59%	74%	58%
150	200	5	141,22	73,2	58%	75%	58%
150	200	6	141,22	73,2	56%	76%	58%
150	200	7	141,22	73,2	55%	78%	58%
150	200	8	141,22	73,2	54%	79%	58%
150	200	9	141,22	73,2	54%	80%	67%
150	200	10	141,22	73,2	53%	82%	67%
150	250	1	141,22	91,5	57%	66%	50%
150	250	2	141,22	91,5	55%	67%	50%
150	250	3	141,22	91,5	54%	68%	50%
150	250	4	141,22	91,5	53%	69%	50%
150	250	5	141,22	91,5	51%	70%	50%
150	250	6	141,22	91,5	50%	71%	58%
150	250	7	141,22	91,5	50%	72%	58%
150	250	8	141,22	91,5	49%	73%	58%
150	250	9	141,22	91,5	48%	74%	58%
150	250	10	141,22	91,5	48%	75%	58%
150	300	1	141,22	109,8	51%	62%	42%
150	300	2	141,22	109,8	50%	63%	50%
150	300	3	141,22	109,8	48%	64%	50%
150	300	4	141,22	109,8	47%	65%	50%
150	300	5	141,22	109,8	47%	66%	50%
150	300	6	141,22	109,8	46%	67%	50%
150	300	7	141,22	109,8	45%	67%	50%

Área de captação m ²	Demanda L/dia	Volume m ³	Σ Q m ³ /anual	Σ D m ³ /anual	Extravasamento %	Demanda atendida %	Confiança %
150	300	8	141,22	109,8	44%	68%	58%
150	300	9	141,22	109,8	44%	69%	58%
150	300	10	141,22	109,8	43%	70%	58%
150	350	1	141,22	128,1	46%	59%	42%
150	350	2	141,22	128,1	44%	60%	42%
150	350	3	141,22	128,1	44%	61%	50%
150	350	4	141,22	128,1	43%	61%	50%
150	350	5	141,22	128,1	42%	62%	50%
150	350	6	141,22	128,1	42%	63%	50%
150	350	7	141,22	128,1	41%	64%	50%
150	350	8	141,22	128,1	40%	65%	50%
150	350	9	141,22	128,1	39%	65%	50%
150	350	10	141,22	128,1	39%	66%	50%
175	50	1	164,76	18,3	89%	98%	83%
175	50	2	164,76	18,3	88%	100%	100%
175	50	3	164,76	18,3	87%	100%	100%
175	50	4	164,76	18,3	86%	100%	100%
175	50	5	164,76	18,3	86%	100%	100%
175	50	6	164,76	18,3	85%	100%	100%
175	50	7	164,76	18,3	85%	100%	100%
175	50	8	164,76	18,3	84%	100%	100%
175	50	9	164,76	18,3	83%	100%	100%
175	50	10	164,76	18,3	83%	100%	100%
175	100	1	164,76	36,6	81%	85%	67%
175	100	2	164,76	36,6	79%	88%	75%
175	100	3	164,76	36,6	78%	90%	75%
175	100	4	164,76	36,6	77%	93%	75%
175	100	5	164,76	36,6	76%	96%	83%
175	100	6	164,76	36,6	74%	99%	83%
175	100	7	164,76	36,6	74%	100%	100%
175	100	8	164,76	36,6	73%	100%	100%
175	100	9	164,76	36,6	72%	100%	100%
175	100	10	164,76	36,6	72%	100%	100%
175	150	1	164,76	54,9	74%	76%	58%
175	150	2	164,76	54,9	73%	78%	67%
175	150	3	164,76	54,9	72%	80%	67%
175	150	4	164,76	54,9	70%	81%	67%
175	150	5	164,76	54,9	69%	83%	75%
175	150	6	164,76	54,9	68%	85%	75%
175	150	7	164,76	54,9	67%	87%	75%
175	150	8	164,76	54,9	66%	89%	75%
175	150	9	164,76	54,9	64%	91%	75%
175	150	10	164,76	54,9	63%	92%	83%
175	200	1	164,76	73,2	68%	72%	58%

Área de captação m ²	Demanda L/dia	Volume m ³	Σ Q m ³ /anual	Σ D m ³ /anual	Extravasamento %	Demanda atendida %	Confiança %
175	200	2	164,76	73,2	66%	73%	58%
175	200	3	164,76	73,2	65%	74%	58%
175	200	4	164,76	73,2	64%	76%	67%
175	200	5	164,76	73,2	63%	77%	67%
175	200	6	164,76	73,2	62%	78%	67%
175	200	7	164,76	73,2	60%	80%	67%
175	200	8	164,76	73,2	59%	81%	75%
175	200	9	164,76	73,2	58%	83%	75%
175	200	10	164,76	73,2	57%	84%	75%
175	250	1	164,76	91,5	62%	68%	50%
175	250	2	164,76	91,5	60%	69%	50%
175	250	3	164,76	91,5	59%	70%	50%
175	250	4	164,76	91,5	58%	71%	50%
175	250	5	164,76	91,5	57%	72%	58%
175	250	6	164,76	91,5	56%	73%	58%
175	250	7	164,76	91,5	54%	75%	58%
175	250	8	164,76	91,5	54%	76%	58%
175	250	9	164,76	91,5	53%	77%	58%
175	250	10	164,76	91,5	53%	78%	58%
175	300	1	164,76	109,8	56%	65%	50%
175	300	2	164,76	109,8	55%	66%	50%
175	300	3	164,76	109,8	54%	67%	50%
175	300	4	164,76	109,8	52%	68%	50%
175	300	5	164,76	109,8	51%	69%	50%
175	300	6	164,76	109,8	50%	70%	50%
175	300	7	164,76	109,8	50%	70%	58%
175	300	8	164,76	109,8	49%	71%	58%
175	300	9	164,76	109,8	49%	72%	58%
175	300	10	164,76	109,8	48%	73%	58%
175	350	1	164,76	128,1	51%	62%	42%
175	350	2	164,76	128,1	50%	63%	50%
175	350	3	164,76	128,1	49%	63%	50%
175	350	4	164,76	128,1	48%	64%	50%
175	350	5	164,76	128,1	47%	65%	50%
175	350	6	164,76	128,1	46%	66%	50%
175	350	7	164,76	128,1	46%	67%	50%
175	350	8	164,76	128,1	45%	67%	50%
175	350	9	164,76	128,1	45%	68%	50%
175	350	10	164,76	128,1	44%	69%	58%
175	400	1	164,76	146,4	47%	59%	42%
175	400	2	164,76	146,4	45%	60%	42%
175	400	3	164,76	146,4	45%	61%	50%
175	400	4	164,76	146,4	44%	61%	50%
175	400	5	164,76	146,4	43%	62%	50%

