

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM RECURSOS HÍDRICOS E SANEAMENTO  
AMBIENTAL

DIEGO MARANGONI SANTOS

MEDIDAS DE CONTROLE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL NA FONTE POR MEIO DE  
DISPOSITIVOS DE INFILTRAÇÃO E DE RESERVAÇÃO EM CONJUNTOS  
HABITACIONAIS VERTICALIZADOS E HORIZONTALIZADOS

PORTO ALEGRE

2019

DIEGO MARANGONI SANTOS

MEDIDAS DE CONTROLE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL NA FONTE POR MEIO DE  
DISPOSITIVOS DE INFILTRAÇÃO E DE RESERVAÇÃO EM CONJUNTOS  
HABITACIONAIS VERTICALIZADOS E HORIZONTALIZADOS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como requisito parcial à obtenção do grau de mestre.

Orientador: Joel Avruch Goldenfum

PORTO ALEGRE

2019

### CIP - Catalogação na Publicação

Santos, Diego Marangoni  
MEDIDAS DE CONTROLE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL NA  
FONTE POR MEIO DE DISPOSITIVOS DE INFILTRAÇÃO E DE  
RESERVAÇÃO EM CONJUNTOS HABITACIONAIS VERTICALIADOS E  
HORIZONTALIZADOS / Diego Marangoni Santos. -- 2019.  
109 f.  
Orientador: Joel Avruch Goldenfum.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do  
Rio Grande do Sul, Instituto de Pesquisas Hidráulicas,  
Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e  
Saneamento Ambiental, Porto Alegre, BR-RS, 2019.

1. Drenagem urbana. 2. Controle na fonte. 3.  
Reservatórios. 4. Trincheiras de infiltração. 5.  
Análise de custo. I. Goldenfum, Joel Avruch, orient.  
II. Título.

DIEGO MARANGONI SANTOS

MEDIDAS DE CONTROLE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL NA FONTE POR MEIO DE  
DISPOSITIVOS DE INFILTRAÇÃO E DE RESERVAÇÃO EM CONJUNTOS  
HABITACIONAIS VERTICALIZADOS E HORIZONTALIZADOS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como requisito parcial à obtenção do grau de mestre.

Aprovado em: Porto Alegre, 10 de Maio de 2019.

---

Prof. Dr. Joel Avruch Goldenfum – UFRGS  
Orientador

---

Prof. Dr. Fernando Mainardi Fan – UFRGS  
Examinador

---

Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Rutineia Tassi – UFSM  
Examinadora

---

Prof. Dr. André Luiz Lopes da Silveira – UFRGS  
Examinador

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço à minha família, principalmente aos meus pais, Aramis e Marilda, e irmã, Milena, pelo incentivo e carinho durante essa etapa.

À Juliana, pelo apoio, companheirismo e carinho incondicional, mesmo com todas as dificuldades enfrentadas nesse período.

Aos amigos que conquistei durante a pós-graduação, pelas trocas de conhecimento, colaboração e apoio e momentos de descontração.

Aos meus amigos desde os tempos de colégio que são minha segunda família e sempre me deram suporte e me apoiaram durante todo esse tempo.

A todos professores que me acompanharam durante o mestrado, em especial ao Prof. Joel, pela dedicação, conhecimentos transmitidos e tempo dedicado a este trabalho.

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

## RESUMO

A impermeabilização das superfícies, provocada pela urbanização, provoca alterações no ciclo hidrológico e está associada ao agravamento dos problemas da drenagem urbana nas cidades. Soluções que buscam contornar esses problemas de forma sustentável têm sido estudadas e cada vez mais adotadas, com o foco de manter o ciclo hidrológico mais próximo da condição natural da bacia e mitigar os impactos o mais próximo possível da fonte geradora. A escolha de medidas de mitigação no desenvolvimento de novos empreendimentos é uma tarefa difícil, pois existe carência de dados e estudos em relação ao desempenho e custo de medidas específicas de controle da drenagem urbana em pequena escala. A partir disso, o trabalho buscou avaliar alternativas de controle na fonte em novas áreas de ocupação. O estudo consistiu na criação de um loteamento hipotético com 1,21 ha na cidade de Porto Alegre, Brasil, no detalhamento das alternativas de ocupação propostas, na realização de uma avaliação hidrológica e econômica das alternativas, e, posteriormente, a análise e discussão comparativa dos resultados. As alternativas de ocupação se dividiram em conjuntos habitacionais verticais e horizontais com a mesma quantidade de unidades familiares, e a cada conjunto se avaliou a implantação de reservatórios e trincheiras de infiltração. Além disso cada composição foi subdividida em quatro tipos de solo diferentes. A avaliação hidrológica definiu os hidrogramas de cada alternativa a partir de diferentes metodologias e utilização do software SWMM, e a avaliação econômica estimou o custo de implantação e manutenção e operação das composições propostas. Ambas medidas de controle se mostraram efetivas na redução do escoamento superficial. A sensibilidade do escoamento em relação ao tipo de solo hidrológico se mostrou muito maior nos cenários verticais do que nos horizontais devido, principalmente, ao maior percentual de área permeável nesses casos. Sob a ótica econômica o estudo apontou que, para ambas alternativas de ocupação, considerando apenas os custos de implantação, as trincheiras apresentam, de maneira geral, um menor custo no controle do escoamento superficial. Porém quando considerado os custos de operação e manutenção na composição total de custos as trincheiras se mostraram mais dispendiosas entre as alternativas de dispositivos consideradas.

**Palavras-chave:** Drenagem urbana; controle na fonte; reservatórios; trincheiras de infiltração; análise de custo.

## ABSTRACT

Surface impermeabilization, caused by urbanization, causes changes in the hydrological cycle and is associated with the aggravation of urban drainage problems in cities. Solutions that seek to bypass these problems in a sustainable way have been studied and increasingly adopted, whose focus is to keep the hydrological cycle closer to the natural condition of the basin and to mitigate the impacts as close as possible to the generating source. The choice of mitigation measures in the development of new developments is a difficult task because there is a lack of data and studies regarding the performance and cost-effectiveness of specific small-scale urban drainage control measures. From this the work pursued to evaluate source control alternatives to new occupation areas. The study consisted in the creation of a hypothetical allotment with 1,21 ha in Porto Alegre, detailing the proposed occupancy alternatives, performing a hydrological and economic evaluation of the alternatives, and then analyzing and comparing the results. The occupancy alternatives were divided into vertical and horizontal housing complexes with the same amount of family homes, and for each set evaluated the implantation of reservoirs and infiltration trenches. In addition, each composition was subdivided into four different soil types. The hydrological evaluation defined the hydrographs of each alternative using different methodologies and the SWMM software, and the economic evaluation estimated the cost of implementation and maintenance and operation of the proposed compositions. Both control measures were effective in reducing surface runoff. The runoff sensitivity in relation to the hydrological soil type showed to be much more present in the vertical scenarios than in the horizontal ones due mainly to the greater pervious percentage in these cases. From the economic point of view, the study pointed out that the horizontal scenarios, with a larger waterproofed area, the trenches and reservoirs presented a similar cost-effectiveness when considering only the cost of implantation, but when considering the costs of operation and maintenance the reservoirs revealed to be more cost-effective. In the vertical scenarios, propositions with less waterproofing area, the trenches presented a higher cost-effectiveness ratio in comparison to reservoirs considering only cost of implantation and similar ratio when considering the portion of operation and maintenance of the system.

**Keywords:** Urban Drainage; source control; reservoirs; infiltration trenches; cost analysis.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 3.1 – População urbana de 1950 a 2050 .....	17
Figura 3.2 – Diferenças no hidrograma devido à urbanização .....	18
Figura 3.3 – Rearranjo temporal de vazões em medidas de armazenamento.....	24
Figura 3.4 – Barril de chuva e cisterna .....	27
Figura 3.5 – Bacia de detenção em Porto Alegre .....	28
Figura 3.6 – Reservatório de retenção, parque do Ibirapuera, SP .....	28
Figura 3.7 – Esquema típico de um reservatório de detenção de lote .....	29
Figura 3.8 – Reservatório de detenção de lote.....	30
Figura 3.9 – Vala e poço de infiltração.....	32
Figura 3.10 – Seção típica de um pavimento permeável.....	33
Figura 3.11 – Exemplo de um pavimento permeável .....	34
Figura 3.12 – Representação de uma trincheira de infiltração .....	35
Figura 3.13 – Exemplo de uma trincheira de infiltração .....	36
Figura 4.1 – Fluxograma com a estrutura metodológica do trabalho.....	42
Figura 4.2 – Cenário pré-urbanizado .....	44
Figura 4.3 – Cenário de ocupação horizontal sem medidas de controle .....	44
Figura 4.4 – Cenário de ocupação vertical sem medidas de controle .....	45
Figura 4.5 – Alternativas de uso de medidas de controle.....	47
Figura 4.6 – Cenário de ocupação horizontal com reservatórios .....	50
Figura 4.7 – Cenário de ocupação horizontal com trincheiras.....	51
Figura 4.8 – Cenário de ocupação vertical com reservatórios.....	51
Figura 4.9 – Cenário de ocupação vertical com trincheiras.....	52
Figura 4.10 – Representação do cenário horizontal sem medidas no SWMM .....	58
Figura 4.11 – Representação do cenário vertical com reservatórios no SWMM .....	59
Figura 4.12 – Planta do reservatório de detenção .....	60
Figura 4.13 – Cortes do reservatório de detenção.....	61
Figura 4.14 – Trincheira com infiltração total.....	64
Figura 4.15 – Trincheira com infiltração parcial.....	64
Figura 5.1 – Hidrogramas dos cenários de pré-urbanização .....	69
Figura 5.2 – Hidrogramas dos cenários vertical e horizontal sem medidas de controle.....	71
Figura 5.3 – Hidrogramas da ocupação horizontal com reservatórios do solo C .....	74
Figura 5.4 – Hidrogramas da ocupação vertical com reservatórios do solo C .....	74

Figura 5.5 – Vazão máxima a rede pública de drenagem dos cenários com reservatórios...	75
Figura 5.6 – Vazão máxima à rede pública de drenagem dos cenários com trincheiras .....	81
Figura 5.7 – Curvas de custo de implantação versus vazões de pico das medidas de controle para os cenários horizontais (HR e HT) .....	90
Figura 5.8 – Curvas de custo de implantação versus vazões de pico das medidas de controle para os cenários verticais (VR e VT) .....	91
Figura 5.9 – Curvas de custo de implantação mais O&M versus vazões de pico das medidas de controle para os cenários horizontais .....	95
Figura 5.10 – Curvas de custo de implantação mais O&M versus vazões de pico das medidas de controle para os cenários verticais .....	96

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Eficiência na remoção de poluentes esperada de medidas de controle estruturais .....	26
Tabela 3.2 – Custos de implantação de trincheiras de infiltração .....	38
Tabela 3.3 – Custos de implantação reservatórios enterrados com paredes de alvenaria e tampa de concreto.....	38
Tabela 3.4 – Custos de operação e manutenção (O & M) como percentagem do custo de implementação da medida.....	38
Tabela 3.5 – Custos de operação e manutenção (O & M) como percentagem do custo de implementação da rede de drenagem .....	39
Tabela 4.1 – Taxas de infiltração na condição de saturação para os solos hidrológicos .....	54
Tabela 4.2 – Tabela com valores de CN .....	56
Tabela 4.3 – Valores de N da equação de Kerby-Hathaway .....	57
Tabela 4.4 – Parâmetros N e C utilizados.....	57
Tabela 5.1 – Vazões máximas dos cenários de pré-urbanização.....	69
Tabela 5.2 – Dimensões dos Reservatórios .....	73
Tabela 5.3 – Cenários com reservatórios e grupo hidrológico de solo D.....	76
Tabela 5.4 – Cenários com reservatórios e grupo hidrológico de solo C.....	76
Tabela 5.5 – Cenários com reservatórios e grupo hidrológico de solo B.....	77
Tabela 5.6 – Cenários com reservatórios e grupo hidrológico de solo A.....	77
Tabela 5.7 – Cenários com trincheiras e grupo hidrológico de solo D .....	82
Tabela 5.8– Cenários com trincheiras e grupo hidrológico de solo C .....	82
Tabela 5.9 – Cenários com trincheiras e grupo hidrológico de solo B.....	83
Tabela 5.10 – Cenários com trincheiras e grupo hidrológico de solo A .....	83
Tabela 5.11 – Características das trincheiras do fundo do lote nos cenários de empreendimentos horizontais .....	84
Tabela 5.12 – Levantamento dos custos de implantação do cenário horizontal com reservatórios de 205 m <sup>3</sup> (HR1).....	88
Tabela 5.13 – Levantamento dos custos de implantação do cenário vertical com reservatórios de 120 m <sup>3</sup> (VR1) .....	88
Tabela 5.14 – Levantamento dos custos de implantação do cenário vertical com trincheiras do grupo hidrológico B (VT1 – B).....	89

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

BDTD	Biblioteca Digital Brasileira de Teses e Dissertações
BMPs	<i>Best Management Practices</i>
CN	Curve Number
COBRADE	Classificação e Codificação Brasileira de Desastres
DAEE	Departamento de Águas e Energia Elétrica de São Paulo
DAER	Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem
DEP	Departamento de Esgotos Pluviais
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
EPA	Environmental Protection Agency
FAA	<i>Federal Aviation Administration</i>
INCC	Índice Nacional de Custo de Construção
IPCA	Índice Nacional de Preços ao Consumidor Amplo
NBR	Norma Brasileira
MR	Microrreservatório
LID	<i>Low Impact Development</i>
<i>LID-BMPs</i>	<i>Low Impact Development Best Management Practices</i>
<i>LCC</i>	<i>Life-cycle Costing</i>
O&M	Operação e Manutenção
ONU	Organização das Nações Unidas
PEAD	Polietileno de Alta Densidade
PDDU	Plano Diretor de Drenagem Urbana
PDDUA	Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano Ambiental
PVC	Policloreto de Vinila
SCS	<i>Soil Conservation Service</i>
<i>SCMs</i>	<i>Storm Water Control Measures</i>
<i>SWMM</i>	<i>Storm Water Management Model</i>
SINAPI	Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil
SUDS	<i>Sustainable Urban Drainage Systems</i>
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul

USP	Universidade de São Paulo
USDA	Departamento de Agricultura dos Estados Unidos da América
WLC	<i>Whole life costing</i>
WSUD	<i>Water Sensitive Urban Drainage</i>

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>12</b>
<b>2 OBJETIVOS</b> .....	<b>15</b>
<b>3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>16</b>
3.1 DESENVOLVIMENTO URBANO.....	16
3.2 IMPACTOS DA URBANIZAÇÃO EM BACIAS URBANAS.....	17
3.4 SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA .....	20
3.5 MEDIDAS DE CONTROLE .....	22
<b>3.5.1 Medidas de controle na fonte</b> .....	<b>23</b>
3.5.1.1 <i>Barris de chuva e cisternas</i> .....	26
3.5.1.2 <i>Bacias de detenção ou retenção</i> .....	27
3.5.1.3 <i>Reservatórios de detenção</i> .....	28
3.5.1.4 <i>Vala e poço de infiltração</i> .....	32
3.5.1.5 <i>Pavimento permeável</i> .....	32
3.5.1.6 <i>Trincheira de infiltração</i> .....	35
<b>3.5.2 Custos de medidas de controle</b> .....	<b>37</b>
<b>4 METODOLOGIA</b> .....	<b>41</b>
4.1 ESTRATÉGIA METODOLÓGICA .....	41
4.2 LOTEAMENTO HIPOTÉTICO: DESCRIÇÃO DAS ALTERNATIVAS DE OCUPAÇÃO RESIDENCIAL.....	43
4.3 LOTEAMENTO HIPOTÉTICO: ALTERNATIVAS DE USO DE MEDIDAS DE CONTROLE .....	46
4.4 LOTEAMENTO HIPOTÉTICO: ALTERNATIVAS DE TIPOS DE SOLO .....	53
4.5 SIMULAÇÃO HIDROLÓGICA.....	54
<b>4.5.1 Chuva de projeto</b> .....	<b>54</b>
<b>4.5.2 Precipitação efetiva</b> .....	<b>55</b>
<b>4.5.3 Propagação superficial da vazão</b> .....	<b>56</b>
<b>4.5.4 Propagação da vazão nos condutos e medidas de controle</b> .....	<b>58</b>
<b>4.5.5 Simulação e critérios de dimensionamento das medidas de controle</b> .....	<b>59</b>
4.5.5.1 <i>Reservatórios</i> .....	59
4.5.5.2 <i>Trincheiras</i> .....	63

4.6 AVALIAÇÃO ECONÔMICA.....	66
<b>5 RESULTADOS E DISCUSSÃO .....</b>	<b>68</b>
5.1 AVALIAÇÃO HIDROLÓGICA.....	68
<b>5.1.1 Cenários pré-urbanizados .....</b>	<b>68</b>
<b>5.1.2 Cenários de ocupação sem medidas de controle .....</b>	<b>70</b>
<b>5.1.3 Cenários urbanizados com reservatórios .....</b>	<b>72</b>
<b>5.1.4 Cenários urbanizados com trincheiras de infiltração .....</b>	<b>79</b>
<b>5.1.5 Síntese da avaliação hidrológica .....</b>	<b>84</b>
5.2 ANÁLISE ECONÔMICA.....	87
<b>5.2.1 Custos de implantação dos reservatórios .....</b>	<b>87</b>
<b>5.2.2 Custos de implantação das trincheiras de infiltração.....</b>	<b>88</b>
<b>5.2.3 Relações de custo de implantação e vazões de pico dos cenários com medidas.....</b>	<b>89</b>
<b>5.2.4 Relações de custos de implantação mais O&amp;M dos cenários com medidas .....</b>	<b>94</b>
<b>5.2.5 Síntese da análise econômica.....</b>	<b>97</b>
<b>6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES .....</b>	<b>100</b>
6.1 CONCLUSÕES .....	100
6.2 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	102
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>104</b>

## 1 INTRODUÇÃO

O ciclo hidrológico nas áreas urbanas sofre alterações devido a modificações na superfície e nos sistemas naturais de drenagem, provocados pela urbanização. A urbanização gera uma ampla impermeabilização do solo, gerando aumento do volume pluvial escoado e de vazões máximas. Essas mudanças estão associadas ao agravamento de problemas da drenagem urbana nas cidades como aumento da erosão do solo, degradação dos córregos urbanos e ampliação da frequência e magnitude de alagamentos.

Os sistemas de drenagem tradicionalmente nas cidades possuem o objetivo de drenar as águas das precipitações o mais rápido possível para jusante, e com isso o controle dos impactos no ciclo hidrológico restringe-se à ampliação da capacidade condutora, muitas vezes associada a altos custos de implementação e manutenção. Essa abordagem, chamada de higienista, age apenas localmente transferindo o escoamento pluvial por canalização e transmitindo os impactos gerados pelas ocupações para jusante.