Área de captação m ²	Demanda L/dia	Volume m ³	Σ Q m ³ /anual	Σ D m ³ /anual	Extravasamento %	Demanda atendida %	Confiança %
175	400	6	164,76	146,4	43%	63%	50%
175	400	7	164,76	146,4	42%	63%	50%
175	400	8	164,76	146,4	42%	64%	50%
175	400	9	164,76	146,4	41%	65%	50%
175	400	10	164,76	146,4	40%	65%	50%
175	450	1	164,76	164,7	42%	57%	42%
175	450	2	164,76	164,7	41%	58%	42%
175	450	3	164,76	164,7	41%	59%	42%
175	450	4	164,76	164,7	40%	59%	42%
175	450	5	164,76	164,7	40%	60%	50%
175	450	6	164,76	164,7	39%	60%	50%
175	450	7	164,76	164,7	38%	61%	50%
175	450	8	164,76	164,7	38%	62%	50%
175	450	9	164,76	164,7	37%	62%	50%
175	450	10	164,76	164,7	37%	63%	50%
200	50	1	188,29	18,3	90%	99%	92%
200	50	2	188,29	18,3	89%	100%	100%
200	50	3	188,29	18,3	89%	100%	100%
200	50	4	188,29	18,3	88%	100%	100%
200	50	5	188,29	18,3	88%	100%	100%
200	50	6	188,29	18,3	87%	100%	100%
200	50	7	188,29	18,3	87%	100%	100%
200	50	8	188,29	18,3	86%	100%	100%
200	50	9	188,29	18,3	86%	100%	100%
200	50	10	188,29	18,3	85%	100%	100%
200	100	1	188,29	36,6	82%	88%	75%
200	100	2	188,29	36,6	81%	90%	83%
200	100	3	188,29	36,6	80%	93%	83%
200	100	4	188,29	36,6	79%	96%	83%
200	100	5	188,29	36,6	78%	98%	92%
200	100	6	188,29	36,6	77%	100%	100%
200	100	7	188,29	36,6	77%	100%	100%
200	100	8	188,29	36,6	76%	100%	100%
200	100	9	188,29	36,6	76%	100%	100%
200	100	10	188,29	36,6	75%	100%	100%
200	150	1	188,29	54,9	77%	78%	58%
200	150	2	188,29	54,9	76%	80%	67%
200	150	3	188,29	54,9	75%	82%	67%
200	150	4	188,29	54,9	73%	84%	67%
200	150	5	188,29	54,9	72%	86%	75%
200	150	6	188,29	54,9	71%	87%	75%
200	150	7	188,29	54,9	70%	89%	75%
200	150	8	188,29	54,9	69%	91%	75%
200	150	9	188,29	54,9	68%	93%	83%

Área de captação m ²	Demanda L/dia	Volume m ³	Σ Q m ³ /anual	Σ D m ³ /anual	Extravasamento %	Demanda atendida %	Confiança %
200	150	10	188,29	54,9	67%	95%	83%
200	200	1	188,29	73,2	71%	73%	58%
200	200	2	188,29	73,2	70%	75%	58%
200	200	3	188,29	73,2	69%	76%	67%
200	200	4	188,29	73,2	68%	77%	67%
200	200	5	188,29	73,2	67%	79%	67%
200	200	6	188,29	73,2	66%	80%	67%
200	200	7	188,29	73,2	65%	82%	67%
200	200	8	188,29	73,2	64%	83%	75%
200	200	9	188,29	73,2	62%	84%	75%
200	200	10	188,29	73,2	61%	86%	75%
200	250	1	188,29	91,5	65%	70%	58%
200	250	2	188,29	91,5	64%	71%	58%
200	250	3	188,29	91,5	63%	72%	58%
200	250	4	188,29	91,5	62%	74%	58%
200	250	5	188,29	91,5	61%	75%	67%
200	250	6	188,29	91,5	60%	76%	67%
200	250	7	188,29	91,5	59%	77%	67%
200	250	8	188,29	91,5	58%	78%	67%
200	250	9	188,29	91,5	57%	79%	67%
200	250	10	188,29	91,5	56%	80%	67%
200	300	1	188,29	109,8	60%	67%	50%
200	300	2	188,29	109,8	59%	68%	50%
200	300	3	188,29	109,8	58%	69%	50%
200	300	4	188,29	109,8	57%	70%	50%
200	300	5	188,29	109,8	56%	71%	50%
200	300	6	188,29	109,8	55%	72%	58%
200	300	7	188,29	109,8	54%	72%	58%
200	300	8	188,29	109,8	53%	73%	58%
200	300	9	188,29	109,8	53%	74%	58%
200	300	10	188,29	109,8	52%	75%	58%
200	350	1	188,29	128,1	56%	65%	50%
200	350	2	188,29	128,1	54%	65%	50%
200	350	3	188,29	128,1	53%	66%	50%
200	350	4	188,29	128,1	52%	67%	50%
200	350	5	188,29	128,1	51%	68%	50%
200	350	6	188,29	128,1	50%	68%	50%
200	350	7	188,29	128,1	50%	69%	50%
200	350	8	188,29	128,1	49%	70%	58%
200	350	9	188,29	128,1	49%	71%	58%
200	350	10	188,29	128,1	48%	72%	58%
200	400	1	188,29	146,4	51%	62%	42%
200	400	2	188,29	146,4	50%	62%	50%
200	400	3	188,29	146,4	49%	63%	50%