Para sanar as deficiências pelo sistema higienista, diferentes conceitos no manejo de águas pluviais buscam resgatar as condições de pré-urbanização apontando para soluções integradas nas bacias urbanas. As soluções utilizam práticas que buscam reproduzir a hidrologia do local, permitindo maior capacidade de infiltração da água no solo, amortecimento das vazões pluviais e recuperando as características do ciclo hidrológico, sendo essa abordagem muitas vezes denominada compensatória (Lourenço, 2014). Para novos empreendimentos, a abordagem compensatória tem o princípio do impacto zero, que significa não transferir a jusante as modificações do ciclo hidrológico, retomando o mais próximo possível das condições de pré-ocupação através de diversas técnicas. O conjunto de técnicas e ações relacionadas ao planejamento e controle da drenagem possui diversos termos diferentes para conceitos similares nos diferentes locais do mundo como: SCMs (*Storm Water Control Measures*), SUDS (*Sustainable Urban Drainage Systems*), WSUD (*Water Sensitive Urban Design*), IUWM (*Integrated Urban Water Management*) e LID (*Low Impact Development*) (Fletcher, 2015).

Segundo Poletto (2011) o termo SUDS (*Sustainable Urban Drainage Systems*), surgiu com intuito de aumentar a infiltração no solo, e controlar o escoamento superficial. A região precursora dessas medidas foi a Escandinávia, onde o primeiro

grande trabalho relativo ao SUDS ocorreu em 1998 em Malmö, Suécia. Foram utilizados uma série de canais para escoamento da água da chuva, pavimentos porosos, faixas gramadas e telhados verdes. Na Austrália o Water Sensitive Urban Design (WSUD) é utilizado para planejar e projetar áreas urbanas e reduzir os danos causados a rios e córregos. Essas estratégias procuram incentivar o emprego de técnicas que imitem o fluxo natural, em contraposição a utilização de condutos e sarjetas (Souza, 2005). Um conceito mais amplo, sendo sua utilização originária do Maryland Department of Environmental Resources na década de 90, sob denominação de LID (Low Impact Development) pode ser definido como uma estratégia de gestão de água pluviais focada na gestão e restauração de funções hidrológicas naturais do local objetivando paisagens hidrológicas funcionais (Department of Defense, 2004).

As SCMs beneficiam o local de sua implementação recuperando as características do ciclo hidrológico, e dependendo da sua atuação, podem melhorar a qualidade da água, permitir maior recarga do aquífero, mitigar o efeito das ilhas de calor e tornar a vizinhança mais bonita (MAINE, 2016). Alguns exemplos dessas estruturas são jardins de chuva, trincheiras de infiltração, pavimentos permeáveis, telhados verdes, reservatórios ou cisternas para água da chuva.

Para um controle sustentável da drenagem urbana é necessário escolher de maneira consciente as técnicas de mitigação, tanto para áreas já urbanizadas quanto para áreas de novos empreendimentos. Deve-se considerar conjuntamente no manejo das águas pluviais as canalizações e necessárias ampliações e medidas de controle tanto em escala de bacia quanto no próprio local que gerou os impactos hidrológicos.

A gestão das águas pluviais envolve não somente aspectos hidrológicos e hidráulicos, como também questões ambientais, sociais e sanitárias, além dos aspectos técnicos e de custos (Araújo, 2017). Os Planos Diretores de Drenagem Urbana do Brasil, a exemplo de outros países, têm abordado o tema de maneira mais consciente e incentivando o uso de medidas de controle na fonte como técnicas de mitigação buscando resolver o problema o mais próximo possível da fonte. A determinação da alternativa de controle na fonte na ocupação de novas áreas é uma tarefa difícil, pois ainda há carência de dados e estudos, assim como a utilização dessas técnicas não é uma prática comum no Brasil. Cada novo

empreendimento possui características de terreno e espacialização da construção específicas, que modificam o desempenho e custo das técnicas, tornando-as mais ou menos adequadas.

A maneira que a urbanização ocorre em uma cidade, seja por construções mais horizontais, geralmente através de casas ou pequenos edifícios, ou por meio de construções mais verticalizadas, com edificações compostas de muitos pavimentos, impacta a cidade como um todo em inúmeros aspectos, mensuráveis como incremento de pessoas e veículos e alterações no microclima local, e outros qualitativos como a sensação causada por uma paisagem urbana de amplitude limitada (Santos, 2015). Além desses impactos, o tipo de urbanização impacta diferentemente o sistema de drenagem urbana, devido a diferentes graus de impermeabilização adotados. Outra característica importante que impacta a geração de escoamento e o desempenho de medidas, principalmente de infiltração, é a capacidade de infiltração do solo.

Apesar disso, se tem poucos dados ou diretrizes em relação ao projeto, desempenho, e custo de técnicas específicas de controle da drenagem urbana em pequena escala, como terrenos e loteamentos.

Dessa forma, o trabalho propõe avaliar alternativas de controle do escoamento superficial na fonte com trincheiras de infiltração e reservatórios em novas áreas de ocupação, horizontais e verticais, com diferentes capacidades de infiltração de solos. Além disso determinar, através de uma ótica financeira, relações de custo dos diferentes dispositivos de controle do escoamento considerados.

## 2 OBJETIVOS

O presente trabalho tem como objetivo geral analisar o controle do escoamento superficial e custo da implantação de trincheiras de infiltração e reservatórios como medidas de controle na fonte em novos conjuntos habitacionais verticalizados e horizontais com o mesmo número de unidades habitacionais

Em termos específicos o trabalho teve como objetivos:

- Avaliar as diferenças específicas entre o controle do escoamento por meio de trincheiras de infiltração e reservatórios.
- Identificar a sensibilidade dos resultados a partir dos diferentes tipos de solo hidrológicos.
- Avaliar o impacto da consideração do custo de operação e manutenção das medidas de controle na metodologia de composição de custos.
- Estabelecer comparações de custo para as alternativas de controle propostas.

### 3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta aspectos relevantes relacionados ao tema da dissertação, servindo de fundamentos para a proposição da metodologia e análise dos resultados. Primeiramente é descrito brevemente a evolução do desenvolvimento urbano nas grandes cidades e seguidamente os seus impactos causados nos processos hidrológicos de bacias urbanas.

A seguir é apresentado uma contextualização histórica sobre os sistemas de drenagem e posteriormente abordadas medidas de controle utilizadas na drenagem urbana. Em seguida são detalhadas características das medidas de controle na fonte, com ênfase nas duas medidas utilizadas ao longo do estudo: reservatórios de lote e trincheiras de infiltração. Por fim são apresentados estudos referentes a custos das duas técnicas de mitigação na fonte empregadas, e trabalhos que incorporam uma análise de custo no controle do escoamento superficial com medidas de controle na fonte.

#### 3.1 DESENVOLVIMENTO URBANO

A intensificação da concentração populacional em regiões urbanas é um fato constatado a partir da segunda metade do século XX. Segundo relatório das Organização das Nações Unidas (ONU) sobre as perspectivas da urbanização mundial, em 2014 mais da metade da população mundial (54%) vivia em áreas urbanas em relação a 34% em 1950, e com projeções de aumentar para 66% da parcela populacional residindo em cidades no ano de 2050 (ONU, 2015). Segundo o mesmo relatório, essas tendências sobre a urbanização estão conectadas com a necessidade de bom planejamento e governança para um desenvolvimento sustentável e assim facilitar o desenvolvimento social e econômico e mitigar os impactos produzidos sobre o meio ambiente.

No Brasil, essa tendência de aumento da parcela da população residindo em áreas urbanas também é constatada, sendo essa parcela ainda maior que a média da população mundial. Em 1950, apenas 36% residia em regiões urbanas enquanto em 2004 essa porcentagem subiu para 86% em 2015 e com projeções para essa concentração urbana acentuar ainda mais em 2050, com 91% dos habitantes em

zonas urbanas (ONU, 2015). A figura 3.1 mostra esse crescimento de 1950 e a projeção para 2050 para o Brasil e a média mundial.

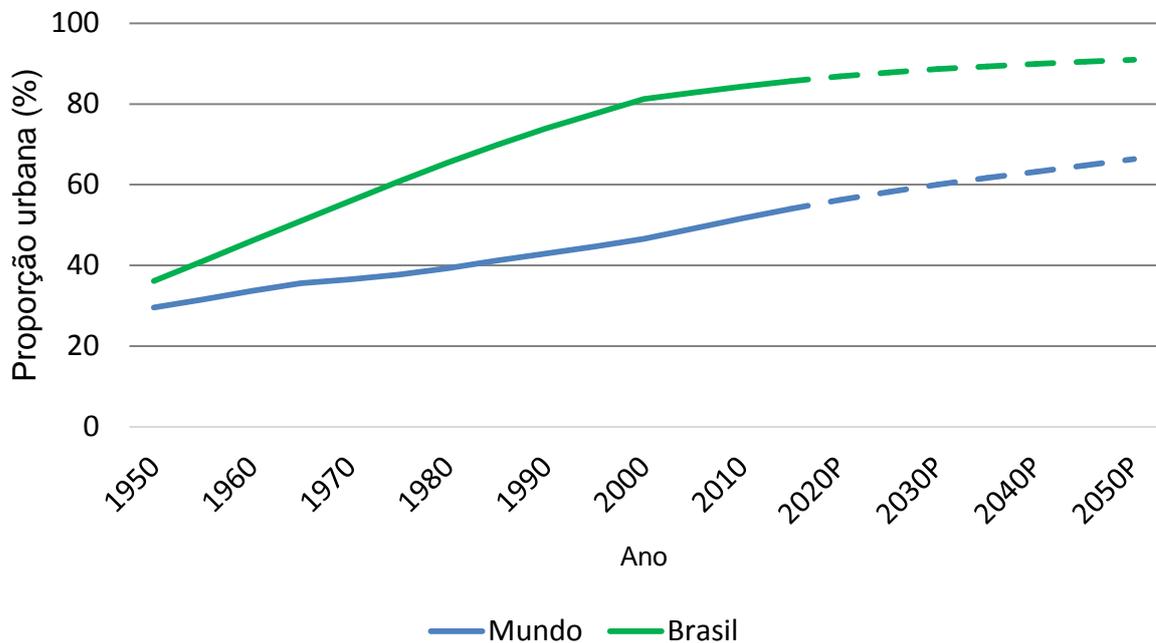


Figura 3.1 – População urbana de 1950 a 2050 (fonte: adaptado de ONU, 2015)

As principais consequências da urbanização nos processos hidrológicos ocorrem da modificação do uso do solo, introdução de telhados, passeios, estacionamentos, entre outros que modificam a drenagem natural local. De acordo com Araújo et al. (2000), a urbanização sem planejamento é responsável por gerar fatores responsáveis pelas mudanças de qualidade e volume do ciclo hidrológico.

### 3.2 IMPACTOS DA URBANIZAÇÃO EM BACIAS URBANAS

A urbanização causa diversas modificações no meio ambiente, alterando no que se refere ao balanço hídrico de bacias urbanas, as parcelas de interceptação, armazenamento superficial e infiltração. Essas parcelas do ciclo hidrológico tendem a diminuir conforme uma região é urbanizada devido, principalmente, ao acréscimo de áreas impermeabilizadas e decréscimo de áreas verdes nas cidades.

Tucci (2007) descreve que as alterações nos volumes do balanço hídrico devido à impermeabilização do solo são: aumento do volume do escoamento superficial; redução da recarga dos aquíferos, reduzindo também o escoamento subterrâneo; redução da evapotranspiração. Com um volume maior do escoamento superficial, e uma maior velocidade desse escoamento, devido à menor rugosidade

das superfícies, o tempo de escoamento superficial diminui, decrescendo o tempo de concentração da bacia. Constatam-se então mudanças no hidrograma local, onde os picos de cheia em áreas urbanizadas passam a ocorrer mais cedo e com maior intensidade, provocando um aumento na frequência de alagamentos e inundações. A figura 3.2 exemplifica esse fenômeno, com hidrogramas nas situações prévia e posterior a ocupação urbana, mostrando os impactos descritos.

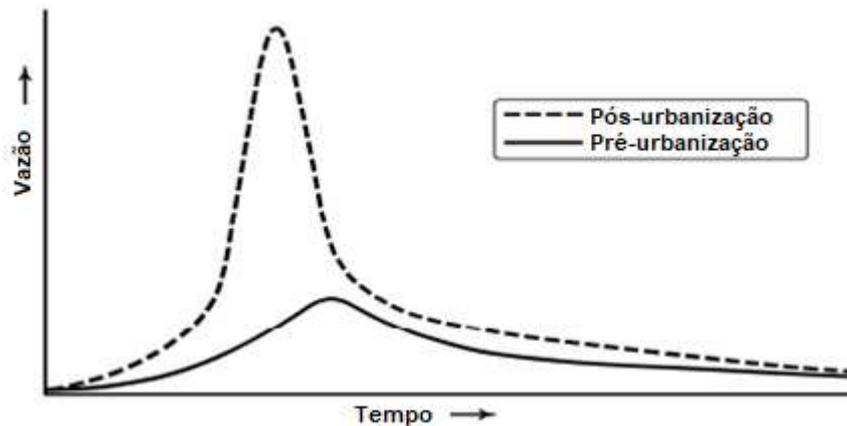


Figura 3.2 – Diferenças no hidrograma devido à urbanização (fonte: adaptado de MAINE, 2016)

Silveira (1999), analisando os impactos da urbanização em Porto Alegre, constatou que o potencial de aumento de escoamento com a urbanização é de 6 a 7 vezes e que na época com 50% da área urbanizada já atingia um aumento de 4 a 5 vezes.

Diferentes denominações usualmente empregadas para descrever fenômenos e desastres de origem hidrológica como enchentes, inundações, alagamentos e enxurradas são frequentemente utilizadas como sinônimos, mas têm conceitos diferentes.

De acordo com Carvalho et al. (2007), enchente ou cheia representa a elevação temporária do nível d'água em um canal de drenagem causado pelo aumento na sua vazão por certo período. Inundação, diferentemente de apenas uma enchente, é caracterizada pelo processo de extravasamento da água do leito natural do rio para o leito maior do rio ou planície de inundação quando a enchente ultrapassa o nível d'água do curso natural do canal de drenagem.

A Classificação e Codificação Brasileira de Desastres (COBRADE,2019) divide os desastres de origem hidrológica em inundações, alagamentos e enxurradas: as

inundações são descritas como submersões de áreas fora dos limites normais de um curso de água em zonas que normalmente não se encontram submersas.; os alagamentos são definidos como a extrapolação da capacidade de escoamento de sistemas de drenagem urbana e conseqüentemente acúmulo de água em ruas, calçadas ou outras infraestruturas urbanas, em decorrência de precipitações intensas; e as enxurradas são o escoamento superficial de alta velocidade e energia provocado por chuvas intensas e concentradas, normalmente em pequenas bacias de relevo acidentado. Caracterizada pela elevação súbita das vazões de determinada drenagem e transbordamento brusco da calha fluvial. As definições referentes a esses desastres adotadas no trabalho são as mesmas definidas pelo COBRADE.

Os principais impactos na drenagem urbana devido a urbanização além das alterações nos hidrogramas mostrado pela figura 3.2 são: aumento da produção de sedimentos devido à desproteção das superfícies e à produção de resíduos sólidos e a deterioração da qualidade da água superficial e subterrânea, devido a lavagem das ruas, transporte de material sólido e às ligações clandestinas de esgoto cloacal e pluvial (Tucci, 2002).

Conforme a cidade se urbaniza ocorre um aumento da produção de sedimentos devido a áreas desprotegidas, produção de resíduos sólidos, e do aumento da velocidade do escoamento, que devido a maior energia da água produz uma maior erosão do solo. Quando os sedimentos atingem a macrodrenagem, provocam assoreamento das seções de drenagem, reduzindo a capacidade de escoamento das redes de drenagem, tornando os alagamentos mais frequentes. Além dos impactos físicos, os sedimentos trazem agregados uma carga de poluentes, que associados com materiais finos reduz a qualidade da água.

Os impactos podem ser agravados dependendo da forma como a infraestrutura de drenagem urbana foi concebida ou se encontra, tais como: pontes e taludes de estradas que obstruem o escoamento; redução de seção do escoamento por aterros de pontes e para construções em geral; deposição e obstrução de rios, canais e condutos por lixo e sedimentos; projetos e obras de drenagem inadequados, com diâmetros que diminuem para jusante, entre outros (Tucci, 2002).

No que se refere a quantificação e análise de impactos na drenagem urbana decorrentes diferentes modelos de ocupação urbana como verticais e horizontais

não foi encontrado trabalhos na literatura que abordassem o assunto, ao realizar buscar nas bases de dados do portal de periódicos da CAPES, Lume, Scielo e Biblioteca Digital Brasileira de Teses e Dissertações (BDTD).

Segundo Yao et al. (2016), o excesso de escoamento superficial pode induzir inundações urbanas e pode resultar em interrupções de trânsito, perdas econômicas, poluição e problemas de saúde, que representam ameaças significativas a residentes e ao desenvolvimento urbano. Portanto, há um interesse crescente em estudar o desempenho hidrológico das áreas impermeáveis para a gestão das águas pluviais.

### 3.4 SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA

Segundo Cardoso (2014), não se pode considerar a drenagem urbana apenas como uma técnica de engenharia, pois ela envolve a colaboração e conscientização da sociedade como um todo onde seu planejamento deve ser parte de um processo que envolve diversas outras áreas como arquitetura e urbanismo, assistência social, transporte, entre outros.

O conceito higienista-sanitarista, a qual tem por princípio a rápida evacuação das águas pluviais e residuais através de condutos artificiais, preferencialmente subterrâneos, lançadas em corpos d'água, teve sua raiz com a constatação no século XVIII na Itália que águas de terras úmidas e zonas alagadiças influenciavam na mortalidade de pessoas e animais e assim a drenagem pluvial não evoluiu motivada pela modernização de práticas de engenharia em busca de conforto, e sim por uma medida de saúde pública (Silveira, 2002).

O conceito higienista também esteve presente no Brasil, podendo ser observado com as primeiras redes enterradas de esgoto sanitário implantadas em 1864 no Rio de Janeiro. A partir da proclamação da República, em 1889, essa filosofia foi mais amplamente utilizada devido ao domínio da hidráulica de condutos e canais que permitia promover o saneamento junto com reformas urbanísticas. Esse conceito ainda é presente nas obras de drenagem urbana no Brasil, pois apresenta atrativos como sua simplicidade, toda água deve rapidamente ser escoada, combinada pela facilidade de dimensionamento das obras de infraestrutura, que somente possuem a função do rápido transporte das águas (Silveira, 2002; Righetto et al, 2009; Poleto, 2011).

Essa abordagem apresenta inconveniências como a transferência dos impactos a jusante, provocando principalmente alagamentos mais frequentes, ocasionando a necessidade constante de obras de ampliação do sistema, além da desconsideração de aspectos relativos à qualidade das águas. De forma complementar, no Brasil, como em muitos outros países em desenvolvimento, agravantes como má execução, falta de manutenção eficiente, urbanização desordenada e nível de educação ambiental deficiente, intensificam os problemas.

Nos anos 60, nos países desenvolvidos, começou a surgir uma nova abordagem para tratar a drenagem urbana. Essa visão diferente surgiu porque a consciência ecológica expôs as limitações de utilizar somente o conceito higienista na drenagem urbana por conta dos impactos ambientais causados pelos aglomerados urbanos e por se mostrar uma política insustentável economicamente, devido a necessidade de obras cada vez maiores e mais dispendiosas para condução do escoamento, e que não solucionam por completo o problema. Esse novo conceito permitiu ampliar as soluções aplicadas a drenagem urbana, incluindo diversas técnicas complementares, como cisternas, bacias de detenção, pavimento permeável e trincheiras de infiltração. Essas soluções buscam a diminuição das vazões de pico, dos volumes e das velocidades de escoamento através de dispositivos de armazenamento e infiltração e são conhecidas por SCMs. Essas práticas são muito utilizadas em países como Reino Unido, Austrália, EUA e Canada (Poletto, 2011) e estimuladas em muitos países como Brasil (Souza 2005).

A utilização dessas medidas deve ser feita de maneira distribuída, contemplando o emprego de diferentes soluções, muitas vezes em conjunto com os dispositivos tradicionalmente utilizados no conceito higienista. Equipes multidisciplinares são importantes no planejamento da drenagem urbana porque as novas abordagens envolvem não somente questões relativas exclusivamente à drenagem, mas também questões relativas ao urbanismo, qualidade da água, convivência com o usuário, dentre outras.

Além de SUDS e WSUDS, uma abordagem mais próxima a sustentabilidade, denominada como LID (Low Impact development), é empregada, principalmente nos Estados Unidos e Canada. Segundo Silveira (2008), LID se diferencia das técnicas SCMs por serem mais abrangentes no manejo das águas pluviais, contemplando medidas não-estruturais, como layouts alternativos de estradas e prédios para

minimizar a impermeabilização do solo e maximizar seu uso, preservação da vegetação nativa, redução das fontes de contaminação e programas de educação. Seu planejamento busca uma aproximação das condições hidrológicas naturais e a ao máximo a preservação dos sistemas naturais. O planejamento urbano por LID nos Estados Unidos é uma realidade sendo orientada por manuais municipais.

### 3.5 MEDIDAS DE CONTROLE

No planejamento da drenagem urbana, o conjunto de medidas que visam reduzir a frequência e mitigar os danos causados pelas inundações e alagamentos são classificados, segundo sua natureza, em medidas estruturais e não-estruturais

As medidas não estruturais procuram reduzir os danos provocados por desastres de origem hidrológica, por medidas como introdução de regulações e programas que visam uma melhor organização da ocupação territorial, conscientização da população pela educação ambiental e controle da poluição difusa (Pereira, 2014).

As principais medidas não estruturais citadas por Canholi (2005) são: zoneamento de áreas inundáveis; ações de regulamentação do uso e ocupação do solo; educação ambiental voltada ao controle da poluição difusa, erosão e lixo; seguro-enchente; e sistema de alerta e previsão de inundações

Righetto et al. (2009) destacam que para a obtenção de um bom controle dos problemas da drenagem urbana, as medidas não estruturais exigem esforços de conscientização popular, legislação apropriada, e fiscalização do uso e ocupação dos espaços urbanos. O mesmo autor enfatiza que principal medida não estrutural é a legislação para o controle dos impactos dos novos desenvolvimentos, podendo essa ser incorporada ao plano diretor urbano ou a decretos municipais.

Parkinson et al. (2003) definem o Plano Diretor de Drenagem Urbana (PDDU) como o conjunto de diretrizes que determinam a gestão do sistema de drenagem, minimizando o impacto ambiental devido ao escoamento das águas pluviais. Para um planejamento consistente de ações de melhoria e controle dos sistemas de drenagem urbana, deve estar prevista uma combinação adequada de recursos humanos e materiais e um balanceamento harmonioso entre medidas estruturais e não-estruturais que devem ser vistas como práticas complementares.

As medidas de controle estruturais são aquelas que modificam o sistema através de obras que buscam reduzir a frequência de inundações ou alagamentos. As medidas estruturais podem atuar de forma extensiva ou intensiva.

As medidas extensivas correspondem a medidas que agem na bacia como um todo, e buscam modificar relações entre a precipitação e vazão, como pequenos armazenamentos disseminados na bacia, a recomposição de cobertura vegetal, e o controle de erosão no solo. Essas medidas tendem a minimizar e atrasar os picos das enchentes e controlar a perda de solo e sedimentação da micro e macrodrenagem. Essas medidas têm maior aplicabilidade em pequenas bacias rurais atuando principalmente sobre as inundações com menor tempo de retorno (Tucci, 2007). De acordo com Silveira (2002) medidas intensivas são aquelas que agem em uma menor escala, nos cursos d'água e superfícies, podendo ser obras de contenção como diques e pôlderes, de aumento da capacidade de descarga como retificações e ampliações de seção e de retardamento e infiltração como reservatórios, bacias de amortecimento e dispositivos de infiltração no solo.

Tucci (2005), classifica as medidas estruturais de acordo com a sua ação na bacia hidrográfica, em:

- Na microdrenagem: é o controle que age sobre o hidrograma resultante de um ou mais loteamentos;
- Na macrodrenagem: é o controle sobre os principais riachos urbanos;
- Distribuída ou na fonte: é o tipo de controle que atua sobre o lote, praças e passeios.

### **3.5.1 Medidas de controle na fonte**

Os dispositivos de controle na fonte procuram reduzir e retardar escoamentos urbanos, com objetivo de equilibrar os efeitos da urbanização sobre o ciclo hidrológico, buscando aproximar as vazões a condições pré-existentes. Essas técnicas possibilitam a diminuição do volume de escoamento superficial, a manutenção do tempo de concentração da bacia, a manutenção da qualidade da água e, em alguns casos, o uso da água da chuva (Canholi, 2015)

Segundo McCuen et al. (1983), os motivos para empregar essas medidas são a possibilidade de aproximar o escoamento a condições naturais, a vantagem

econômica sobre dispositivos clássicos, a utilização para fins recreacionais, a melhoria da qualidade da água e a facilidade da incorporação paisagística.

As técnicas de controle na fonte são classificadas quanto à sua atuação como de infiltração, proporcionando um aumento das áreas de infiltração e percolação e redução do volume escoado; de armazenamento, reordenando temporalmente as vazões; ou com a combinação de ambos efeitos.

Os dispositivos de armazenamento têm por objetivo principal o retardo do escoamento pluvial, reduzindo o pico das vazões, liberando o volume reservado de maneira lenta com um aumento da duração dos hidrogramas. Dentre os principais dispositivos de armazenamento apontam-se: barris de chuva e cisternas, bacias de detenção e retenção e reservatórios de lotes. A figura 3.3 mostra o deslocamento temporal das vazões que ocorre nos dispositivos de armazenamento.

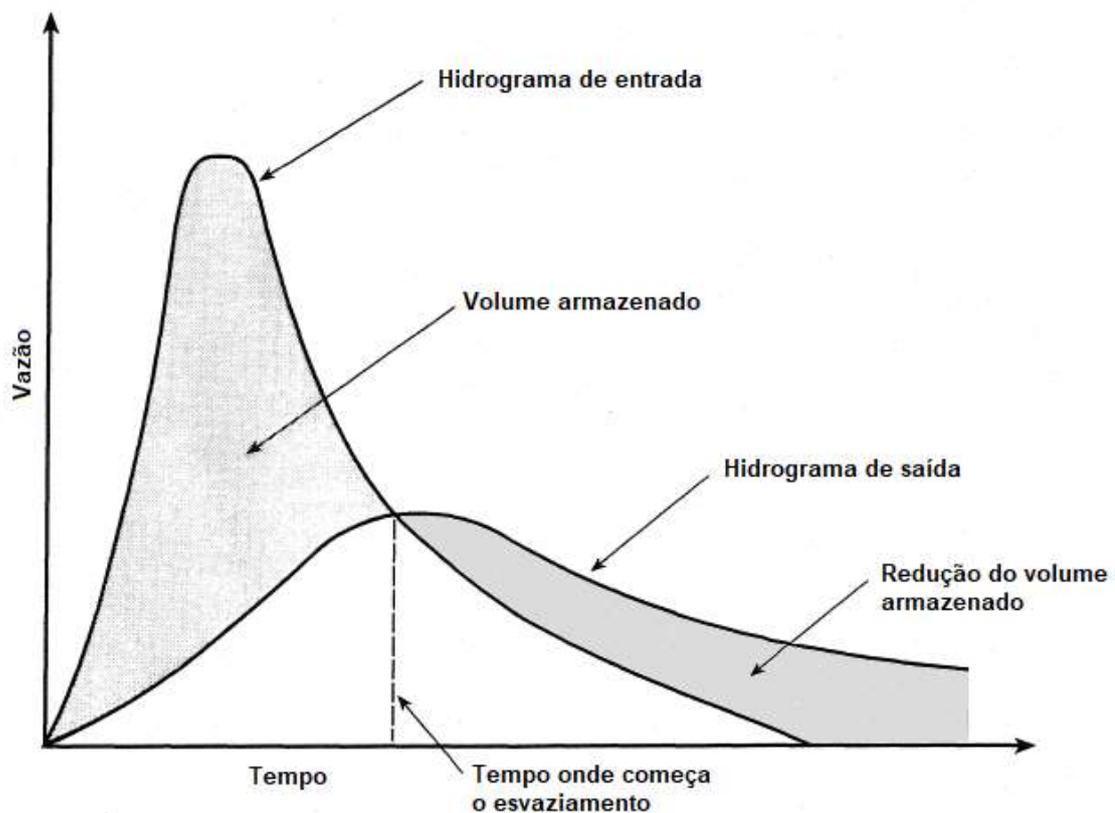


Figura 3.3 – Rearranjo temporal de vazões em medidas de armazenamento (fonte: adaptado de Lowndes, 2000)

Os dispositivos de infiltração promovem a redução do volume do escoamento pluvial através da absorção da água pelo solo incrementando a recarga dos lençóis freáticos, podendo eliminar completamente o escoamento superficial do local. Essas medidas têm sua eficiência muito dependente das características do solo, e não são

indicadas em áreas próximas a regiões industriais com alta com possibilidades de vazamento químicos, regiões com lençol freático alto, altas declividades e locais com baixa taxa de infiltração. Os dispositivos de infiltração necessitam de manutenção contínua, para não ter sua vida útil reduzida pelo processo de colmatação. São exemplos de estruturas de infiltração valas de infiltração, poços de infiltração, pavimentos permeáveis e trincheiras de infiltração.

Outra prática de controle na fonte é o preparo do solo, onde é proporcionado uma melhora nas características hidrológicas do solo, principalmente sua capacidade de infiltração, sua resistência a erosão e taxa de crescimento vegetal. Esses efeitos podem ser alcançados por meio de adição de matéria orgânica derivada de compostagem ou húmus (Kipper, 2015).

Apesar das grandes potencialidades na utilização dessas técnicas ainda é necessário estudos mais aprofundados e suas implementações apresentam diversos obstáculos como: dificuldade de obtenção de parâmetros de projeto e dimensionamento; necessidade de aprimoramentos construtivos; falta de comprovação da eficácia das soluções perante diferentes cenários; escassez de informações sobre a vida útil dos sistemas; falta de avaliação da atuação conjunta na macrodrenagem; falta de experiências práticas; e falta de normatizações (Nakazone, 2005).

Em relação a redução de poluentes, os resultados de eficiência em remoção podem ter resultados bastante variados para mesmas técnicas baseados em critérios de projeto e características específicas da estrutura. Apesar disso, a tabela 3.1 resume informações encontradas na literatura de remoção de poluentes para tipos de dispositivos mostrando uma faixa esperada de eficiência (EPA, 1999).

Tabela 3.1 – Eficiência na remoção de poluentes esperada de medidas de controle estruturais (fonte: adaptado de US EPA, 1999).

Tipo de BMP	Remoção típica de poluentes (%)				
	Sólidos suspensos	Nitrogênio	Fósforo	Patogênicos	Metais
Bacias de detenção secas	30 - 65	15 - 45	15 - 45	< 30	15 - 45
Wetlands construídos	50 - 80	30 - 65	30 - 65	< 30	50 - 80
Bacias de retenção	50 - 80	50 - 80	15 - 45	< 30	50 - 80
Bacias de infiltração	50 - 80	50 - 80	50 - 80	65 - 100	50 - 80
Trincheiras de infiltração/Poços secos	50 - 80	50 - 80	15 - 45	65 - 100	50 - 80
Pavimentos permeáveis	65 - 100	65 - 100	30 - 65	65 - 100	65 - 100
Valas de infiltração	30 - 65	15 - 45	15 - 45	< 30	15 - 45
Faixas de filtro gramado	50 - 80	50 - 80	50 - 80	< 30	30 - 65
Filtros de areia de superfície	50 - 80	< 30	50 - 80	< 30	50 - 80

Os próximos dois tópicos apresentam as técnicas compensatórias de reservação e infiltração previamente citadas mais detalhadamente, dando maior ênfase as duas medidas utilizadas no presente estudo: reservatórios de detenção e trincheiras de infiltração.

### 3.5.1.1 Barris de chuva e cisternas

Os barris de chuva são dispositivos de baixo custo e fácil manutenção aplicáveis a localidades residenciais, comerciais e industriais, utilizadas para armazenar o escoamento de uma área pré-determinada, mais comumente telhados (Souza, 2005).

Cisternas também são utilizadas para armazenar volumes pré-determinados, porém se diferem por apresentar volumes significativamente maiores, geralmente em tanques fabricados ou áreas subterrâneas (Pereira, 2014).



Figura 3.4 – Barril de chuva e cisterna (fontes: Pereira, 2014 e Xavier, 2010)

### 3.5.1.2 *Bacias de retenção ou retenção*

As bacias de retenção ou retenção são obras de drenagem destinadas a reservar temporariamente as águas pluviais, proporcionando um rearranjo temporal das vazões. As bacias são mais usualmente utilizadas, de acordo com a ação na bacia, no controle da micro e macrodrenagem, porém também podem ser utilizadas no controle na fonte (Righetto, 2016)

As bacias de retenção consistem em reservatórios de armazenamento de curtos períodos de tempo, normalmente inferior a 24 horas, que reduzem as vazões de pico dos hidrogramas das cheias, aumento seu tempo de base. O objetivo principal é minimizar o impacto hidrológico da redução da capacidade de armazenamento natural da bacia hidrográfica, podendo fora de eventos de cheia utilizada para fins recreacionais (Andrade Filho et al., 2000).



Figura 3.5 – Bacia de retenção em Porto Alegre (fonte: acervo do autor)

As bacias de retenção são reservatórios de superfície que retêm permanentemente um volume de água, servindo para finalidades recreacionais, paisagísticas, abastecimento de água e outras funções (Canholi, 2005). A capacidade de controle de cheias dessa estrutura de controle se dá pela diferença entre a capacidade de armazenamento total e ao volume já ocupado do espelho d'água permanente. Um exemplo desse tipo de reservatório é o lago do Parque do Ibirapuera, SP (figura 3.6).



Figura 3.6 – Reservatório de retenção, parque do Ibirapuera, SP (fonte: Filho, 2012)

### 3.5.1.3 Reservatórios de retenção

Os reservatórios de retenção de lote são dispositivos armazenadores da água precipitada, recebendo o escoamento gerado no lote, principalmente de áreas impermeáveis, atenuando o pico dos hidrogramas de saída, recuperando a capacidade de amortecimento da bacia. A possibilidade de execução dessas estruturas com diferentes materiais como concreto, alvenaria, fibrocimento e acrílico e adaptação da estrutura dentro do lote, fazem com que os microrreservatórios sejam uma das estruturas de armazenamento mais conhecidas (Tassi, 2002).

Os reservatórios podem ser enterrados ou na superfície de acordo com as características do local de implantação, porém recomenda-se o funcionamento hidráulico por ação da gravidade. Estes dispositivos podem ser concebidos para trabalhar on-line ou off-line.

Quando on-line os reservatórios recebem todo escoamento gerado pelas superfícies que está controlando. Os reservatórios off-line, dimensionados na tentativa de reduzir volumes necessários de armazenamento tem como seu princípio de funcionamento permitir que vazões abaixo de determinado limite sejam direcionadas diretamente a rede de drenagem, geralmente utilizando uma estrutura tipo *by-pass*. A partir do valor de vazão limite, todo excedente entra no reservatório (Tassi, 2002).

Essas estruturas possuem um dispositivo de saída, que pode funcionar como orifício ou bocal e segundo o Manual de drenagem urbana de Porto Alegre (Porto Alegre, 2005). Para reservatórios de detenção, deve-se instalar o descarregador junto ao fundo do reservatório, evitando o acúmulo de água no interior da estrutura. Em casos onde o reservatório é fechado, utiliza-se um vertedor de emergência, que pode direcionar o fluxo à segunda câmara. Um exemplo desse caso é mostrado no modelo de aprovação de projetos de reservatórios de contenção de cheias de Curitiba (figura 3.7).

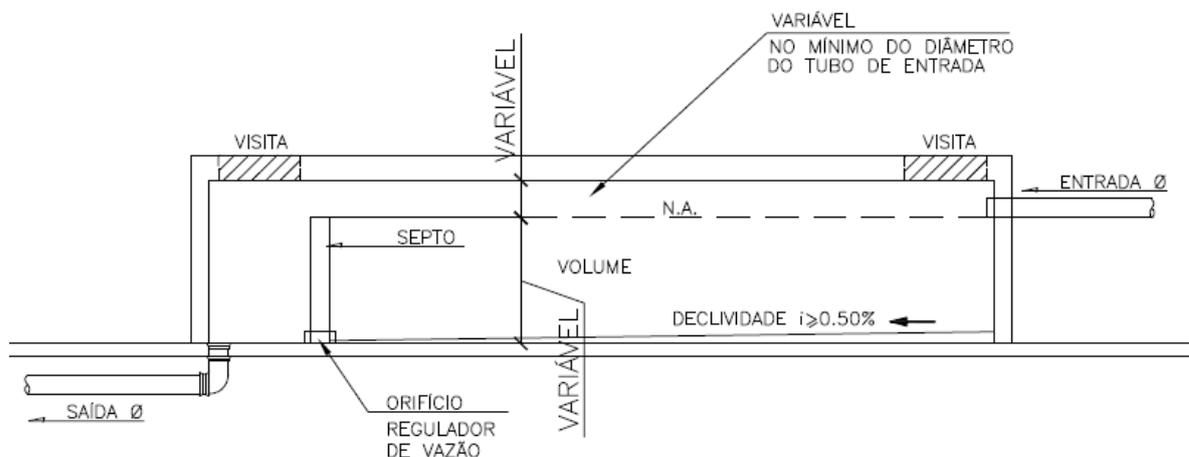


Figura 3.7 – Esquema típico de um reservatório de detenção de lote (fonte: Curitiba, 2007)

O'Loughlin et al. (1995) após um estudo em Sydney, Austrália com o uso de reservatórios de detenção enumeram diversas características sobre a aplicação dessa técnica:

- Os microrreservatórios previnem impactos adversos do desenvolvimento, restaurando o armazenamento natural perdido;
- Não é transferido os impactos da urbanização para jusante;

- O sistema é equitativo, já que coloca a responsabilidade do controle para quem implementa a urbanização e se beneficia dela;
- Problemas são resolvidos na fonte onde ocorrem, e as soluções não são postergadas
- Os regulamentos ainda são deficientes, e os critérios e métodos de projeto são usualmente muito simplificados;
- Sob algumas condições hidrológicas, armazenamentos localizados nas partes mais baixas das bacias podem aumentar as taxas de escoamento a jusante devido a hidrogramas retardados;
- Pouca eficiência na redução de poluentes da água coletada;
- A manutenção é o maior problema, pois impõe custos muito grandes aos proprietários.