Área de captação m ²	Demanda L/dia	Volume m ³	Σ Q m ³ /anual	Σ D m ³ /anual	Extravasamento %	Demanda atendida %	Confiança %
200	400	4	188,29	146,4	48%	64%	50%
200	400	5	188,29	146,4	47%	64%	50%
200	400	6	188,29	146,4	47%	65%	50%
200	400	7	188,29	146,4	46%	66%	50%
200	400	8	188,29	146,4	46%	67%	50%
200	400	9	188,29	146,4	45%	67%	50%
200	400	10	188,29	146,4	45%	68%	50%
200	450	1	188,29	164,7	47%	60%	42%
200	450	2	188,29	164,7	46%	60%	42%
200	450	3	188,29	164,7	45%	61%	50%
200	450	4	188,29	164,7	45%	61%	50%
200	450	5	188,29	164,7	44%	62%	50%
200	450	6	188,29	164,7	44%	63%	50%
200	450	7	188,29	164,7	43%	63%	50%
200	450	8	188,29	164,7	43%	64%	50%
200	450	9	188,29	164,7	42%	64%	50%
200	450	10	188,29	164,7	42%	65%	50%
200	500	1	188,29	183	43%	58%	42%
200	500	2	188,29	183	43%	58%	42%
200	500	3	188,29	183	42%	59%	42%
200	500	4	188,29	183	42%	59%	42%
200	500	5	188,29	183	41%	60%	50%
200	500	6	188,29	183	40%	60%	50%
200	500	7	188,29	183	40%	61%	50%
200	500	8	188,29	183	39%	62%	50%
200	500	9	188,29	183	39%	62%	50%
200	500	10	188,29	183	38%	63%	50%
225	50	1	211,83	18,3	91%	99%	92%
225	50	2	211,83	18,3	90%	100%	100%
225	50	3	211,83	18,3	90%	100%	100%
225	50	4	211,83	18,3	89%	100%	100%
225	50	5	211,83	18,3	89%	100%	100%
225	50	6	211,83	18,3	89%	100%	100%
225	50	7	211,83	18,3	88%	100%	100%
225	50	8	211,83	18,3	88%	100%	100%
225	50	9	211,83	18,3	87%	100%	100%
225	50	10	211,83	18,3	87%	100%	100%
225	100	1	211,83	36,6	84%	89%	75%
225	100	2	211,83	36,6	83%	91%	83%
225	100	3	211,83	36,6	82%	94%	83%
225	100	4	211,83	36,6	81%	97%	92%
225	100	5	211,83	36,6	80%	100%	92%
225	100	6	211,83	36,6	80%	100%	100%
225	100	7	211,83	36,6	79%	100%	100%

Área de captação m ²	Demanda L/dia	Volume m ³	Σ Q m ³ /anual	Σ D m ³ /anual	Extravasamento %	Demanda atendida %	Confiança %
225	100	8	211,83	36,6	79%	100%	100%
225	100	9	211,83	36,6	78%	100%	100%
225	100	10	211,83	36,6	78%	100%	100%
225	150	1	211,83	54,9	79%	81%	58%
225	150	2	211,83	54,9	78%	82%	67%
225	150	3	211,83	54,9	77%	84%	67%
225	150	4	211,83	54,9	76%	86%	75%
225	150	5	211,83	54,9	75%	88%	75%
225	150	6	211,83	54,9	74%	90%	75%
225	150	7	211,83	54,9	73%	91%	75%
225	150	8	211,83	54,9	72%	93%	83%
225	150	9	211,83	54,9	71%	95%	83%
225	150	10	211,83	54,9	70%	97%	83%
225	200	1	211,83	73,2	74%	75%	58%
225	200	2	211,83	73,2	73%	76%	58%
225	200	3	211,83	73,2	72%	78%	67%
225	200	4	211,83	73,2	71%	79%	67%
225	200	5	211,83	73,2	70%	80%	67%
225	200	6	211,83	73,2	69%	82%	67%
225	200	7	211,83	73,2	68%	83%	75%
225	200	8	211,83	73,2	67%	85%	75%
225	200	9	211,83	73,2	66%	86%	75%
225	200	10	211,83	73,2	65%	87%	75%
225	250	1	211,83	91,5	69%	72%	58%
225	250	2	211,83	91,5	68%	73%	58%
225	250	3	211,83	91,5	67%	74%	58%
225	250	4	211,83	91,5	66%	75%	58%
225	250	5	211,83	91,5	65%	76%	67%
225	250	6	211,83	91,5	64%	77%	67%
225	250	7	211,83	91,5	63%	78%	67%
225	250	8	211,83	91,5	62%	79%	67%
225	250	9	211,83	91,5	61%	80%	67%
225	250	10	211,83	91,5	60%	82%	75%
225	300	1	211,83	109,8	64%	69%	50%
225	300	2	211,83	109,8	63%	70%	50%
225	300	3	211,83	109,8	62%	71%	50%
225	300	4	211,83	109,8	61%	72%	50%
225	300	5	211,83	109,8	60%	73%	50%
225	300	6	211,83	109,8	59%	74%	58%
225	300	7	211,83	109,8	58%	74%	58%
225	300	8	211,83	109,8	57%	75%	58%
225	300	9	211,83	109,8	56%	76%	58%
225	300	10	211,83	109,8	55%	77%	58%
225	350	1	211,83	128,1	59%	66%	50%

Área de captação m ²	Demanda L/dia	Volume m ³	Σ Q m ³ /anual	Σ D m ³ /anual	Extravasamento %	Demanda atendida %	Confiança %
225	350	2	211,83	128,1	59%	67%	50%
225	350	3	211,83	128,1	58%	68%	50%
225	350	4	211,83	128,1	57%	69%	50%
225	350	5	211,83	128,1	56%	69%	50%
225	350	6	211,83	128,1	55%	70%	50%
225	350	7	211,83	128,1	54%	71%	50%
225	350	8	211,83	128,1	53%	72%	58%
225	350	9	211,83	128,1	52%	73%	58%
225	350	10	211,83	128,1	52%	73%	58%
225	400	1	211,83	146,4	55%	64%	50%
225	400	2	211,83	146,4	54%	65%	50%
225	400	3	211,83	146,4	53%	66%	50%
225	400	4	211,83	146,4	52%	66%	50%
225	400	5	211,83	146,4	51%	67%	50%
225	400	6	211,83	146,4	50%	68%	50%
225	400	7	211,83	146,4	50%	68%	50%
225	400	8	211,83	146,4	49%	69%	50%
225	400	9	211,83	146,4	49%	70%	58%
225	400	10	211,83	146,4	48%	70%	58%
225	450	1	211,83	164,7	52%	62%	42%
225	450	2	211,83	164,7	51%	62%	50%
225	450	3	211,83	164,7	50%	63%	50%
225	450	4	211,83	164,7	49%	63%	50%
225	450	5	211,83	164,7	48%	64%	50%
225	450	6	211,83	164,7	47%	65%	50%
225	450	7	211,83	164,7	47%	65%	50%
225	450	8	211,83	164,7	46%	66%	50%
225	450	9	211,83	164,7	46%	67%	50%
225	450	10	211,83	164,7	45%	67%	50%
225	500	1	211,83	183	48%	60%	42%
225	500	2	211,83	183	47%	60%	42%
225	500	3	211,83	183	46%	61%	42%
225	500	4	211,83	183	45%	61%	50%
225	500	5	211,83	183	45%	62%	50%
225	500	6	211,83	183	44%	62%	50%
225	500	7	211,83	183	44%	63%	50%
225	500	8	211,83	183	43%	63%	50%
225	500	9	211,83	183	43%	64%	50%
225	500	10	211,83	183	43%	65%	50%
225	550	1	211,83	201,3	44%	58%	42%
225	550	2	211,83	201,3	43%	59%	42%
225	550	3	211,83	201,3	43%	59%	42%
225	550	4	211,83	201,3	42%	60%	42%
225	550	5	211,83	201,3	42%	60%	50%

Área de captação m ²	Demanda L/dia	Volume m ³	Σ Q m ³ /anual	Σ D m ³ /anual	Extravasamento %	Demanda atendida %	Confiança %
225	550	6	211,83	201,3	42%	61%	50%
225	550	7	211,83	201,3	41%	61%	50%
225	550	8	211,83	201,3	41%	61%	50%
225	550	9	211,83	201,3	40%	62%	50%
225	550	10	211,83	201,3	40%	62%	50%
250	50	1	235,37	18,3	92%	100%	92%
250	50	2	235,37	18,3	91%	100%	100%
250	50	3	235,37	18,3	91%	100%	100%
250	50	4	235,37	18,3	91%	100%	100%
250	50	5	235,37	18,3	90%	100%	100%
250	50	6	235,37	18,3	90%	100%	100%
250	50	7	235,37	18,3	89%	100%	100%
250	50	8	235,37	18,3	89%	100%	100%
250	50	9	235,37	18,3	88%	100%	100%
250	50	10	235,37	18,3	88%	100%	100%
250	100	1	235,37	36,6	86%	90%	83%
250	100	2	235,37	36,6	85%	93%	83%
250	100	3	235,37	36,6	84%	95%	83%
250	100	4	235,37	36,6	83%	98%	92%
250	100	5	235,37	36,6	82%	100%	100%
250	100	6	235,37	36,6	82%	100%	100%
250	100	7	235,37	36,6	81%	100%	100%
250	100	8	235,37	36,6	81%	100%	100%
250	100	9	235,37	36,6	81%	100%	100%
250	100	10	235,37	36,6	80%	100%	100%
250	150	1	235,37	54,9	80%	83%	67%
250	150	2	235,37	54,9	79%	85%	67%
250	150	3	235,37	54,9	79%	86%	67%
250	150	4	235,37	54,9	78%	88%	75%
250	150	5	235,37	54,9	77%	90%	75%
250	150	6	235,37	54,9	76%	92%	75%
250	150	7	235,37	54,9	75%	94%	75%
250	150	8	235,37	54,9	74%	96%	83%
250	150	9	235,37	54,9	73%	97%	83%
250	150	10	235,37	54,9	73%	99%	92%
250	200	1	235,37	73,2	76%	77%	58%
250	200	2	235,37	73,2	75%	78%	58%
250	200	3	235,37	73,2	74%	79%	67%
250	200	4	235,37	73,2	73%	81%	67%
250	200	5	235,37	73,2	72%	82%	67%
250	200	6	235,37	73,2	71%	84%	67%
250	200	7	235,37	73,2	71%	85%	75%
250	200	8	235,37	73,2	70%	86%	75%
250	200	9	235,37	73,2	69%	88%	75%

Área de captação m ²	Demanda L/dia	Volume m ³	Σ Q m ³ /anual	Σ D m ³ /anual	Extravasamento %	Demanda atendida %	Confiança %
250	200	10	235,37	73,2	68%	89%	75%
250	250	1	235,37	91,5	71%	73%	58%
250	250	2	235,37	91,5	70%	74%	58%
250	250	3	235,37	91,5	69%	75%	58%
250	250	4	235,37	91,5	69%	76%	67%
250	250	5	235,37	91,5	68%	77%	67%
250	250	6	235,37	91,5	67%	78%	67%
250	250	7	235,37	91,5	66%	80%	67%
250	250	8	235,37	91,5	65%	81%	67%
250	250	9	235,37	91,5	64%	82%	67%
250	250	10	235,37	91,5	64%	83%	75%
250	300	1	235,37	109,8	67%	71%	58%
250	300	2	235,37	109,8	66%	71%	58%
250	300	3	235,37	109,8	65%	72%	58%
250	300	4	235,37	109,8	64%	73%	58%
250	300	5	235,37	109,8	63%	74%	58%
250	300	6	235,37	109,8	62%	75%	67%
250	300	7	235,37	109,8	62%	76%	67%
250	300	8	235,37	109,8	61%	77%	67%
250	300	9	235,37	109,8	60%	78%	67%
250	300	10	235,37	109,8	59%	79%	67%
250	350	1	235,37	128,1	63%	68%	50%
250	350	2	235,37	128,1	62%	69%	50%
250	350	3	235,37	128,1	61%	70%	50%
250	350	4	235,37	128,1	60%	70%	50%
250	350	5	235,37	128,1	59%	71%	50%
250	350	6	235,37	128,1	58%	72%	50%
250	350	7	235,37	128,1	57%	73%	58%
250	350	8	235,37	128,1	57%	73%	58%
250	350	9	235,37	128,1	56%	74%	58%
250	350	10	235,37	128,1	55%	75%	58%
250	400	1	235,37	146,4	59%	66%	50%
250	400	2	235,37	146,4	58%	66%	50%
250	400	3	235,37	146,4	57%	67%	50%
250	400	4	235,37	146,4	56%	68%	50%
250	400	5	235,37	146,4	55%	68%	50%
250	400	6	235,37	146,4	54%	69%	50%
250	400	7	235,37	146,4	54%	70%	50%
250	400	8	235,37	146,4	53%	71%	50%
250	400	9	235,37	146,4	52%	71%	58%
250	400	10	235,37	146,4	52%	72%	58%
250	450	1	235,37	164,7	55%	64%	50%
250	450	2	235,37	164,7	54%	64%	50%
250	450	3	235,37	164,7	53%	65%	50%