Figura 3.8 – Reservatório de retenção de lote (fonte: Agra, 2001)

Diversos estudos sobre a utilização de reservatórios como medida de controle na fonte têm sido realizados ao longo do tempo, em diversos países. Exemplos de aplicações e resultados nesse âmbito são descritos a seguir.

Schilling (1982) fez um estudo em Hildesheim, Alemanha, onde analisou 140 reservatórios conectados ao tubo de queda do telhado, com volume de  $0,5 \text{ m}^3$  e estrutura de descarga de 20 mm em uma área com 0,78 ha de telhados. O autor obteve uma redução na vazão de pico de 10 a 20% para diferentes tempos de retorno e uma redução de até 80% para períodos de retorno da ordem de 1 ano.

Um trabalho experimental sobre a eficiência de microrreservatórios foi desenvolvido por Agra (2001), com microrreservatórios de 1 m<sup>3</sup> de volume. Os reservatórios receberam vazões escoadas de um telhado de 337,5 m<sup>2</sup> e apresentaram bons resultados na redução dos picos de vazão. Um problema observado foi a ocorrência de entupimentos nos descarregadores de fundo de 40 mm devido a folhas e sedimentos, situação que não ocorreu com uma configuração de tubos de 50 mm demonstrando ser autolimpantes.

Tassi (2002) realizou simulações do uso de microrreservatórios em lotes de 300 e 600 m<sup>2</sup> em uma bacia hipotética, comparando cenários com diferentes parâmetros e critérios como vazão de restrição na saída do lote e características da chuva de projeto. A utilização dos microrreservatórios possibilitou a reduzir as vazões escoadas nas redes de macrodrenagem a valores maiores de 50% com relação às vazões de pico na bacia sem as medidas de controle. Os resultados mostraram que ao utilizar o critério de manutenção da vazão de pré-urbanização na saída do lote os descarregadores de fundo ficaram muito pequenos e podem ser operacionalmente inviáveis em situações reais. Ao fixar vazões de restrição maiores a vazão de pré-urbanização, até cinco vezes seu valor, foram obtidos resultados positivos sobre os aspectos de operacionalidade do microrreservatório e custo de construção de estrutura.

Silva (2016) buscou dimensionar e avaliar o impacto de microrreservatórios na saída de lotes como alternativas de controle do escoamento na fonte. O estudo foi feito sobre uma bacia da cidade de São Carlos, estado de São Paulo em escalas de lote, loteamento e macrodrenagem, com percentuais de impermeabilização de 50 a 70%. Através dos resultados da modelagem conclui-se que o reservatório de detenção é eficiente na redução de pico gerada no lote em relação a vazão de pico em nível de pré-urbanização. Além disso, a definição do diâmetro do orifício de descarga mostrou-se determinante ao dimensionamento do reservatório.

Drumond (2018) comparou os dados de monitoramento de um microrreservatório de 45 m<sup>3</sup> de volume útil com resultados determinados por métodos teóricos usualmente utilizados no dimensionamento, HUT-SCS e o método racional. O nível de água do reservatório foi medido a cada 30 segundos durante o período de monitoramento de abril de 2015 a março de 2017. Foram avaliados os enchimentos do microrreservatório durante a ocorrência de 48 eventos de

precipitação e comparando os resultados, verificou-se, que, de maneira geral, os valores monitorados foram maiores aos teóricos e que os resultados obtidos com o método racional foram mais próximos aos monitorados do que os obtidos com o método HUT-SCS.

#### 3.5.1.4 Vala e poço de infiltração

As valas de infiltração são depressões lineares, gramadas ou com solo nu, que funcionam com um canal, promovendo uma desaceleração do escoamento e possibilitando a infiltração da água. (Schueler et al., 1992).

Os poços de infiltração são dispositivos pontuais com pequena área superficial capazes de drenar pequenas áreas. Eles promovem evacuação das águas pluviais por infiltração no solo na direção radial. Essa técnica pode ser implantada onde a camada superficial possui baixa permeabilidade, e camadas mais profundas apresentam maiores capacidades de infiltração (Azzout et al., 1994).



Figura 3.9 – Vala e poço de infiltração (fontes: Certu, 1998 apud Brito, 2006 e Tassi, 2016)

#### 3.5.1.5 Pavimento permeável

Pavimento permeável é definido como um dispositivo de infiltração onde o escoamento superficial é desviado através interior do revestimento permeável para dentro de um reservatório de pedras localizado sob a superfície do terreno (Urbonas e Stahre, 1993). A figura 3.10 apresenta as camadas típicas de um pavimento permeável.



Figura 3.10 – Seção típica de um pavimento permeável (fonte: adaptado de CANHOLI, 2005)

O revestimento desse dispositivo pode ser constituído de blocos de concreto, de concreto permeável ou asfalto poroso e possui uma alta permeabilidade, a fim de permitir a infiltração adequada da água. Essa camada, quando revestida de concreto permeável, é feita de maneira similar aos pavimentos convencionais com a diferença básica na retirada da mistura dos agregados a fração da areia fina, proporcionando uma maior porosidade à camada.

O escoamento infiltra rapidamente pela camada superficial e passa para o reservatório granular que tem função principal a estocagem temporária do volume infiltrado nos vazios da camada. A água nesse reservatório pode então ser infiltrada para o solo existente e/ou coletada através de drenos e transportadas para uma saída, dependendo do tipo de sistema de infiltração planejado para o dispositivo.

Segundo a NBR 16416, o pavimento permeável pode ser projetado de três diferentes maneiras em relação à infiltração de água precipitada. A norma indica que a escolha do sistema de infiltração depende das características do solo ou de condicionantes no projeto, e são apresentadas a seguir:

- infiltração total: toda água desviada pelo pavimento tem sua saída da camada reservatório pela da infiltração no subleito.
- infiltração parcial: parte da água precipitada alcança o subleito e infiltra, enquanto parte da água é removida por um dreno.
- sem infiltração: nesse sistema de infiltração toda água precipitada fica temporariamente armazenada na base permeável, não havendo infiltração no solo, sendo depois removida por um dreno, tornando o pavimento permeável em um simples reservatório.

Segundo Araújo et al. (1999), as principais vantagens dos pavimentos permeáveis são a redução ou eliminação das redes de drenagem, preservação do equilíbrio natural das condições hídricas locais, controle das descargas de pico e do volume do escoamento superficial e remoção de poluentes.

A norma NBR 16416, em relação aos requisitos gerais de projeto, define algumas limitações que devem ser observadas na escolha do local e características do dispositivo: capacidade de suporte do solo; condição de saturação do solo; distância do nível mais alto do lençol freático ao mínimo 0,6 m da parte inferior da base do pavimento; áreas de contribuição não exceder em cinco vezes a área do pavimento permeável; declividade máxima de 5% do dispositivo e 20% para áreas de contribuição; manter uma distância mínima de 30 m de fontes de captação de águas subterrâneas.

Acioli (2005) comenta que o uso do pavimento permeável pode ser restringido em regiões de clima frio, pelo entupimento e trincamento pela neve, regiões áridas, devido à alta amplitude térmica, e em regiões com altas taxas de erosão eólica podendo ocasionar uma colmatação muito rápida do revestimento. A figura 3.11 mostra um exemplo de aplicação de um pavimento permeável.



Figura 3.11 – Exemplo de um pavimento permeável (fonte: Brito, 2006)

### 3.5.1.6 Trincheira de infiltração

Trincheiras de infiltração são estruturas lineares que armazenam água da chuva temporariamente para sua infiltração no solo. Sua estrutura é composta de material granular com porosidade geralmente entre 35 a 40%, e possuem uma manta geotêxtil entre a camada granular e a superfície, impedindo a entrada de materiais finos reduzindo problemas de colmatção.

A geometria longa e estreita da trincheira é adequada à otimização da área em planta para drenagem do lote urbano, atendendo geralmente pequenas áreas de drenagem. É importante que o sistema seja planejado e que haja manutenção adequada, pois, a principal causa de problemas deste tipo de dispositivo é a colmatção precoce. Além disso sua eficiência pode diminuir para longos períodos chuvosos devido a possibilidade de saturação do solo (Lawrence et al. 1996).

As trincheiras podem ser implantadas de duas maneiras distintas: diretamente na superfície ou de forma subterrânea. As trincheiras superficiais podem ter sua alimentação tanto da forma direta, a partir do escoamento superficial sob a trincheira e de área adjacentes drenadas diretamente a ela, quanto de forma indireta através do direcionamento de sistemas de drenagem.

Um esquema de uma trincheira de infiltração e seu entorno é apresentado na figura 3.12.

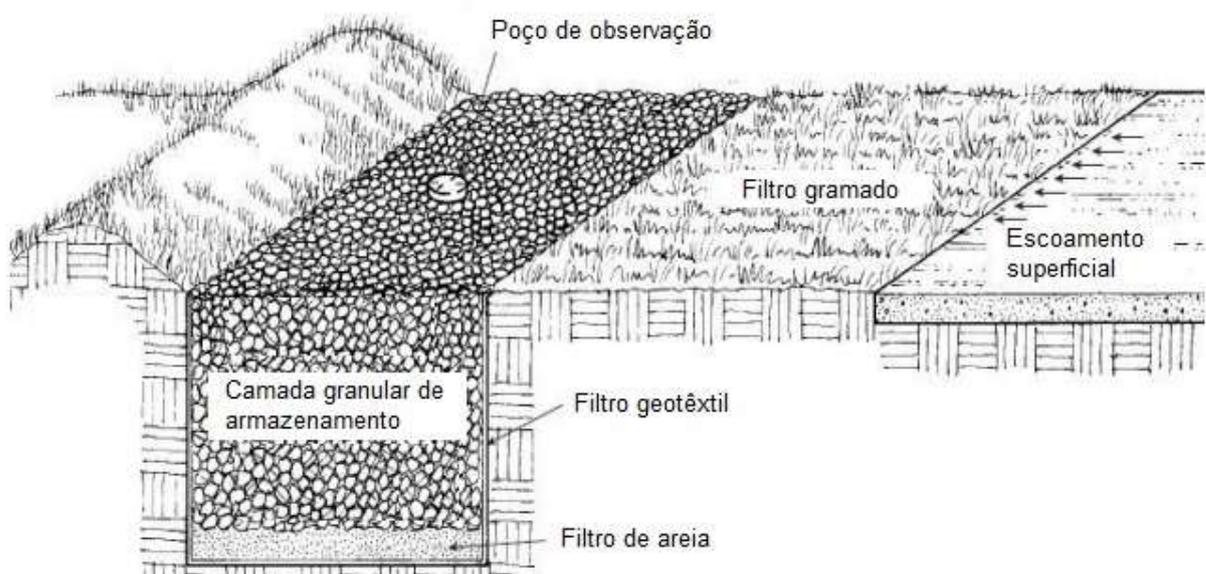


Figura 3.12 – Representação de uma trincheira de infiltração (fonte: adaptado de Lowndes, 2000)

Em relação a outros sistemas de infiltração, as trincheiras de infiltração apresentam diversas vantagens e desvantagens: visualmente bem integradas e de fácil adequação aos terrenos; podem ser colocadas em locais que não teriam outra finalidade; dificultam o tratamento biológico da água do escoamento superficial; oferecem dificuldade na manutenção ao longo do tempo, onde seu desempenho é reduzido por colmatação podendo culminar na substituição da trincheira; são de difícil monitoramento quanto ao desempenho e ao funcionamento.



Figura 3.13 – Exemplo de uma trincheira de infiltração (fonte: Inti, 2012 apud Tassi 2016)

Estruturas de infiltração vêm sendo implementadas com êxito em vários lugares do mundo, mesmo com as deficiências ainda existentes de informações e estudos detalhados sobre seu funcionamento (Graciosa, 2005). Mesmo assim, alguns estudos detalhados sobre trincheiras de infiltração têm sido realizados nas últimas décadas.

Em 1994, Warnars et al. (1999) conduziram um estudo na área central de Copenhague sobre o comportamento de longa duração de trincheiras de infiltração, que segundo eles eram as estruturas de infiltração mais utilizadas na Dinamarca. O estudo analisou a colocação de duas trincheiras de infiltração com 4 m<sup>3</sup> de volume útil cada que recebiam escoamento de uma área total de 600 m<sup>2</sup>, referentes a um telhado e uma área pavimentada. Foram realizadas medidas contínuas de precipitação, escoamento e nível de água nas trincheiras durante 2 anos e 9 meses. Ao longo desse período ocorreram 89 períodos de chuva, em que 7 deles a capacidade de armazenamento das trincheiras foi superada. A taxa de infiltração das trincheiras estimada ao longo dos anos de observação teve uma redução na

faixa de 30 a 70%, tendência que pode indicar que as trincheiras estavam colmatando lentamente.

Souza (2002) monitorou o comportamento de duas trincheiras de infiltração instaladas na cidade de Porto Alegre, no Instituto de Pesquisas Hidráulicas/UFRGS. Uma das trincheiras tinha 8 m<sup>3</sup> de volume e foi monitorada por 33 meses recebendo escoamento de uma rua pavimentada com área de 600 m<sup>2</sup>. A outra trincheira tinha um volume de 7,2 m<sup>3</sup>, foi observado seu funcionamento durante 6 meses, tendo uma área de contribuição de 450 m<sup>2</sup> proveniente de um estacionamento. Ambas trincheiras se mostraram eficientes, controlando a totalidade do volume escoado durante o período monitorado, mesmo para eventos com período de retorno maior ao de projeto.

Graciosa (2005) estudou o comportamento hidráulico de trincheiras de infiltração através de ensaios de campo com trincheiras em dois solos distintos, um arenoso e outro argiloso. Ambas trincheiras foram alimentadas com volumes de água controlados, e o campo de umidade do experimento monitorado com sonda de nêutrons. A capacidade de infiltração da trincheira mostrou-se maior nos dados observados, possivelmente devido a simplificações adotadas na modelagem numérica. Além disso, são apresentadas considerações de dimensionamento de trincheiras em lotes residenciais e um estudo simplificado baseado no método racional.

Lima (2009) avaliou a performance de uma trincheira de infiltração implantada nas imediações do Departamento de Hidráulica e Saneamento da Escola de Engenharia de São Carlos/USP, para eventos de chuvas simuladas. A trincheira foi dimensionada através da diferença máxima entre volume de entrada, determinado pelo método racional, e o volume de saída, determinado pelo modelo de Philip. A área de drenagem da trincheira foi de 50 m<sup>2</sup> e o volume igual a 2,4 m<sup>3</sup>. Os resultados demonstraram que a trincheira de infiltração foi eficiente controlando a totalidade do volume escoado, mesmo para chuvas com maiores intensidades em relação as de projeto.

### **3.5.2 Custos de medidas de controle**

Diversos estudos sobre o controle dos impactos devido a urbanização com a utilização de medidas de controle, têm sido desenvolvidos nas últimas décadas,

tanto no Brasil como mundialmente, devido à grande importância no planejamento das cidades que cada vez mais buscam um desenvolvimento sustentável. Durante o planejamento da drenagem urbana depara-se frequentemente com diferentes possibilidades de controle. Como forma de ajudar na tomada de decisão, parâmetros como custo são muito importantes e por isso diversos estudos incorporam a abordagem financeira na análise.

Para ajudar na sensibilidade dos custos referentes a implantação e operação e manutenção das medidas de controle e redes de drenagem utilizadas no presente trabalho, as tabelas a seguir apresentam resultados de custos obtidos na literatura. Os valores do custo de implantação foram corrigidos com a utilização do Índice Nacional de Custo de Construção (INCC), conforme recomendado por Baptista et al. (2011), até o mês de dezembro de 2018.

Tabela 3.2 – Custos de implantação de trincheiras de infiltração

Fonte	Souza (2002)	Graciosa (2005)	Lima <sup>1</sup> (2009)	Baptista <sup>2</sup> (2011)
Dimensões (m)	0,8 x 1 x 10	0,9 x 1 x 5	1 x 1 x 2,4	-
Volume (m <sup>3</sup> )	8	4,5	2,4	-
Custos implantação	R\$ 450,00	R\$ 394,67	R\$ 335,72	-
Custo/ m <sup>3</sup>	R\$ 56,25	R\$ 87,70	R\$ 139,88	R\$ 68,00
Custo /m <sup>3</sup> atualizado <sup>3</sup>	R\$ 176,83	R\$ 200,47	R\$ 247,61	R\$ 259,88

<sup>1</sup> Somente foram considerados os custos referentes a trincheira. Valores de Março de 2009

<sup>2</sup> O custo trazido por Baptista se refere a valores de Janeiro de 2000.

<sup>3</sup> O custo foi atualizado pelo índice INCC

Tabela 3.3 – Custos de implantação reservatórios enterrados com paredes de alvenaria e tampa de concreto

Fonte	Tassi <sup>1</sup> (2002)	Kipper <sup>2</sup> (2015)	Baptista <sup>3</sup> (2011)
Dimensões (m)	Variado	2,5 x 2,5	-
Volume (m <sup>3</sup> )	1,58 a 8,8	9,2	-
Custos implantação	R\$ 297 a R\$ 1454	R\$ 1730,88	-
Custo/ m <sup>3</sup>	R\$ 145 a R\$ 175	R\$ 188,07	R\$ 126,57
Custo /m <sup>3</sup> atualizado	R\$ 504,07 a R\$ 608,36	R\$ 233,83	R\$ 483,72

<sup>1</sup> O custo trazido por Tassi refere-se a valores de Fevereiro de 2002.

<sup>2</sup> O custo trazido por Kipper se refere a valores de Setembro de 2014.

<sup>3</sup> O custo trazido por Baptista se refere a valores de Janeiro de 2000.