Área de captação m ²	Demanda L/dia	Volume m ³	Σ Q m ³ /anual	Σ D m ³ /anual	Extravasamento %	Demanda atendida %	Confiança %
250	450	4	235,37	164,7	52%	66%	50%
250	450	5	235,37	164,7	52%	66%	50%
250	450	6	235,37	164,7	51%	67%	50%
250	450	7	235,37	164,7	50%	67%	50%
250	450	8	235,37	164,7	49%	68%	50%
250	450	9	235,37	164,7	49%	69%	50%
250	450	10	235,37	164,7	48%	69%	50%
250	500	1	235,37	183	52%	62%	42%
250	500	2	235,37	183	51%	62%	50%
250	500	3	235,37	183	50%	63%	50%
250	500	4	235,37	183	49%	63%	50%
250	500	5	235,37	183	48%	64%	50%
250	500	6	235,37	183	48%	64%	50%
250	500	7	235,37	183	47%	65%	50%
250	500	8	235,37	183	47%	65%	50%
250	500	9	235,37	183	46%	66%	50%
250	500	10	235,37	183	46%	67%	50%
250	550	1	235,37	201,3	48%	60%	42%
250	550	2	235,37	201,3	48%	60%	42%
250	550	3	235,37	201,3	47%	61%	42%
250	550	4	235,37	201,3	46%	61%	50%
250	550	5	235,37	201,3	45%	62%	50%
250	550	6	235,37	201,3	45%	62%	50%
250	550	7	235,37	201,3	45%	63%	50%
250	550	8	235,37	201,3	44%	63%	50%
250	550	9	235,37	201,3	44%	64%	50%
250	550	10	235,37	201,3	43%	64%	50%
250	600	1	235,37	219,6	45%	58%	42%
250	600	2	235,37	219,6	44%	59%	42%
250	600	3	235,37	219,6	44%	59%	42%
250	600	4	235,37	219,6	43%	60%	42%
250	600	5	235,37	219,6	43%	60%	50%
250	600	6	235,37	219,6	42%	61%	50%
250	600	7	235,37	219,6	42%	61%	50%
250	600	8	235,37	219,6	42%	61%	50%
250	600	9	235,37	219,6	41%	62%	50%
250	600	10	235,37	219,6	41%	62%	50%
275	50	1	258,90	18,3	93%	100%	92%
275	50	2	258,90	18,3	92%	100%	100%
275	50	3	258,90	18,3	92%	100%	100%
275	50	4	258,90	18,3	91%	100%	100%
275	50	5	258,90	18,3	91%	100%	100%
275	50	6	258,90	18,3	91%	100%	100%
275	50	7	258,90	18,3	90%	100%	100%

Área de captação m ²	Demanda L/dia	Volume m ³	Σ Q m ³ /anual	Σ D m ³ /anual	Extravasamento %	Demanda atendida %	Confiança %
275	50	8	258,90	18,3	90%	100%	100%
275	50	9	258,90	18,3	89%	100%	100%
275	50	10	258,90	18,3	89%	100%	100%
275	100	1	258,90	36,6	87%	91%	83%
275	100	2	258,90	36,6	86%	94%	83%
275	100	3	258,90	36,6	85%	97%	83%
275	100	4	258,90	36,6	84%	99%	92%
275	100	5	258,90	36,6	84%	100%	100%
275	100	6	258,90	36,6	84%	100%	100%
275	100	7	258,90	36,6	83%	100%	100%
275	100	8	258,90	36,6	83%	100%	100%
275	100	9	258,90	36,6	82%	100%	100%
275	100	10	258,90	36,6	82%	100%	100%
275	150	1	258,90	54,9	82%	85%	67%
275	150	2	258,90	54,9	81%	87%	67%
275	150	3	258,90	54,9	80%	89%	75%
275	150	4	258,90	54,9	79%	91%	75%
275	150	5	258,90	54,9	78%	92%	75%
275	150	6	258,90	54,9	78%	94%	75%
275	150	7	258,90	54,9	77%	96%	83%
275	150	8	258,90	54,9	76%	98%	83%
275	150	9	258,90	54,9	75%	100%	83%
275	150	10	258,90	54,9	75%	100%	100%
275	200	1	258,90	73,2	77%	78%	58%
275	200	2	258,90	73,2	77%	80%	67%
275	200	3	258,90	73,2	76%	81%	67%
275	200	4	258,90	73,2	75%	83%	67%
275	200	5	258,90	73,2	74%	84%	67%
275	200	6	258,90	73,2	74%	85%	75%
275	200	7	258,90	73,2	73%	87%	75%
275	200	8	258,90	73,2	72%	88%	75%
275	200	9	258,90	73,2	71%	89%	75%
275	200	10	258,90	73,2	70%	91%	75%
275	250	1	258,90	91,5	73%	74%	58%
275	250	2	258,90	91,5	73%	75%	58%
275	250	3	258,90	91,5	72%	77%	58%
275	250	4	258,90	91,5	71%	78%	67%
275	250	5	258,90	91,5	70%	79%	67%
275	250	6	258,90	91,5	69%	80%	67%
275	250	7	258,90	91,5	69%	81%	67%
275	250	8	258,90	91,5	68%	82%	67%
275	250	9	258,90	91,5	67%	83%	75%
275	250	10	258,90	91,5	66%	84%	75%
275	300	1	258,90	109,8	69%	72%	58%

Área de captação m ²	Demanda L/dia	Volume m ³	Σ Q m ³ /anual	Σ D m ³ /anual	Extravasamento %	Demanda atendida %	Confiança %
275	300	2	258,90	109,8	68%	73%	58%
275	300	3	258,90	109,8	68%	74%	58%
275	300	4	258,90	109,8	67%	74%	58%
275	300	5	258,90	109,8	66%	75%	67%
275	300	6	258,90	109,8	65%	76%	67%
275	300	7	258,90	109,8	65%	77%	67%
275	300	8	258,90	109,8	64%	78%	67%
275	300	9	258,90	109,8	63%	79%	67%
275	300	10	258,90	109,8	62%	80%	67%
275	350	1	258,90	128,1	65%	70%	50%
275	350	2	258,90	128,1	64%	70%	50%
275	350	3	258,90	128,1	64%	71%	50%
275	350	4	258,90	128,1	63%	72%	50%
275	350	5	258,90	128,1	62%	73%	50%
275	350	6	258,90	128,1	61%	74%	50%
275	350	7	258,90	128,1	60%	74%	58%
275	350	8	258,90	128,1	60%	75%	58%
275	350	9	258,90	128,1	59%	76%	58%
275	350	10	258,90	128,1	58%	77%	58%
275	400	1	258,90	146,4	62%	67%	50%
275	400	2	258,90	146,4	61%	68%	50%
275	400	3	258,90	146,4	60%	69%	50%
275	400	4	258,90	146,4	59%	69%	50%
275	400	5	258,90	146,4	59%	70%	50%
275	400	6	258,90	146,4	58%	71%	50%
275	400	7	258,90	146,4	57%	71%	50%
275	400	8	258,90	146,4	56%	72%	58%
275	400	9	258,90	146,4	55%	73%	58%
275	400	10	258,90	146,4	55%	73%	58%
275	450	1	258,90	164,7	58%	65%	50%
275	450	2	258,90	164,7	57%	66%	50%
275	450	3	258,90	164,7	57%	67%	50%
275	450	4	258,90	164,7	56%	67%	50%
275	450	5	258,90	164,7	55%	68%	50%
275	450	6	258,90	164,7	54%	68%	50%
275	450	7	258,90	164,7	53%	69%	50%
275	450	8	258,90	164,7	53%	70%	50%
275	450	9	258,90	164,7	52%	70%	50%
275	450	10	258,90	164,7	51%	71%	58%
275	500	1	258,90	183	55%	64%	50%
275	500	2	258,90	183	54%	64%	50%
275	500	3	258,90	183	53%	65%	50%
275	500	4	258,90	183	52%	65%	50%
275	500	5	258,90	183	52%	66%	50%

Área de captação m ²	Demanda L/dia	Volume m ³	Σ Q m ³ /anual	Σ D m ³ /anual	Extravasamento %	Demanda atendida %	Confiança %
275	500	6	258,90	183	51%	66%	50%
275	500	7	258,90	183	50%	67%	50%
275	500	8	258,90	183	49%	67%	50%
275	500	9	258,90	183	49%	68%	50%
275	500	10	258,90	183	49%	68%	50%
275	550	1	258,90	201,3	52%	62%	42%
275	550	2	258,90	201,3	51%	62%	50%
275	550	3	258,90	201,3	50%	63%	50%
275	550	4	258,90	201,3	49%	63%	50%
275	550	5	258,90	201,3	49%	64%	50%
275	550	6	258,90	201,3	48%	64%	50%
275	550	7	258,90	201,3	47%	65%	50%
275	550	8	258,90	201,3	47%	65%	50%
275	550	9	258,90	201,3	47%	66%	50%
275	550	10	258,90	201,3	46%	66%	50%
275	600	1	258,90	219,6	49%	60%	42%
275	600	2	258,90	219,6	48%	60%	42%
275	600	3	258,90	219,6	47%	61%	42%
275	600	4	258,90	219,6	46%	61%	50%
275	600	5	258,90	219,6	46%	62%	50%
275	600	6	258,90	219,6	45%	62%	50%
275	600	7	258,90	219,6	45%	63%	50%
275	600	8	258,90	219,6	45%	63%	50%
275	600	9	258,90	219,6	44%	64%	50%
275	600	10	258,90	219,6	44%	64%	50%
300	50	1	282,44	18,3	93%	100%	100%
300	50	2	282,44	18,3	93%	100%	100%
300	50	3	282,44	18,3	92%	100%	100%
300	50	4	282,44	18,3	92%	100%	100%
300	50	5	282,44	18,3	92%	100%	100%
300	50	6	282,44	18,3	91%	100%	100%
300	50	7	282,44	18,3	91%	100%	100%
300	50	8	282,44	18,3	91%	100%	100%
300	50	9	282,44	18,3	90%	100%	100%
300	50	10	282,44	18,3	90%	100%	100%
300	100	1	282,44	36,6	88%	92%	83%
300	100	2	282,44	36,6	87%	95%	83%
300	100	3	282,44	36,6	86%	98%	83%
300	100	4	282,44	36,6	86%	100%	100%
300	100	5	282,44	36,6	85%	100%	100%
300	100	6	282,44	36,6	85%	100%	100%
300	100	7	282,44	36,6	85%	100%	100%
300	100	8	282,44	36,6	84%	100%	100%
300	100	9	282,44	36,6	84%	100%	100%

Área de captação m ²	Demanda L/dia	Volume m ³	Σ Q m ³ /anual	Σ D m ³ /anual	Extravasamento %	Demanda atendida %	Confiança %
300	100	10	282,44	36,6	84%	100%	100%
300	150	1	282,44	54,9	83%	87%	75%
300	150	2	282,44	54,9	82%	88%	75%
300	150	3	282,44	54,9	81%	90%	83%
300	150	4	282,44	54,9	81%	92%	83%
300	150	5	282,44	54,9	80%	94%	83%
300	150	6	282,44	54,9	79%	96%	83%
300	150	7	282,44	54,9	79%	98%	92%
300	150	8	282,44	54,9	78%	99%	92%
300	150	9	282,44	54,9	77%	100%	100%
300	150	10	282,44	54,9	77%	100%	100%
300	200	1	282,44	73,2	79%	80%	58%
300	200	2	282,44	73,2	78%	81%	67%
300	200	3	282,44	73,2	77%	83%	67%
300	200	4	282,44	73,2	77%	84%	67%
300	200	5	282,44	73,2	76%	86%	75%
300	200	6	282,44	73,2	75%	87%	75%
300	200	7	282,44	73,2	75%	88%	75%
300	200	8	282,44	73,2	74%	90%	75%
300	200	9	282,44	73,2	73%	91%	75%
300	200	10	282,44	73,2	73%	92%	75%
300	250	1	282,44	91,5	75%	76%	58%
300	250	2	282,44	91,5	74%	77%	58%
300	250	3	282,44	91,5	74%	78%	67%
300	250	4	282,44	91,5	73%	79%	67%
300	250	5	282,44	91,5	72%	80%	67%
300	250	6	282,44	91,5	72%	81%	67%
300	250	7	282,44	91,5	71%	82%	67%
300	250	8	282,44	91,5	70%	83%	67%
300	250	9	282,44	91,5	69%	84%	75%
300	250	10	282,44	91,5	69%	86%	75%
300	300	1	282,44	109,8	71%	73%	58%
300	300	2	282,44	109,8	71%	74%	58%
300	300	3	282,44	109,8	70%	75%	58%
300	300	4	282,44	109,8	69%	76%	58%
300	300	5	282,44	109,8	68%	76%	67%
300	300	6	282,44	109,8	68%	77%	67%
300	300	7	282,44	109,8	67%	78%	67%
300	300	8	282,44	109,8	66%	79%	67%
300	300	9	282,44	109,8	66%	80%	67%
300	300	10	282,44	109,8	65%	81%	67%
300	350	1	282,44	128,1	68%	71%	58%
300	350	2	282,44	128,1	67%	72%	58%
300	350	3	282,44	128,1	66%	72%	58%