<sup>4</sup> O custo foi atualizado pelo índice INCC

Tabela 3.4 – Custos de operação e manutenção (O & M) como porcentagem do custo de implementação da medida

Fonte	Trincheira de infiltração Custo anual O & M	Fonte	Reservatório de detenção Custo anual O & M
Revit and Ellis (1996)	5% - 15%	Moura (2004)	4%
Weiss et al. (2005)	5,1% - 12,6%		
US EPA (1999)	5% - 20%		

Tabela 3.5 – Custos de operação e manutenção (O & M) como porcentagem do custo de implementação da rede de drenagem

Fonte	Rede de drenagem Custo anual O & M
World Bank (2005)	2% - 3%

Estudos recentes, no Brasil e no mundo, têm abordado o custo na análise das medidas de controle. Dentre eles podemos destacar Pereira (2004) que analisou a relação da custo/eficiência de reservatórios de detenção e pavimentos permeáveis na bacia hidrográfica do rio Pirajuçara. As simulações hidrológicas foram realizadas com o software HEC-HMS e a obtenção e tratamento dos dados com ferramenta SIG. Os custos dos reservatórios de detenção foram obtidos através da correção de valores de tabelas do DAEE (Departamento de Águas e Energia Elétrica de São Paulo) de 2013 e o custo dos pavimentos permeáveis se referiram a diferença da estimativa de custo de implantação pavimentos permeáveis e o pavimento convencional. O estudo evidenciou que nas bacias de área menor, o uso do pavimento permeável apresenta uma boa relação de custo/eficiência, sendo equivalente ao uso de reservatórios de detenção. Além disso o autor concluiu que, quanto menor a área de implantação, mais competitivo fica o uso de pavimento permeável como medida estruturante.

Montalto et al. (2007) apresentam uma avaliação simples entre custo e benefício na utilização de pavimentos permeáveis, telhados verdes, coleta de água das ruas para tratamento em comparação com reservatórios na redução de alagamentos de sistemas de drenagem mistos. Os resultados indicaram que as técnicas possuem diferentes níveis de relação entre custo e redução de alagamentos, indicando que as medidas propostas obtiverem melhores resultados que reservatórios quando considerados menores coeficientes de escoamento.

Jia (2014) apresentou um procedimento para análise e planejamento de Low Impact Development Best Management Practices (LID-BMPs) utilizando uma ferramenta de suporte. Foram selecionadas células de bioretenção, bacias de retenção, telhados verdes, pavimentos permeáveis, trincheiras de infiltração e barris

de chuva. O modelo SUSTAIN foi utilizado para analisar quatro cenários de controle; pré-urbanizado; urbanizado sem controle; menor custo de implementação de BMPs; e máxima performance de BMPs. As soluções ideais para os cenários com alternativas de controle por BMPs foram obtidas utilizando um algoritmo genético (NSGA-II), e foram determinados os custos incrementais por percentual de controle de volume de escoamento, redução de pico de vazão, e redução da carga poluente.

Chuy (2015) buscou identificar o design ideal de práticas de LID em escala doméstica ou empresarial avaliando a performance hidrológica e o relação de custo-benefício dessas técnicas. O software EPA SWMM, foi utilizado para obter as vazões de pico de três diferentes alternativas de controle: telhado verde, bioretenção e pavimento permeável. Os custos foram estimados utilizando a metodologia de custo do ciclo de vida, com custos de construção e operação e manutenção. O trabalho concluiu que, para as condições do estudo, os pavimentos permeáveis apresentaram melhor custo-benefício na redução da vazão máxima de escoamento, seguido de bioretenção e telhado verde.

Eckart (2018) desenvolveu um modelo de otimização conectando o modelo SWMM a um algoritmo evolucionário multiobjetivo para avaliar controles de águas pluviais LID. Um modelo SWMM foi criado, calibrado e validado para uma bacia hidrográfica em Windsor, Canada. Foram consideradas no modelo as alternativas de controle de barris de chuva, jardins de chuva, pavimentos permeáveis e trincheiras de infiltração. Foram considerados 5 cenários de estudo, com objetivos de minimizar a vazão de pico, reduzir o escoamento superficial total e reduzir o custo. O modelo foi capaz de produzir curvas de custo-benefício para a implementação das alternativas de controle na área de estudo. As trincheiras de infiltração se mostraram como a alternativa com maior custo-benefício, particularmente na redução da vazão de pico e as medidas foram capazes de reduzir a vazão de pico pluvial em 29% e o escoamento total em até 13%, apesar das baixas características de infiltração da bacia.

## 4 METODOLOGIA

### 4.1 ESTRATÉGIA METODOLÓGICA

Esta seção descreve o escopo da metodologia empregada nesta pesquisa para obtenção dos resultados desejados. As etapas da metodologia, assim como as etapas posteriores estão resumidas no fluxograma apresentado na figura 4.1.

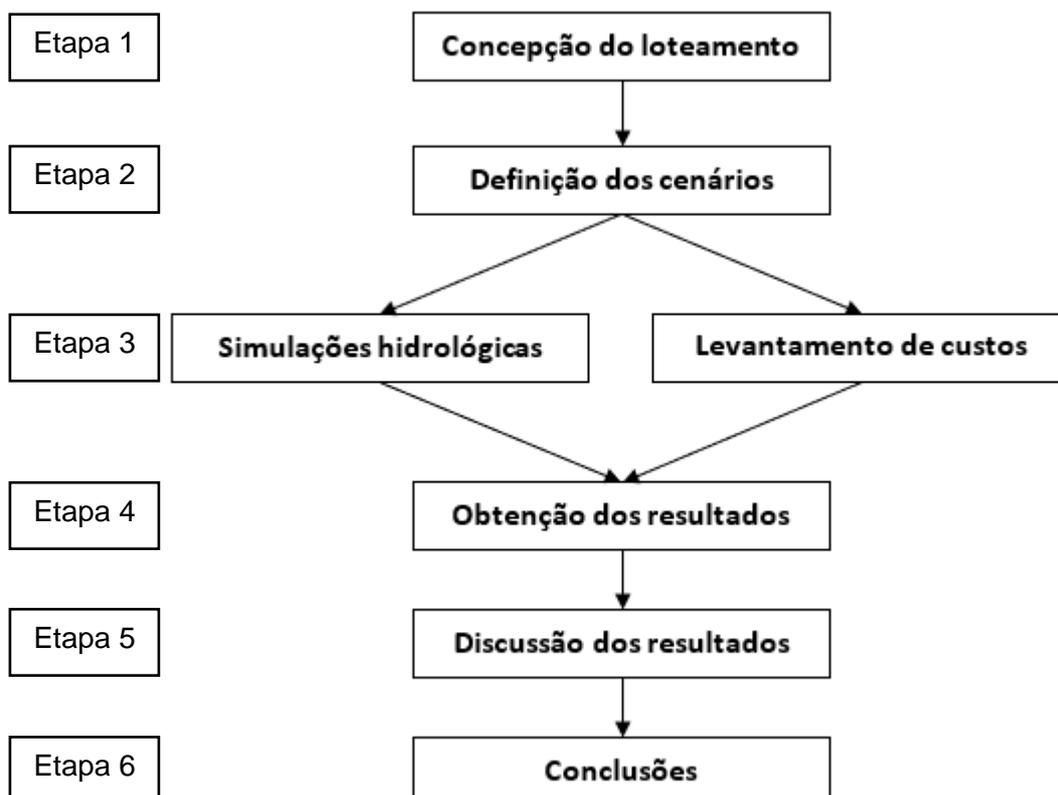


Figura 4.1 – Fluxograma com a estrutura metodológica do trabalho

Concepção do loteamento (etapa 1): visando simular um novo empreendimento urbano, foi criada uma área de 12.100 m<sup>2</sup>, referente a um pequeno loteamento hipotético na cidade de Porto Alegre, e determinadas duas alternativas de ocupação urbana, em conformidade do Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano Ambiental (PDDUA) da cidade de Porto Alegre (Porto Alegre, 2011): uma ocupação verticalizada, composta de dois prédios e a outra de forma horizontalizada, composta de 36 casas, ambas com a mesma quantidade de unidades familiares

Definição dos cenários (etapa 2): para cada possibilidade de ocupação urbana foram consideradas diferentes alternativas de uso de medidas de controle. Primeiramente foi considerada uma condição pré-urbanizada e em seguida a condição das implantações dos empreendimentos sem nenhum controle de drenagem na fonte. Após as duas estruturas iniciais foram concebidos os cenários contemplando técnicas de controle: uma medida de armazenamento e uma medida de infiltração: a medida de armazenamento escolhida foi o reservatório de retenção, por possuir sua indicação e definição tamanho necessário para realizar o controle do escoamento no decreto de controle da drenagem urbana da cidade de Porto Alegre (Porto Alegre, 2014). A medida de infiltração escolhida foi a trincheira de infiltração pela sua fácil adequação aos terrenos.

Em cada composição de ocupação, com ou sem medida de controle, foram analisados os quatro tipos de solos hidrológicos: A, B, C e D. Mesmo tendo conhecimento que as medidas de infiltração não têm seu uso indicado em solos de baixa capacidade de infiltração, como o solo D, adotou no trabalho a análise dos quatro solos com objetivo de demonstrar a sensibilidade dos resultados a solos com altas e baixas taxas de infiltração.

Simulações hidrológicas e Levantamento de custos (etapa 3): posteriormente a definição dos cenários se procedeu com a simulação hidrológica de cada caso utilizando uma diferentes metodologias de cálculo. Os resultados do escoamento gerado foram obtidos transformando uma precipitação de projeto em vazão e procedendo com a propagação dessa vazão até a saída à rede pública de drenagem. Além disso a cada cenário foi realizado um levantamento de todos os custos associados a implantação e manutenção do sistema de drenagem proposto.

Obtenção dos resultados, Discussão do resultado e Conclusões (etapas 4, 5 e 6): a etapa 3 permitiu a obtenção dos resultados pretendidos, sendo os principais resultados os hidrogramas e as vazões máximas de saída dos empreendimentos e os custos associados a cada cenário. Com base nos resultados pôde ser feita uma discussão acerca dos resultados assim como as conclusões a que o estudo teve.

Como limitações do trabalho se enfatiza possíveis benefícios quanto a qualidade da água pluvial e quanto ao sistema de macrodrenagem fora dos limites do loteamento, limitando o estudo somente a escala do terreno.

A área hipotética, os cenários simulados, os modelos hidráulicos-hidrológicos na obtenção dos hidrogramas de vazão, a metodologia de obtenção dos custos, assim como os parâmetros utilizados são descritos nos próximos itens de forma detalhada.

#### 4.2 LOTEAMENTO HIPOTÉTICO: DESCRIÇÃO DAS ALTERNATIVAS DE OCUPAÇÃO RESIDENCIAL

Foram concebidas duas alternativas de ocupação residenciais hipotéticas com uma área quadrada em planta de 12.100 m<sup>2</sup> (110 m x 110 m), uma com ocupação vertical e outra horizontal. As características arquitetônicas de cada ocupação foram estabelecidas considerando as características limitantes de taxa de ocupação, altura, recuos e área livre para empreendimentos no bairro Chácara das Pedras de Porto Alegre (Porto Alegre, 2011). A figura 4.2 mostra o terreno prévio a ocupação, denominado pré-urbanizado, e as figuras 4.3 e 4.4, apresentam, respectivamente, o terreno residencial horizontal e vertical urbanizados sem medidas de controle de escoamento. As cotas das figuras apresentadas estão em metros.

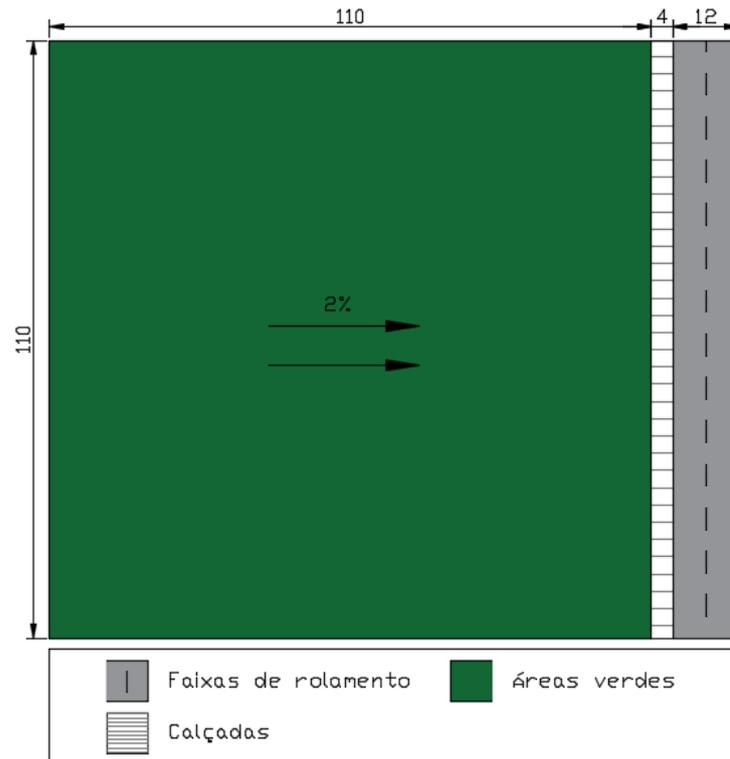


Figura 4.2 – Cenário pré-urbanizado

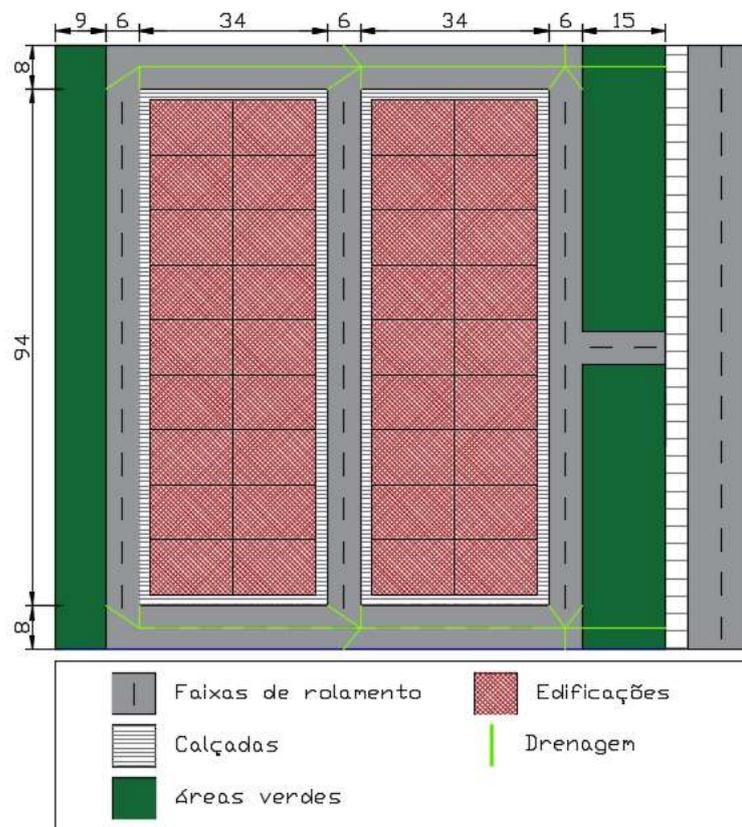


Figura 4.3 – Cenário de ocupação horizontal sem medidas de controle

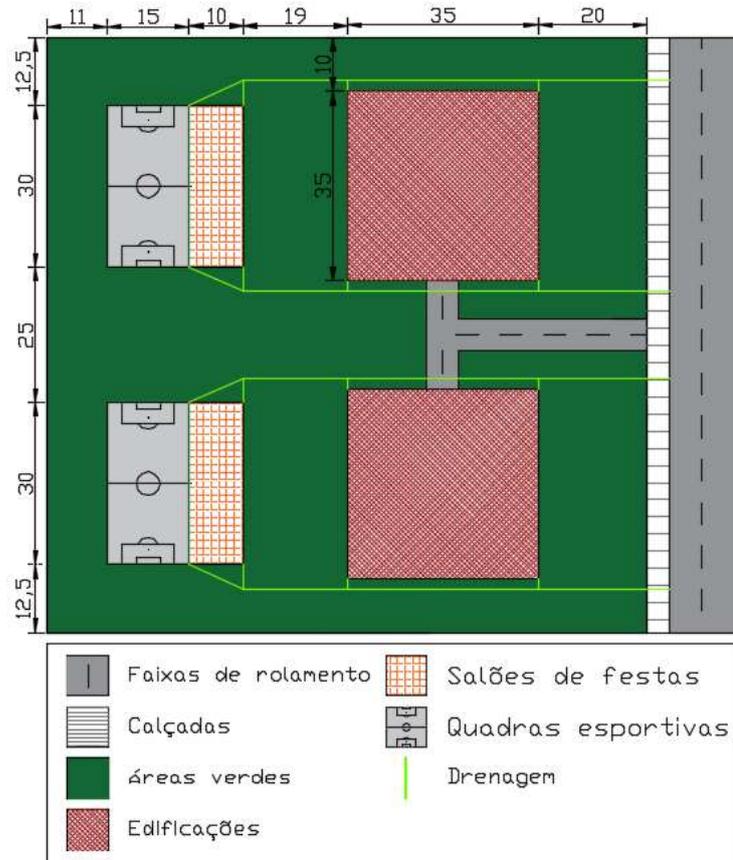


Figura 4.4 – Cenário de ocupação vertical sem medidas de controle

A declividade natural do terreno adotada foi de 2% com direção ao arruamento. As ocupações urbanas foram projetadas para comportar a mesma quantidade de unidades familiares, sendo composto de 36 casas na proposição horizontal e dois edifícios com 18 unidades familiares cada. Assim, a grande diferença avaliada entre eles se dá pela percentagem impermeável do lote, onde a ocupação vertical possui uma maior área verde e de lazer. Os percentuais impermeáveis das áreas horizontal e vertical são, respectivamente, 78,9% e 35,3%.

O cenário pré-urbanizado foi simulado considerando uma simples propagação superficial do escoamento sob a grama até a calçada fora dos limites do terreno.

Na proposição horizontal todo escoamento superficial foi direcionado ao meio fio do arruamento até as bocas de lobo, localizadas onde há um início da rede de drenagem, linha em verde na figura 4.3. As bocas de lobo se conectam as redes de ligação, que por sua vez se ligam a rede de drenagem principal no centro das faixas de rolamento. A rede principal realiza o transporte das águas pluviais até à rede pública fora do loteamento. As redes de ligação e a rede principal, no centro do arruamento foram dimensionadas como tubulações de seção circular de concreto.

Nos locais onde há encontro da rede de ligação e a rede principal, há poços de visita. As dimensões e características da rede de drenagem foram determinadas por meio das diretrizes estabelecidas para redes e equipamentos de drenagem pluvial urbana do caderno de encargos do DEP de Porto Alegre (Porto Alegre, 2004), e por simulações hidrodinâmicas do sistema de drenagem no software Storm Water Management Model (SWMM) de forma a não permitir o extravasamento da rede de drenagem.

Na proposição vertical o escoamento superficial proveniente das áreas impermeáveis, telhados e quadra esportiva, são direcionados diretamente à rede de drenagem, que escoam a água até a rede pública. O escoamento superficial das áreas verdes foi determinado da mesma forma do cenário pré-urbanizado. As tubulações presentes no interior do lote são de PVC com seção circular. Foram previstas caixas de areia para cada conexão entre tubulações e a cada 20 m em percursos retilíneos. As dimensões e características da rede de drenagem foram determinadas com base nos requisitos da NBR 10844, e por simulações hidrodinâmicas no software SWMM de forma a não permitir o extravasamento da rede de drenagem.