Área de captação m ²	Demanda L/dia	Volume m ³	Σ Q m ³ /anual	Σ D m ³ /anual	Extravasamento %	Demanda atendida %	Confiança %
300	350	4	282,44	128,1	65%	73%	58%
300	350	5	282,44	128,1	65%	74%	58%
300	350	6	282,44	128,1	64%	75%	67%
300	350	7	282,44	128,1	63%	75%	67%
300	350	8	282,44	128,1	63%	76%	67%
300	350	9	282,44	128,1	62%	77%	67%
300	350	10	282,44	128,1	61%	78%	67%
300	400	1	282,44	146,4	64%	69%	50%
300	400	2	282,44	146,4	63%	69%	50%
300	400	3	282,44	146,4	63%	70%	50%
300	400	4	282,44	146,4	62%	71%	50%
300	400	5	282,44	146,4	61%	71%	50%
300	400	6	282,44	146,4	60%	72%	50%
300	400	7	282,44	146,4	60%	73%	50%
300	400	8	282,44	146,4	59%	74%	58%
300	400	9	282,44	146,4	58%	74%	58%
300	400	10	282,44	146,4	58%	75%	58%
300	450	1	282,44	164,7	61%	67%	50%
300	450	2	282,44	164,7	60%	67%	50%
300	450	3	282,44	164,7	59%	68%	50%
300	450	4	282,44	164,7	59%	68%	50%
300	450	5	282,44	164,7	58%	69%	50%
300	450	6	282,44	164,7	57%	70%	50%
300	450	7	282,44	164,7	57%	70%	50%
300	450	8	282,44	164,7	56%	71%	50%
300	450	9	282,44	164,7	55%	72%	58%
300	450	10	282,44	164,7	54%	72%	58%
300	500	1	282,44	183	58%	65%	50%
300	500	2	282,44	183	57%	66%	50%
300	500	3	282,44	183	56%	66%	50%
300	500	4	282,44	183	55%	67%	50%
300	500	5	282,44	183	55%	67%	50%
300	500	6	282,44	183	54%	68%	50%
300	500	7	282,44	183	53%	68%	50%
300	500	8	282,44	183	53%	69%	50%
300	500	9	282,44	183	52%	69%	50%
300	500	10	282,44	183	51%	70%	50%
300	550	1	282,44	201,3	55%	63%	50%
300	550	2	282,44	201,3	54%	64%	50%
300	550	3	282,44	201,3	53%	64%	50%
300	550	4	282,44	201,3	52%	65%	50%
300	550	5	282,44	201,3	52%	65%	50%
300	550	6	282,44	201,3	51%	66%	50%
300	550	7	282,44	201,3	50%	66%	50%

Área de captação m ²	Demanda L/dia	Volume m ³	Σ Q m ³ /anual	Σ D m ³ /anual	Extravasamento %	Demanda atendida %	Confiança %
300	550	8	282,44	201,3	50%	67%	50%
300	550	9	282,44	201,3	49%	67%	50%
300	550	10	282,44	201,3	49%	68%	50%
300	600	1	282,44	219,6	52%	62%	42%
300	600	2	282,44	219,6	51%	62%	42%
300	600	3	282,44	219,6	50%	62%	50%
300	600	4	282,44	219,6	50%	63%	50%
300	600	5	282,44	219,6	49%	63%	50%
300	600	6	282,44	219,6	48%	64%	50%
300	600	7	282,44	219,6	48%	64%	50%
300	600	8	282,44	219,6	47%	65%	50%
300	600	9	282,44	219,6	47%	65%	50%
300	600	10	282,44	219,6	47%	66%	50%

**APÊNDICE F – ORÇAMENTO DOS RESERVATÓRIOS EM ANÉIS PRÉ-
MOLDADOS DE CONCRETO ARMADO**

Reservatório em anéis pré-moldados de concreto armado D = 1,50 m, H = 2,00 m - UN					
Materiais					
Insumo	Descrição	Unidade	Coefficiente	Preço Unitário	Total
I6244	ANEL PRE-MOLDADO DE CONCRETO D=1,50m, h=0,50m	UN	4,00	150,00	600,00
Total:					600,00
Serviços					
Composição	Descrição	Unidade	Coefficiente	Preço Unitário	Total
C2781	ESCAVAÇÃO MANUAL SOLO DE 1A CAT. PROF. DE 1,51 a 3,00m	M3	10,80	59,99	647,85
C2862	LASTRO DE BRITA	M3	0,49	121,90	59,84
C1608	LASTRO DE CONCRETO IMPERMEABILIZADO E=8CM	M2	4,91	71,69	351,91
C3460	MONTAGEM DE ANEL PRÉ-MOLDADO D=1,50m, h=0,50m	UN	4,00	46,68	186,72
C4722	IMPERMEABILIZAÇÃO À BASE DE ARGAMASSA POLIMÉRICA, RESINA TERMOPLÁSTICA E TELA DE POLIESTER MALHA 2X2MM (SUPERFÍCIE EM CONTATO DIRETO COM A ÁGUA)	M2	9,42	36,14	340,61
C5025	PROTEÇÃO MECÂNICA, COM ARGAMASSA DE CIMENTO E AREIA TRAÇO 1:4, E=2CM	M2	9,42	29,31	276,24
C4773	TAMPA EM CONCRETO ARMADO, ESPESSURA 0,08M	M2	1,77	117,69	207,97
C2921	REATERRO C/COMPACTAÇÃO MANUAL S/CONTROLE, MATERIAL DA VALA	M3	2,21	29,14	64,46
Total:					2.135,60
Valor Geral (R\$):					2.735,60

Reservatório em anéis pré-moldados de concreto armado D = 1,50 m, H = 2,50 m - UN