#### 4.3 LOTEAMENTO HIPOTÉTICO: ALTERNATIVAS DE USO DE MEDIDAS DE CONTROLE

19 cenários foram concebidos para possibilitar uma ampla comparação e assim alcançar os objetivos propostos. Foram combinadas diferentes composições de ocupações para formar esses cenários, utilizados nas simulações. A figura 4.5 apresenta os 19 cenários de alternativas de uso de medidas de controle enumerados, e os próximos parágrafos descrevem detalhadamente suas características.

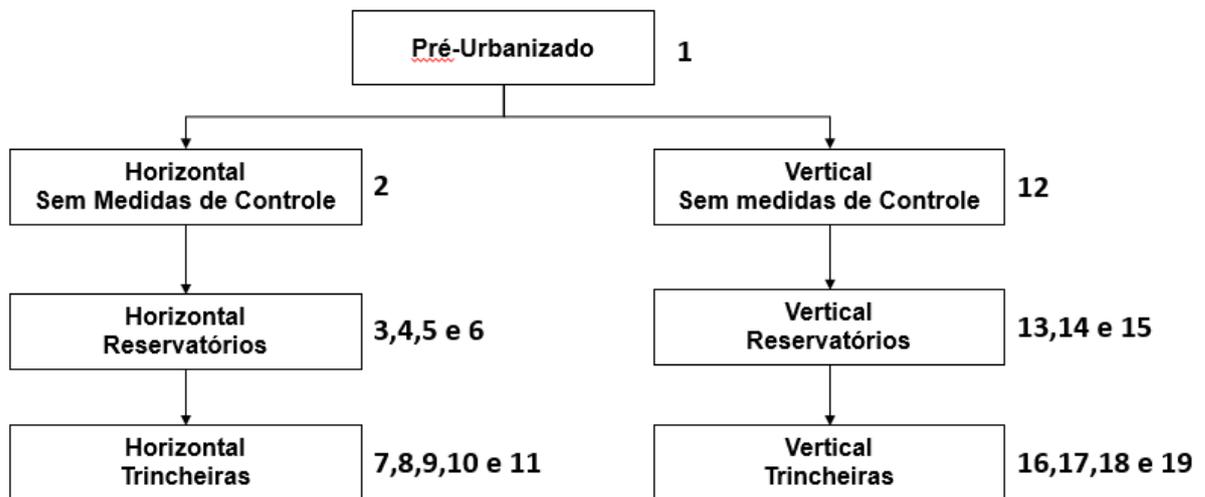


Figura 4.5 – Alternativas de uso de medidas de controle

O cenário inicial partiu de uma área em sua totalidade gramada, chamada de pré-urbanizada. A partir do cenário inicial foi composta a configuração de ocupação horizontal sem medidas de controle, cenário 2. Para o cenário sem medidas de controle foi considerado apenas o estabelecimento de uma rede de drenagem que possibilitasse o direcionamento do escoamento proveniente das áreas impermeáveis à rede pública de drenagem.

Assim, os próximos cenários, com controle do escoamento superficial por reservatórios, foram compostos de quatro tamanhos diferentes de reservatórios: no cenário 3 o volume do reservatório foi obtido por meio da equação de determinação de volumes de reservatórios de retenção de águas pluviais, presente no decreto municipal nº 18.611 (Porto Alegre, 2014), que regulamenta o controle da drenagem urbana em Porto Alegre. A equação do decreto, para terrenos com área inferior a 100 ha, define o volume do reservatório como:

$$V = 0,0425A_{imp} \quad (\text{Equação 4.1})$$

onde  $V$  é o volume de retenção necessário ( $m^3$ ); e  $A_{imp}$  a área impermeável do terreno ( $m^2$ ). A configuração horizontal apresenta uma área impermeável de 9550  $m^2$ , que resulta em um volume necessário a partir da equação 4.1 de 405,9  $m^3$ . Dessa forma, adotou-se dois reservatórios de 205  $m^3$  cada.

Nos cenários 4,5 e 6 foram adotados dois reservatórios também com volumes menores, respectivamente, 50, 95 e 120  $m^3$  possibilitando uma ampla comparação

de resultados. A volumetria de 95 m<sup>3</sup> foi escolhida devido a área impermeável da configuração horizontal, 4277 m<sup>2</sup>, que resultou em 181,8 m<sup>3</sup>. Em todos reservatórios o controle da vazão efluente é realizado por um orifício regulador de vazão, assim, fixou-se as dimensões dos reservatórios e variou as dimensões de orifícios com diâmetros comerciais até a menor dimensão possível que não provocasse extravasamento do reservatório durante cada simulação, sendo assim o/os orifício/s escolhido/s para o cenário.

Definidos os cenários com configuração horizontal com reservatórios, os cenários 7 a 11, referentes a cenários com controle do escoamento por trincheiras, representaram cinco diferentes tamanhos: o cenário 7 foi dimensionado utilizando quatro trincheiras com infiltração total, ou seja, permitindo seu esvaziamento apenas por infiltração. Os cenários subsequentes, 8 a 11 foram dimensionados com duas trincheiras de infiltração total e com duas de infiltração parcial, em que foi permitido tanto a infiltração quanto esvaziamento por orifícios reguladores de vazão. A partir das simulações dos reservatórios, cenários 3 a 6, foram encontradas as vazões máximas liberadas à rede pública de drenagem pluvial e assim as trincheiras com infiltração parcial foram dimensionadas permitindo uma liberação de vazão próxima a encontrada nos cenários com reservatório, 3 a 6, sem permitir o extravasamento da estrutura. Portanto o cenário 8 tentou aproximar a vazão do cenário 3, o cenário 9 do cenário 4, e assim por diante. Essa metodologia foi adotada para permitir posteriormente uma comparação de custo entre as alternativas de reservatório e trincheiras em que houvesse cenários com controle do escoamento superficial semelhantes.

Os cenários de 12 a 19 seguiram a mesma metodologia de definição utilizada para os cenários de ocupação horizontal, porém invés de quatro tamanhos diferentes de reservatório foram utilizados apenas três: 50<sup>3</sup>, 95<sup>3</sup> (decreto de Porto Alegre) e 120 m<sup>3</sup>, e conseqüentemente quatro cenários com trincheiras: um com duas trincheiras apenas com infiltração total e três com duas trincheiras de infiltração parcial com vazões máximas semelhantes aos três cenários com reservatório.

Assim consolidando os 19 cenários:

Cenário 1 (PU): pré-urbanizado.

Cenário 2 (HSM): horizontal sem medidas de controle.

Cenário 3 (HR1): horizontal com reservatórios 1 – dois reservatórios de 205 m<sup>3</sup>.

Cenário 4 (HR2): horizontal com reservatórios 2 – dois reservatórios de 120 m<sup>3</sup>.

Cenário 5 (HR3): horizontal com reservatórios 3 – dois reservatórios de 95 m<sup>3</sup>.

Cenário 6 (HR4): horizontal com reservatórios 4 – dois reservatórios de 50 m<sup>3</sup>.

Cenário 7 (HTT): horizontal com trincheiras infiltração total – quatro trincheiras com infiltração total.

Cenário 8 (HT1): horizontal com trincheiras 1 – duas trincheiras com infiltração total e duas com infiltração parcial com vazão máxima próxima aos reservatórios 1.

Cenário 9 (HT2): horizontal com trincheiras 2 – duas trincheiras com infiltração total e duas com infiltração parcial com vazão máxima próxima aos reservatórios 2.

Cenário 10 (HT3): horizontal com trincheiras 3 – duas trincheiras com infiltração total e duas com infiltração parcial com vazão máxima próxima aos reservatórios 3.

Cenário 11 (HT4): horizontal com trincheiras 4 – duas trincheiras com infiltração total e duas com infiltração parcial com vazão máxima próxima aos reservatórios 4.

Cenário 12 (VSM): vertical sem medidas de controle.

Cenário 13 (VR1): vertical com reservatórios 1 – dois reservatórios de 120 m<sup>3</sup>

Cenário 14 (VR2): vertical com reservatórios 2 – dois reservatórios de 95 m<sup>3</sup>

Cenário 15 (VR3): vertical com reservatórios 3 – dois reservatórios de 50 m<sup>3</sup>

Cenário 16 (VTT): vertical com trincheiras infiltração total – duas trincheiras com infiltração total.

Cenário 17 (VT1): vertical com trincheiras 1 – duas trincheiras com infiltração parcial com vazão máxima próxima aos reservatórios 1.

Cenário 18 (VT1): vertical com trincheiras 2 – duas trincheiras com infiltração parcial com vazão máxima próxima aos reservatórios 2.

Cenário 19 (VT1): vertical com trincheiras 3 – duas trincheiras com infiltração parcial com vazão máxima próxima aos reservatórios 3.

Os cenários com medidas de controle da ocupação horizontal são apresentados nas figuras 4.6 e 4.7, respectivamente, por meio de reservatórios e

trincheiras. As figuras 4.8 e 4.9 mostram, respectivamente, os cenários com controle por reservatórios e trincheiras para a ocupação vertical.

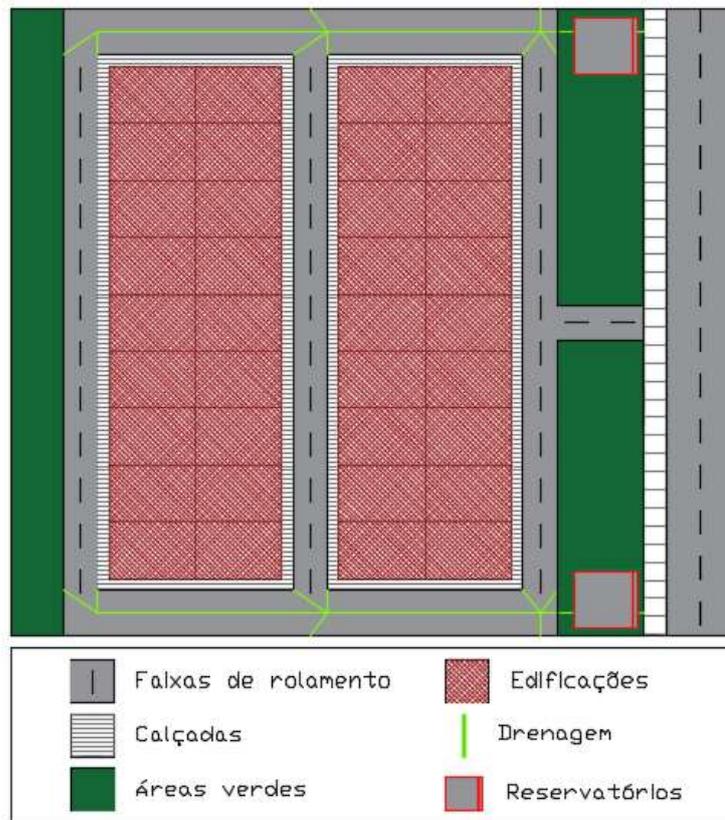


Figura 4.6 – Cenário de ocupação horizontal com reservatórios

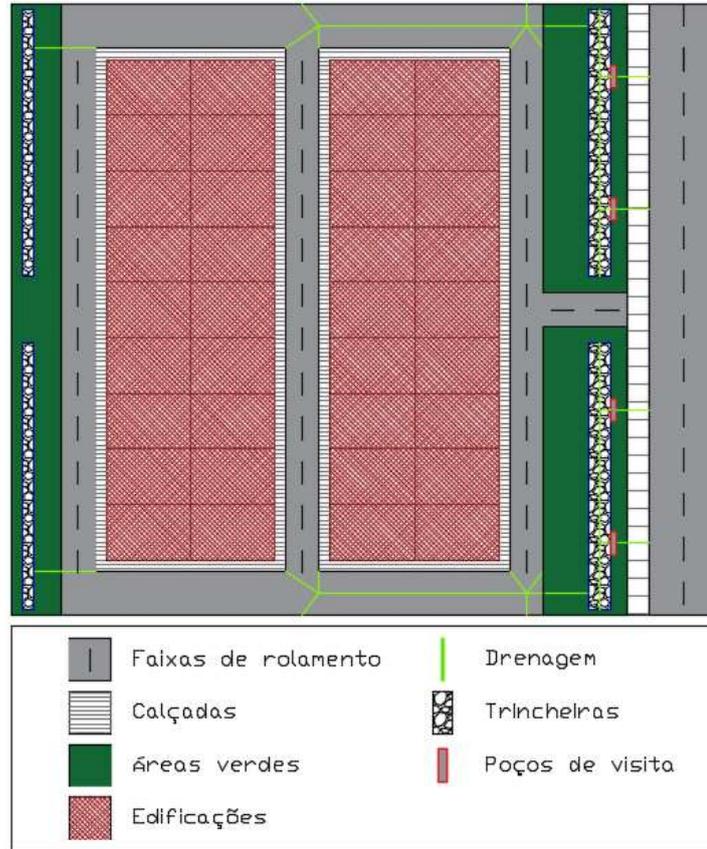


Figura 4.7 – Cenário de ocupação horizontal com trincheiras

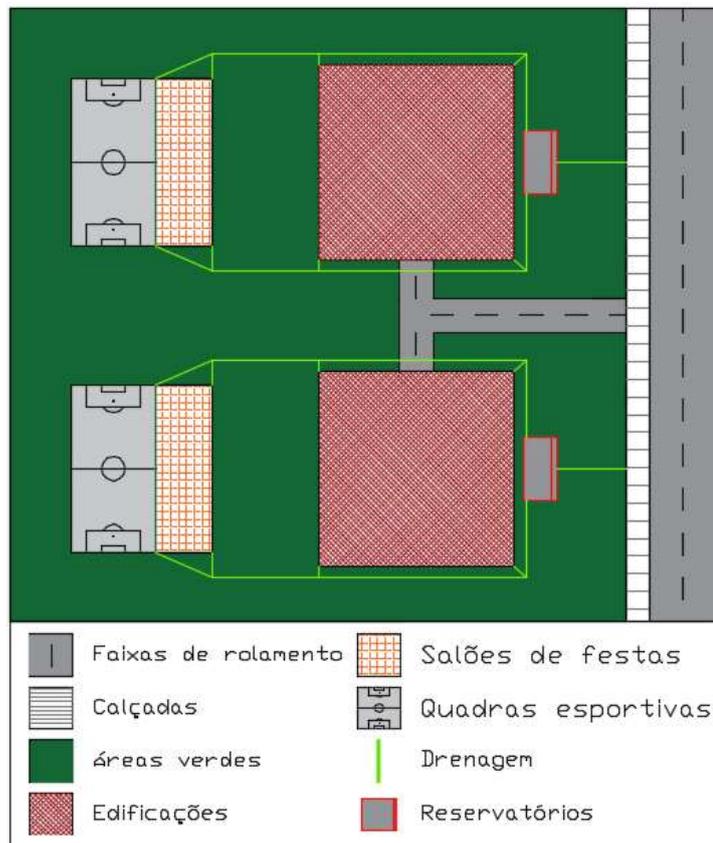


Figura 4.8 – Cenário de ocupação vertical com reservatórios

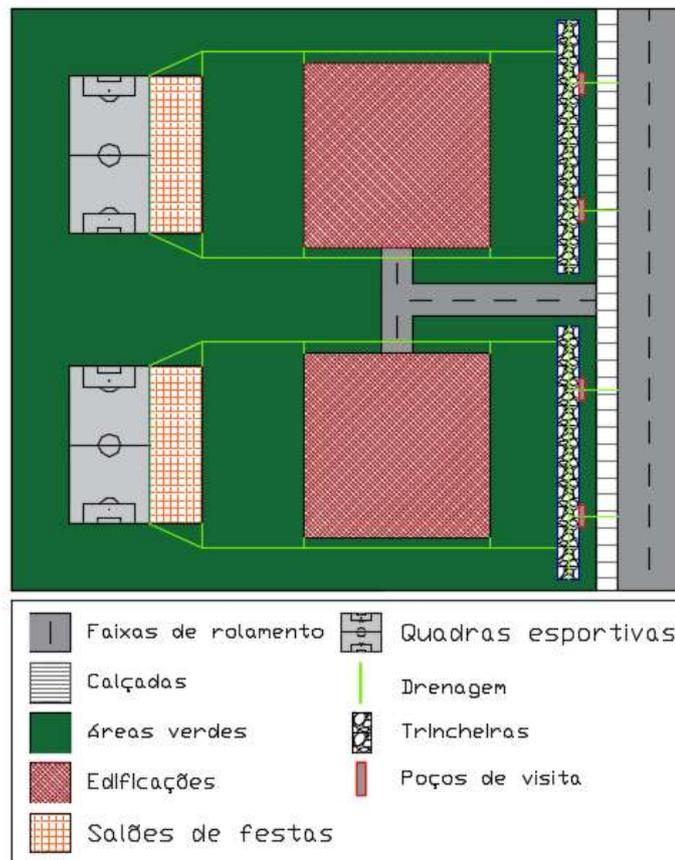


Figura 4.9 – Cenário de ocupação vertical com trincheiras

O cenário com reservatórios na configuração horizontal, assim como no cenário sem medidas, tem seu escoamento superficial direcionado ao meio fio das ruas e assim a rede de drenagem alimenta os dois reservatórios. O reservatório realiza o controle da vazão através de orifícios limitadores de vazão.

A alternativa que engloba trincheiras da urbanização horizontal tem uma pequena alteração no direcionamento do fluxo. Um quarto da área impermeável alimenta duas trincheiras na parte de trás do terreno, enquanto o restante da área impermeável tem o escoamento direcionado as duas trincheiras próximas a parte frontal do lote.

Ambos cenários de medidas na configuração vertical, diferente da configuração do cenário sem medidas direcionam todo escoamento às medidas localizadas na parte da frente do lote, próximo a saída do lote.

Dessa maneira as quatro configurações com medidas de controle têm seu efeito sobre toda área, tornando melhor as comparações dos resultados. Tanto os

reservatórios quanto as trincheiras realizam a limitação da vazão à rede pública de drenagem através de orifícios regulares de vazão.

De forma resumida foram concebidos 19 cenários de alternativas de uso de medidas de controle: um pré-urbanizado; dois sem medidas; nove com medidas na ocupação horizontal; e sete com medidas na ocupação vertical.

As características e os critérios dos reservatórios e trincheiras de infiltração utilizados no dimensionamento serão descritos em detalhes em um item a seguir dentro da metodologia.

#### 4.4 LOTEAMENTO HIPOTÉTICO: ALTERNATIVAS DE TIPOS DE SOLO

As características de solo considerados no estudo foram quatro, referentes aos quatro grandes grupos hidrológicos de solo conforme sua capacidade de infiltração e produção de escoamento, sendo cada grupo conferido uma letra, A, B, C e D definidos pelo *Soil Conservation Service* (SCS) do Departamento de Agricultura dos Estados Unidos da América (USDA). Dessa maneira, os 19 cenários resultam em 76 cenários totais, oriundos da combinação dos cenários de controle e do grupo de solo. Portanto, foi atribuída uma letra após a simbologia do cenário para designar qual solo foi considerado, por exemplo, cenário 6 (HR4) de medidas de controle com solo hidrológico C resulta no cenário HR4-C.

As características de cada grupo, apresentadas pelo SCS, são:

Grupo A: Compreende os solos com baixo potencial de escoamento e alta taxa de infiltração uniforme quando completamente molhados, consistindo principalmente de areias ou cascalhos, ambos profundos e excessivamente drenados. Taxa mínima de infiltração: maior que 7,62 mm/h (USDA, 1986).

Grupo B: Compreende os solos contendo moderada taxa de infiltração quando completamente molhados, consistindo principalmente de solos moderadamente profundos a profundos, moderadamente a bem drenados, com textura moderadamente fina a moderadamente grossa. Taxa mínima de infiltração: 3,81-7,62 mm/h (USDA, 1986).

Grupo C: Compreende os solos contendo baixa taxa de infiltração quando completamente molhados, principalmente com camadas que dificultam o movimento da água através das camadas superiores para as inferiores, ou com textura

moderadamente fina e baixa taxa de infiltração. Taxa mínima de infiltração: 1,27-3,81 mm/h (USDA, 1986).

Grupo D: Compreende os solos que possuem alto potencial de escoamento, tendo uma taxa de infiltração muito baixa quando completamente molhados, principalmente solos argilosos com alto potencial de expansão. Pertencem a este grupo solos com grande permanência de lençol freático elevado, solos com argila dura ou camadas de argila próxima da superfície e solos expansivos agindo como materiais impermeabilizantes próximos da superfície. Taxa mínima de infiltração: menor que 1,27 mm/h (USDA, 1986).

A taxa de infiltração nas simulações foi adotada como uma taxa constante, igual ao parâmetro que representa a taxa de infiltração na condição de saturação da equação de Horton (equação 4.2).

$$F(t) = F_f + (F_0 - F_f)e^{-kt} \quad (\text{Equação 4.2})$$

onde  $F(t)$  é taxa de infiltração no tempo;  $F_f$  a taxa de infiltração na condição saturada;  $F_0$  a taxa de infiltração inicial;  $k$  a constante de decaimento; e  $t$  o tempo do intervalo.

Para cada grupo de solo hidrológico foram utilizados os parâmetros de taxa de infiltração saturada, presentes na tabela 4.1, conforme recomendados por Tucci (1995).

Tabela 4.1 – Taxas de infiltração na condição de saturação para os solos hidrológicos (fonte: adaptado de Tucci, 1995)

Parâmetro da fórmula de Horton	Classificação hidrológica do solo segundo o SCS			
	Solo A	Solo B	Solo C	Solo D
$F_f$ (mm/h)	25	13	7	3

#### 4.5 SIMULAÇÃO HIDROLÓGICA

A obtenção dos hidrogramas de cada cenário foi realizada através da transformação da precipitação em vazão e sua propagação superficial utilizando software MATLAB que serviu de entrada no software SWMM em que se simulou o escoamento pela rede de drenagem e nas medidas de controle até a rede pública de drenagem.

##### 4.5.1 Chuva de projeto

A chuva de projeto utilizada foi a curva I-D-F recomendada para a região do 8º distrito da cidade de Porto Alegre (PDDU, 2005). A chuva de projeto foi a mesma em todos cenários, utilizada como informação de entrada.

$$i = \frac{1297,9T^{0.171}}{(t+11,6)^{0.85}} \quad \text{(Equação 4.3)}$$

4.3)

em que  $i$  é a intensidade máxima da chuva em mm/h;  $T$  é o tempo de retorno em anos; e  $t$  a duração da chuva em minutos.

O tempo de retorno (TR) adotado para o presente estudo foi de 10 anos, a duração da chuva igual a 1 hora, e o intervalo de tempo da chuva de 1 minuto.

Como justificativa para a adoção desses parâmetros tem-se que os mesmos foram utilizados para definir a vazão máxima específica de saída para rede pública de Porto Alegre (Tucci, 2000), de  $20,8 \text{ l.s}^{-1}.\text{ha}^{-1}$ , conforme decreto municipal nº 18.611 (Porto Alegre, 2014), utilizada como comparação de resultados obtidos. Diversas outras cidades também possuem legislações que limitam a vazão específica a rede pública, como: São José do Rio Preto, SP –  $31,1 \text{ l.s}^{-1}.\text{ha}^{-1}$  (São José do Rio Preto, 2008); Brasília, DF –  $24,4 \text{ l.s}^{-1}.\text{ha}^{-1}$  (Brasília, 2018); Tubarão, SC –  $20,6 \text{ l.s}^{-1}.\text{ha}^{-1}$  (Tubarão, 2018); Seattle, USA –  $141 \text{ l.s}^{-1}.\text{ha}^{-1}$ ; e Denver, USA –  $16,7 \text{ l.s}^{-1}.\text{ha}^{-1}$  (Tucci, 2000).

#### 4.5.2 Precipitação efetiva

Para a separação do escoamento e determinação da precipitação efetiva, foi utilizado o método do SCS com a seguinte relação para separação do escoamento:

$$P_{ef} = \frac{(P-0,2S)^2}{P+0,8S} \quad \text{(Equação 4.4)}$$

onde  $P_{ef}$  é a precipitação efetiva;  $P$  é a precipitação bruta; e  $S$  a capacidade máxima de armazenamento do solo. O valor de  $S$  depende de características do solo, através do *Curve Number* (CN), com a seguinte relação:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad \text{(Equação 4.5)}$$

O coeficiente CN representa uma combinação de condições de umidade prévia do solo, do grupo hidrológico do solo e da cobertura de solo. Os valores adotados de CN para cada grupo de solo referem-se à condição II de umidade antecedente do solo, condição considerada normal e mais frequentemente utilizada. Para cada cobertura e tipo hidrológico de solo foram adotados os valores referentes a tabela 4.2. Para as áreas gramadas foi adotada uma condição média de cobertura e para as áreas impermeabilizadas, como telhados e ruas, CN com valor de 98.

Tabela 4.2 – Tabela com valores de CN (fonte: adaptado de USDA, 1986)

Utilização ou cobertura do solo	Grupo hidrológico de solo			
	A	B	C	D
Áreas urbanas completamente estabelecidas (vegetação estabelecida)				
abertos, parques, campos de golfe, cemitérios, etc.)				
Condição boa: cobertura de grama em 75% ou mais da área	39	61	74	80
Condição média: cobertura de grama em 50% a 75% da área	49	69	79	84
Condição ruim: cobertura de grama em 50% ou menos da área	68	79	86	89
Estacionamentos pavimentados, telhados, calçadas, etc	98	98	98	98

#### 4.5.3 Propagação superficial da vazão

Para a propagação do escoamento superficial, foi utilizado o método do hidrograma unitário sintético triangular do SCS (HUT-SCS) (Tucci, 1993). O método do HUT-SCS consiste na aproximação do hidrograma unitário por um triângulo, definido pela vazão de pico, tempo de pico e pelo tempo de base. As seguintes equações definem o hidrograma:

$$T_p = \frac{D}{2} + 0,6T_c \quad (\text{Equação 4.6})$$

$$T_b = 1,67T_p \quad (\text{Equação 4.7})$$

onde  $T_p$  é o tempo de pico;  $D$  é a duração da chuva unitária;  $T_c$  é o tempo de concentração e  $T_b$  o tempo de base do hidrograma.

A duração da chuva unitária adotada foi de 1 minuto. Dessa forma, os dados de precipitação efetiva são propagados através do hidrograma encontrado, em um processo de convolução, resultando no hidrograma de escoamento superficial.

O tempo de concentração necessário para cada área no método do SCS foi estimado a partir da média das equações do Federal Aviation Agency (FAA) e Kerby-Hathaway (Silveira, 2005), obtidas através de experimentos em parcela, com bons resultados para áreas urbanas muito pequenas. A equação do FAA (Equação 4.8), desenvolvida para drenagem de aeroportos, utiliza o parâmetro  $C$ , adimensional, do método racional. O fator  $N$  na equação de Kerby-Hathaway (Equação 4.9) representa a retardância que varia em função da rugosidade da superfície conforme tabela 4.3 em Wanielista et al. (1997).

$$T_c = 0,37(1,1 - C)L^{0,5}S^{-0,333} \quad (\text{Equação 4.8})$$

$$T_c = 0,619N^{0,47}L^{0,47}S^{-0,235} \quad (\text{Equação 4.9})$$

na qual  $T_c$  é o tempo de concentração (h);  $N$  é retardância;  $L$  é o comprimento do curso d'água (km) e  $S$  a declividade média do curso d'água (m/m).

Tabela 4.3 – Valores de  $N$  da equação de Kerby-Hathaway (fonte: Wanielista, 1997 apud Silveira, 2005)

Características da superfície	$N$
Pavimento alisado	0,02
Cobertura com grama rala	0,3
Cobertura com grama média	0,4
Cobertura com grama espessa	0,8

Na tabela 4.4 são mostrados os coeficientes  $C$  e  $N$  adotados para as superfícies impermeáveis (telhados, ruas e quadras) e para as permeáveis (áreas verdes).

Tabela 4.4 – Parâmetros  $N$  e  $C$  utilizados (fonte: adaptado de USDA, 1986)

Superfície	$N$	$C$
Impermeável	0,02	0,95
Permeável	0,4	0,2

Assim foi determinado o escoamento superficial das diferentes áreas em cada cenário. Os hidrogramas obtidos na propagação superficial foram utilizados como informações de entrada para a propagação nos condutos e dispositivos de controle.

#### 4.5.4 Propagação da vazão nos condutos e medidas de controle

Os hidrogramas da propagação superficial obtidos no MATLAB foram introduzidos como informações de entrada no SWMM e assim propagadas na rede de drenagem até a rede pública de drenagem pluvial.

. As propagações na rede de drenagem dos lotes foram obtidas por meio do modelo de transporte hidráulico de onda dinâmica do software SWMM. Para propagação de vazões nas medidas de controle foi inserido no software unidades de armazenamento para representar os reservatórios de retenção e módulos LID de trincheiras para representar as trincheiras de infiltração.

As figuras 4.10 e 4.11 mostram, respectivamente, como exemplo, duas representações de cenários estudados no software: cenário horizontal sem medidas e cenário vertical com reservatórios. As simulações foram realizadas com metade da área do lote visto que ele foi planejado para ser simétrico ao eixo horizontal, e, portanto, as figuras somente representam a metade da área estudada.

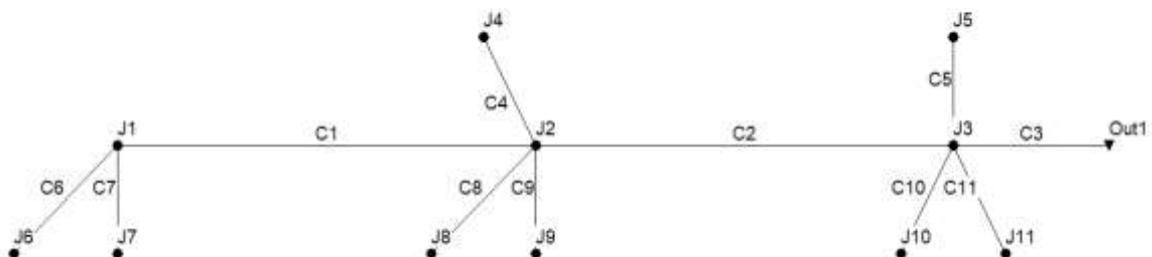


Figura 4.10 – Representação do cenário horizontal sem medidas no SWMM

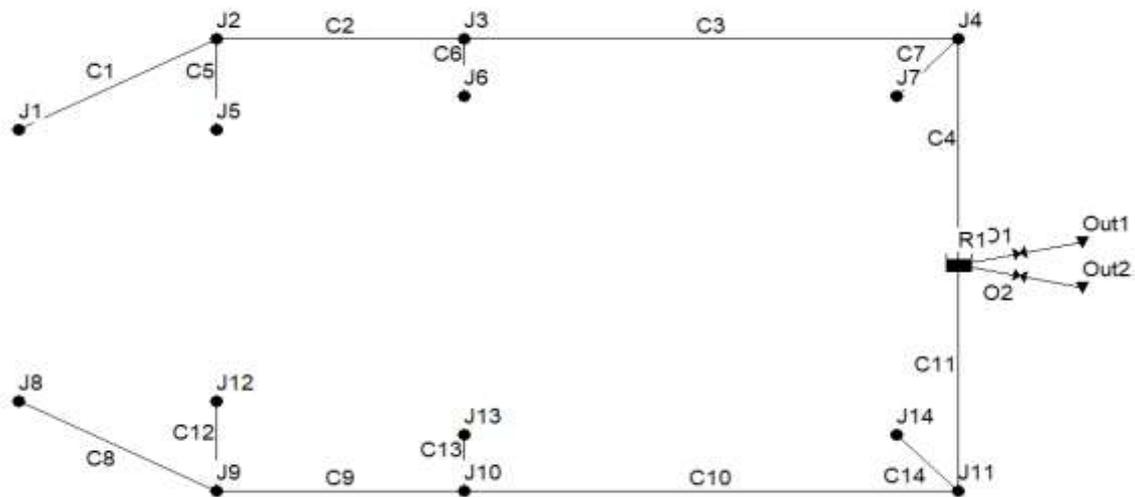


Figura 4.11 – Representação do cenário vertical com reservatórios no SWMM

O SWMM foi desenvolvido pela U.S EPA (Environmental Protection Agency) em 1971 e é um software amplamente utilizado com grande aplicação para o planejamento, análises e projetos de sistemas de drenagem de águas pluviais em áreas urbanas (SWMM, 2012). O modelo possui como principais objetivos: quantificação do escoamento superficial; análise de hidrogramas mediante aumento da área impermeável; análise da eficiência das técnicas de controle do escoamento, entre outras técnicas de LID; e avaliação da geração de poluição difusa (Silva, 2016)

O sistema é visto como uma série de elementos podendo ser condutos, bueiros ou outras estruturas. As vazões de entrada no modelo podem ser resultado do escoamento superficial simulado nas sub-bacias ou hidrograma fornecido pelo usuário (Nix, 1994).

#### 4.5.5 Simulação e critérios de dimensionamento das medidas de controle

##### 4.5.5.1 Reservatórios

As figuras 4.12 e 4.13 mostram o layout detalhado dos reservatórios utilizados no estudo. Eles são compostos de uma câmara principal com o volume útil de armazenamento e uma câmara secundária para visita e escoamento quando ocorre vertimento da câmara principal, separadas por um septo. O funcionamento foi projetado da seguinte maneira: a vazão de entrada provoca um acúmulo de água na câmara principal; enquanto a lâmina d'água está abaixo da altura útil, a vazão que passa a câmara secundária é limitada pelo orifício regulador de vazão, e sai por um condutor de saída na segunda câmara. Quando há ocorrência de eventos que

superem o volume útil disponível, o vertedor entra em funcionamento e permite o escoamento do excedente sob o septo até o condutor de saída, dimensionado para suportar esse excedente.

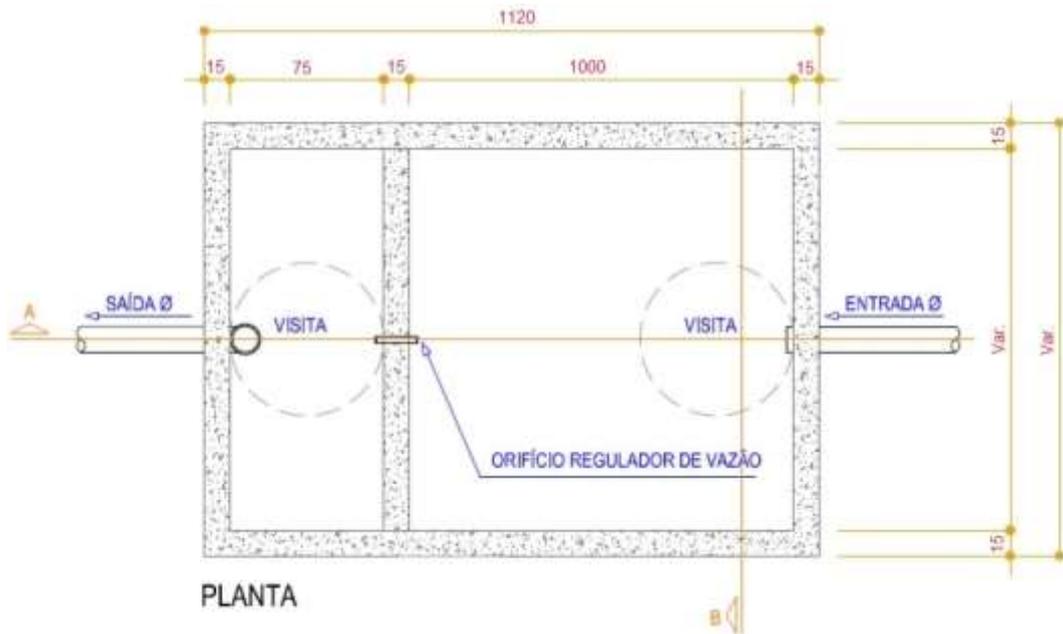
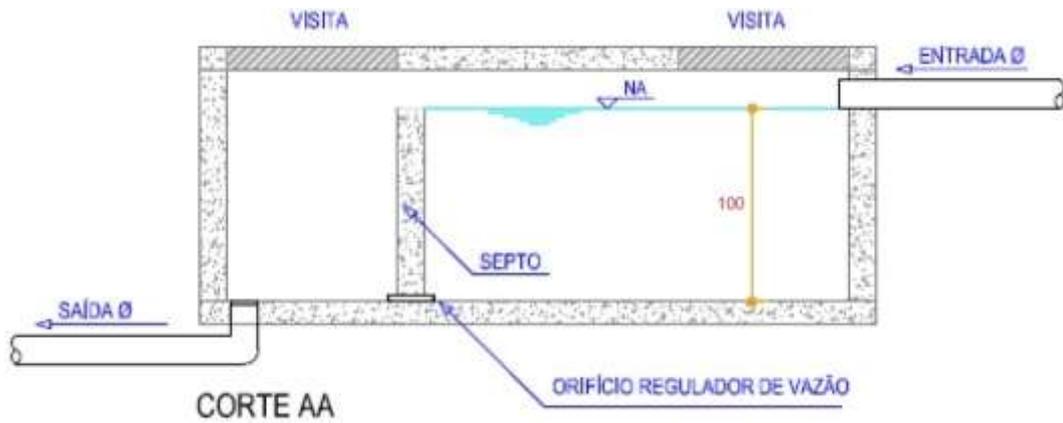


Figura 4.12 – Planta do reservatório de detenção (adaptado de Souza, 2013)



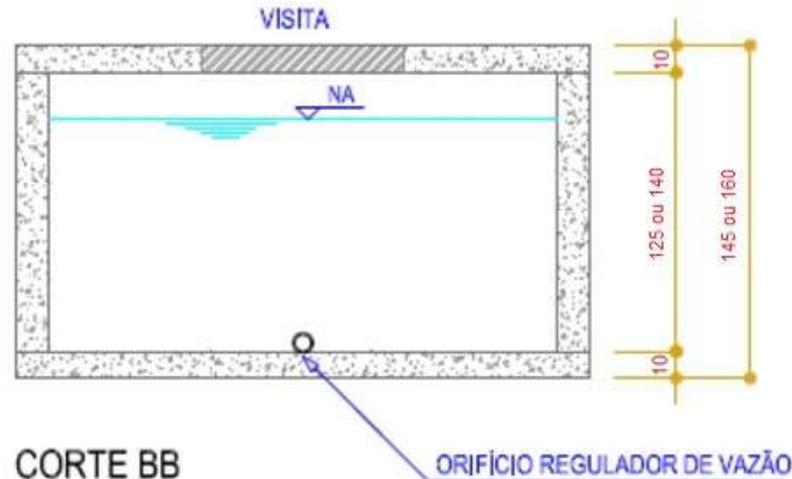


Figura 4.13 – Cortes do reservatório de retenção (fonte: adaptado de Souza, 2013)

Os reservatórios foram considerados em alvenaria, tendo duas paredes de 15 cm em blocos cerâmicos. A escolha da execução de reservatórios em alvenaria baseou em resultados apresentados por Tassi (2002), em que reservatórios em concreto apresentaram custos até 52% maiores aos executados em alvenaria. Foram consideradas lajes de concreto armado com espessura de 10 cm, conforme NBR 6118, tanto para a laje superior quanto inferior.