Materiais					
Insumo	Descrição	Unidade	Coefficiente	Preço Unitário	Total
I6244	ANEL PRE-MOLDADO DE CONCRETO D=1,50m, h=0,50m	UN	5,00	150,00	750,00
Total:					750,00
Serviços					
Composição	Descrição	Unidade	Coefficiente	Preço Unitário	Total
C2781	ESCAVAÇÃO MANUAL SOLO DE 1A CAT. PROF. DE 1,51 a 3,00m	M3	13,25	59,99	795,08
C2862	LASTRO DE BRITA	M3	0,49	121,90	59,84
C1608	LASTRO DE CONCRETO IMPERMEABILIZADO E=8CM	M2	4,91	71,69	351,91
C3460	MONTAGEM DE ANEL PRÉ-MOLDADO D=1,50m, h=0,50m	UN	5,00	46,68	233,40
C4722	IMPERMEABILIZAÇÃO À BASE DE ARGAMASSA POLIMÉRICA, RESINA TERMOPLÁSTICA E TELA DE POLIESTER MALHA 2X2MM (SUPERFÍCIE EM CONTATO DIRETO COM A ÁGUA)	M2	11,78	36,14	425,76
C5025	PROTEÇÃO MECÂNICA, COM ARGAMASSA DE CIMENTO E AREIA TRAÇO 1:4, E=2CM	M2	11,78	29,31	345,30
C4773	TAMPA EM CONCRETO ARMADO, ESPESSURA 0,08M	M2	1,77	117,69	207,97
C2921	REATERRO C/COMPACTAÇÃO MANUAL S/CONTROLE, MATERIAL DA VALA	M3	2,77	29,14	80,58
Total:					2.499,84
Valor Geral (R\$):					3.249,84

Obs.: Preços unitários extraídos da Tabela de Custos 027 não desonerada da Secretaria de Infraestrutura do Ceará (SEINFRA) em maio de 2021.

ANEXO A – COEFICIENTES DE ESCOAMENTO PARA TR = 10 ANOS

Ocupação do solo	C*
EDIFICAÇÃO MUITO DENSA: Partes centrais, densamente construídas de uma cidade com rua e calçadas pavimentadas	0,70 a 0,95
EDIFICAÇÃO NÃO MUITO DENSA: Partes adjacentes ao centro, de menor densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas	0,60 a 0,70
EDIFICAÇÃO COM POUCAS SUPERFÍCIES LIVRES: Partes residenciais com construções cerradas, ruas pavimentadas	0,50 a 0,60
EDIFICAÇÃO COM MUITAS SUPERFÍCIES LIVRES: Partes residenciais com ruas macadamizadas ou pavimentadas, mas com muitas áreas verdes	0,25 a 0,50
SUBÚRBIOS COM ALGUMA EDIFICAÇÃO: Partes de arrabaldes e subúrbios com pequena densidade de construções	0,10 a 0,25
MATAS, PARQUES E CAMPOS DE ESPORTES: Partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas, parques ajardinados e campos de esporte sem pavimentação	0,05 a 0,20

*Fonte: Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais da cidade de São Paulo, Volume II, (2012, p.53).

ANEXO B – COEFICIENTES DE ESCOAMENTO

Descrição da área de drenagem	Valores de C*	
Residenciais	Unifamiliares	0,30 - 0,50
	Edifícios com área verde contínua	0,60 - 0,75
	Áreas residenciais com ocupação densa	0,70 - 0,95
	Áreas residenciais suburbanas	0,25 - 0,40
Áreas comerciais densamente ocupadas		0,80 - 0,95
Industriais	Densas	0,60 - 0,90
	Pouco densas	0,50 - 0,80
Vias asfaltadas ou concretadas		0,70 - 0,95
Vias com calçamento tipo paralelepípedo		0,70 - 0,85
Áreas de estacionamento pavimentadas		0,80 - 0,95
Áreas verdes e parques		0,10 - 0,25
Cemitérios		0,10 - 0,80
Áreas desocupadas		0,10 - 0,60

*Fonte: BAPTISTA, M., NASCIMENTO, N., BARRAUD, S., 2011. Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana. ABRH, Porto Alegre, 2011. 318 p.

ANEXO C – VALORES DO *CURVE NUMBER*

Grupo hidrológico do solo	Descrição do solo	Capacidade de infiltração (cm/h)
A	Areias e cascalhos profundos (h>1,50 m), muito permeáveis, com alta taxa de infiltração, mesmo quando saturados. Teor de argila até 10%	1,20 – 0,80
B	Solos arenosos com poucos finos, menos profundos (h>1,50 m) e permeáveis. Teor de argila 10%-20%	0,80 – 0,40
C	Solos pouco profundos com camadas subsuperficiais que impedem o fluxo descendente da água, ou solos com porcentagem elevada de argila (20%-30%)	0,40 – 0,15
D	Solos compostos principalmente de argilas (acima de 30%) ou solos com nível freático elevado, ou solos com camadas argilosas próximas à superfície, ou solos rasos sobre camadas impermeáveis	0,15 – 0,00

Tipo de solo/Ocupação e condição hidrológica	Área impermeável (%)	Grupo Hidrológico			
		A	B	C	D
Áreas urbanas					
Áreas livres					
Condições ruins (gramados < 50%)		68	79	86	89
Condições normais (gramados de 50% a 75%)		49	69	79	84
Condições excelentes (gramados > 75%)		39	61	74	80
Áreas impermeáveis					
Estacionamentos pavimentados e telhados		98	98	98	98
Estradas e ruas					
Pavimentadas com sistema de drenagem		98	98	98	98
Pavimentadas sem sistema de drenagem		83	89	92	93
Cascalho					
		76	85	89	91
Terra					
		72	82	87	89
Áreas Urbanas					
Áreas comerciais	85	89	92	94	95
Áreas industriais	72	81	88	91	93
Lotes de áreas residenciais (em função da parte impermeável)					
Área residencial Tipo 1 (< 506 m ²)	65	77	85	90	92
Área residencial Tipo 2 (1012 m ²)	38	61	75	83	87
Área residencial Tipo 3 (1349 m ²)	30	57	72	81	86
Área residencial Tipo 4 (2023 m ²)	25	54	70	80	85
Área residencial Tipo 5 (4047 m ²)	20	51	68	79	84
Área residencial Tipo 6 (8094 m ²)	12	46	65	77	82

Fonte: TR-55 Model.