Considerou para todos reservatórios uma altura útil de 1 m e condutores de entrada acima desse nível. Como as lajes têm 10 cm e os condutores de entrada têm 0,25 m de diâmetro nos cenários verticais e 0,4 m nos cenários horizontais, os reservatórios ficaram com 1,45 m e 1,6 m de altura, respectivamente. O comprimento foi fixado em 11,2 m, sendo 10 m na câmara principal, e a largura variável de acordo com cada volume considerado.

A regulação de vazão da câmara principal para a secundária foi definida por meio de um ou mais orifícios reguladores de vazão de forma que para cada volume considerado a altura útil máxima no interior do reservatório ficasse próxima de 0,95 m, não ocorrendo extravasamento da câmara principal. O diâmetro mínimo considerado para os orifícios foi de 50 mm, com intenção de evitar entupimentos no interior do reservatório, conforme descrito por Agra (2001).

Os reservatórios foram representados por unidades de armazenamento no SWMM com vazão de saída dada por orifícios circulares com saída lateral e encostados ao fundo do reservatório com coeficiente de descarga de 0,61. Os

orifícios no software têm sua vazão determinada através da equação 4.10 (Rossman, 2017).

$$Q_o = C_o A_o \sqrt{2gH_e} \quad (\text{Equação 4.10})$$

onde  $Q_o$  é vazão do orifício ( $\text{m}^3/\text{s}$ );  $C_o$  o coeficiente de descarga do orifício (-);  $A_o$  é a área de abertura do orifício ( $\text{m}^2$ );  $g$  a aceleração da gravidade ( $\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$ ); e  $H_e$  a carga efetiva sob o orifício.

O vertedor presente no reservatório tem a finalidade de escoar o excesso de água quando há ocorrência de chuvas com intensidade superior a considerada no projeto (10 anos).

A vazão de descarga para o dimensionamento do vertedor foi considerada como a maior vazão afluyente nos reservatórios obtida através da mesma metodologia adotada na avaliação hidrológica previamente descrita, porém com o tempo de retorno da chuva de 50 anos, conforme recomendação do manual de drenagem de Porto Alegre (Porto Alegre, 2005). Além disso o manual define, de acordo com aspectos construtivos, o vertedor em vertedores de paredes delgadas ou de paredes espessas de acordo com a seguinte classificação:

$$\text{Parede delgada: } e < \frac{2}{3} h_{max}$$

$$\text{Parede espessa: } e \geq \frac{2}{3} h_{max}$$

onde  $e$  é a espessura da parede do vertedor; e  $h_{max}$  é a carga máxima desejada no vertedor.

No dimensionamento do comprimento necessário da crista do vertedor o manual de drenagem recomenda as equações 4.11 e 4.12, para vertedor de parede delgada e vertedor de parede espessa, respectivamente.

$$L_V = \frac{Q_V}{2,95 C_V h_{max}^{1,5}} \quad (\text{Equação 4.11})$$

$$L_V = \frac{Q_V}{1,704 C_V h_{max}^{1,5}} \quad (\text{Equação 4.12})$$

onde  $L_V$  é o comprimento da crista do vertedor (m);  $Q_V$  é a vazão de descarga do vertedor; e  $C_V$  o coeficiente de descarga do vertedor ( $m^{1/2}.s^{-1}$ ).

Os valores recomendados pelo manual para os coeficientes de descarga dos vertedores são:  $C_V= 0,64$  para vertedores de parede delgada e  $C_V= 0,86$  para vertedores de parede espessa.

Dessa forma, visto que existem diferentes tamanhos de reservatórios propostos e comprimentos de crista variados, verificou-se se a carga máxima no vertedor excedia a altura existente nos reservatórios sobre os septos nos piores cenários possíveis: reservatório de 50 m<sup>3</sup> e tipo hidrológico de solo D, tanto para a ocupação horizontal quanto vertical.

Após a verificação foram determinadas as dimensões dos condutores de saída que permitissem o escoamento do excedente do vertedor a partir da equação de Manning (Equação 4.13)

$$Q = \frac{1}{c} R_H^{2/3} A_T \sqrt{I} \quad (\text{Equação 4.13})$$

onde  $Q$  é a vazão ( $m^3.s^{-1}$ );  $c$  é o coeficiente de Manning (-);  $R_H$  é o raio hidráulico (m);  $A_T$  é a área transversal do conduto ( $m^2$ ); e  $I$  a declividade do conduto ( $m.m^{-1}$ )

#### 4.5.5.2 Trincheiras

As figuras 4.14 e 4.15 mostram as duas configurações de trincheiras de infiltração admitidas no estudo, infiltração total e infiltração parcial, respectivamente.

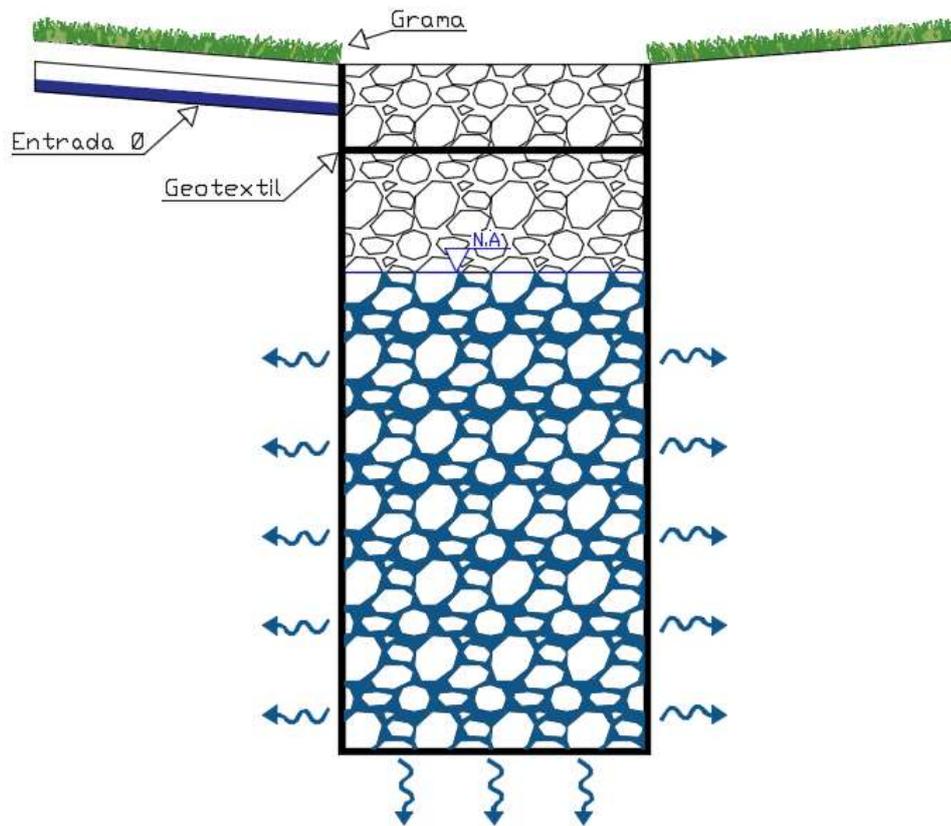


Figura 4.14 – Trincheira com infiltração total

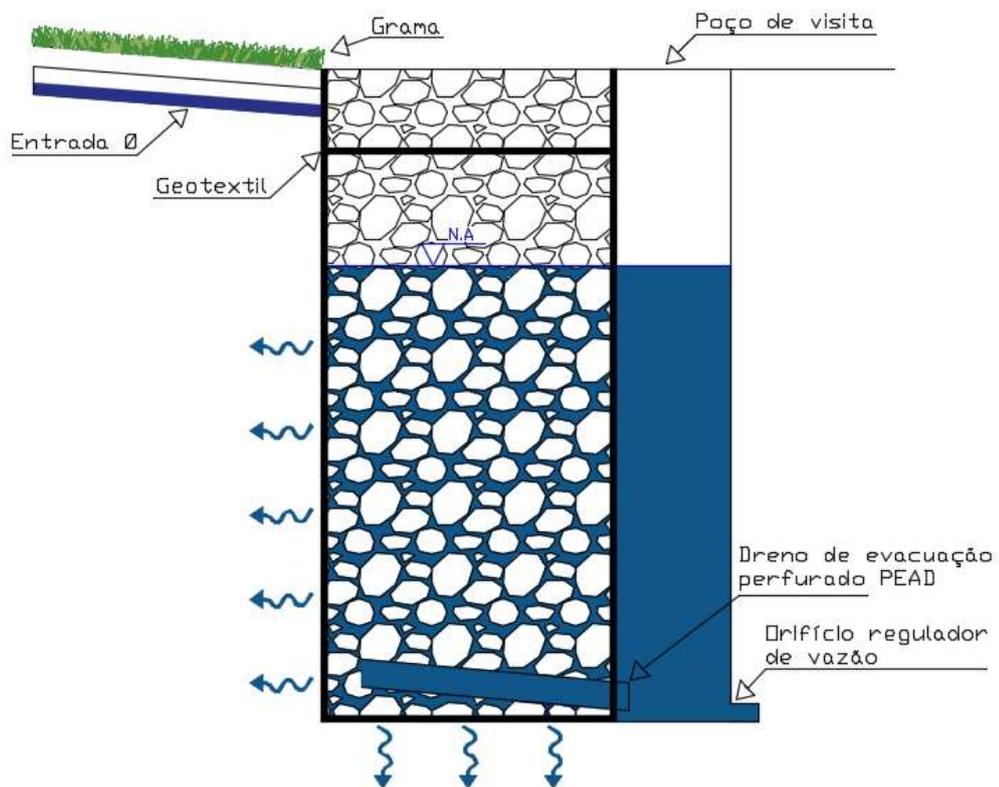


Figura 4.15 – Trincheira com infiltração parcial

Ambas trincheiras foram projetadas com geotêxtil no fundo, lados e superfície acima do material de preenchimento com objetivo principal de impedir a entrada de material fino na estrutura, reduzindo o risco de colmatção e atuando como filtro anticontaminante. O material de preenchimento é composto de brita 3, conforme recomendação do manual de drenagem de Porto Alegre, sendo considerada para o dimensionamento uma porosidade de 40 %, conforme ensaios de porosidade realizados por Araújo (2000), que apontaram valores de porosidade para brita 3 (comercial) na ordem de 40 a 50%.

Para as simulações com trincheiras utilizou controle LID referente a trincheiras de infiltração do software SWMM incorporado a uma sub-bacia. Foi utilizada a abordagem em que um único controle LID ocupa toda área da sub-bacia e seu hidrograma afluente foi introduzido através de uma precipitação equivalente aos hidrogramas de entrada dos condutores afluente as trincheiras em simulações auxiliares.

Nas simulações com infiltração total os principais parâmetros definidos que serviram de informações de entrada no software foram: a taxa de infiltração do solo; a altura e porosidade da camada de preenchimento, e o coeficiente do dreno como nulo, representando a sua inexistência.

Para as simulações com infiltração parcial foi considerado na parte inferior da trincheira um dreno perfurado de Polietileno de alta densidade (PEAD) de 100 mm responsável por transportar a água aos poços de visita, onde ocorre a limitação da vazão à rede pública de drenagem. Segundo a norma DNIT 093/2016 (DNIT, 2016), que trata de tubos drenos PEAD para drenagem rodoviária, a vazão de influxo mínima desse tubo é de  $4,94 \text{ l.s}^{-1}.\text{m}^{-1}$ . Esse parâmetro foi utilizado para definir o comprimento mínimo necessário de dreno no interior da trincheira que permitisse o escoamento total do hidrograma afluente na trincheira aos poços de visita.

Além de definir os mesmos parâmetros de entrada das trincheiras de infiltração total, foi necessário introduzir um escoamento por dreno nas simulações. No controle por LIDs no SWMM, a descarga proveniente de drenos é definida de maneira genérica, através da equação 4.14.

$$Q_D = C_D(H - C_R)^{E_D} \quad (\text{Equação 4.14})$$

onde  $Q_D$  é a vazão específica do dreno ( $\text{mm.h}^{-1}$ );  $C_D$  é o coeficiente do dreno;  $H$  é a altura de água no controle LID (mm);  $C_R$  é a cota de referencia do dreno; e  $E_D$  o expoente do dreno.

Como o a vazão do dreno fornecida pelo modelo é específica, ou seja, vazão por área de controle, e a configuração de dreno desejada, é com um orifício regulador de vazão, com sua descarga dada pela equação 4.10, foi necessário obter um coeficiente do dreno variável que permitisse a descarga como orifício para cada cenário. Portanto a equação que define o coeficiente do dreno foi obtida da seguinte forma: multiplicou a vazão específica da equação 4.14 pela área do LID para obter a vazão total, substituiu a vazão total pela equação 4.10, considerou o expoente do dreno ( $E_D$ ) como  $\frac{1}{2}$ , e isolou  $C_D$ , resultando na equação 4.15.

$$C_D = \frac{C_o A_o \sqrt{2gH_e}}{A_{LID} (H - C_R)^{1/2}} \quad (\text{Equação 4.15})$$

Onde  $A_{LID}$  é a área superficial do controle LID.

Diferentemente do reservatório de detenção enterrado, em que é necessário a previsão de um vertedor para evitar danos no reservatório e propriedade, no caso das trincheiras, quando ocorrem eventos acima do período de retorno do projeto apenas ocorre a acumulação da água nas imediações da trincheira.

#### 4.6 AVALIAÇÃO ECONÔMICA

A análise do impacto econômico de cada alternativa estudada se deu através do levantamento de custos de implantação de todo sistema de drenagem, incluindo tanto os custos referentes aos materiais quanto de mão de obra. Além disso, o estudo econômico verificou qual seria o impacto dos custos totais das alternativas de controle ao incorporar os custos de operação e manutenção do sistema de drenagem como um todo.

Os custos de implantação foram estimados através de quantitativos e preços unitários referentes a composições e insumos do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI). Os preços unitários utilizados do SINAPI fazem referência às composições e insumos desonerados, para o estado do Rio Grande do Sul a data de dezembro de 2018. Além dessa fonte de preços também foram utilizados custos rodoviários do Departamento Autônomo de Estradas

de Rodagem (DAER) apresentados em tabelas referenciais de preços unitários. Os preços unitários do DAER fazem referência a maio de 2018 com desoneração.

Para incorporar os custos referentes a operação e manutenção na análise econômica foi utilizado a metodologia de Whole life costing (WLC), também conhecida como life-cycle costing (LCC) (Taylor et al., 2014). A metodologia consiste em trazer a valor presente todos os custos, referentes ao objeto estudado, durante sua vida útil.

Para o estudo os valores presentes referentes aos custos de cada cenário foram definidos através das seguintes equações:

$$VP_T = VP_I + VP_{O\&M} \quad (\text{Equação 4.16})$$

$$VP_I = \sum_{t=0}^n \frac{C_{I_t}}{(1+i)^t} \quad (\text{Equação 4.17})$$

$$VP_{O\&M} = \sum_{t=0}^n \frac{C_{O\&M_t}}{(1+i)^t} \quad (\text{Equação 4.18})$$

onde  $VP_T$  é o valor presente total;  $VP_I$  é o valor presente de custos de implantação;  $VP_{O\&M}$  é o valor presente de custos de operação e manutenção;  $C_{I_t}$  é o custo nominal de implantação no ano  $t$ ;  $C_{O\&M_t}$  é o custo nominal de operação e manutenção no ano  $t$ ;  $i$  é a taxa de desconto; e  $n$  é a duração da análise do ciclo de vida.

A duração da análise ( $n$ ) foi determinada em 30 anos. As vidas úteis adotadas foram: 30 anos para a rede de drenagem e reservatórios (Moura, 2004), e 15 anos para as trincheiras de infiltração (Schueler, 1987).

Como a duração da análise é de 30 anos e a vida útil das trincheiras é apenas de 15 anos, considerou que no ano 15 ocorreria a substituição completa de todas as trincheiras de infiltração, com custo de implantação igual ao ano inicial corrigido pela inflação.

A taxa de desconto está associada ao grau de incertezas e as expectativas inflacionárias. As taxas de desconto típicas para grandes projetos públicos ficam entre 6 e 12% dependendo de condições econômicas e fonte de financiamento (Hearthcote, 1998). A taxa de desconto utilizada no estudo foi de 9%, com base nas

taxas de rendimento, referentes a dezembro de 2018, dos títulos públicos indexados pelo IPCA com vencimento em 2045, e previsão do IPCA, fornecida pelo relatório de mercado Focus, resumo das expectativas de mercado publicado pelo Banco Central do Brasil.

Os custos de operação e manutenção foram adotados como uma percentagem do custo de sua implantação, com base nos valores obtidos na literatura, previamente apresentados na revisão bibliográfica, nas tabelas 3.4 e 3.5: 2,5% para as redes de drenagem; reservatórios em 4%; e trincheiras em 6%. Os custos nominais, utilizados nas equações 4.20 e 4.21 de implantação e operação e manutenção, respectivamente, foram atualizados anualmente a uma taxa de inflação de 4%.

## **5 RESULTADOS E DISCUSSÃO**

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos das avaliações hidrológica e econômica. De modo geral, são apresentados hidrogramas, vazões limite à rede pública de drenagem, características dos cenários e medidas, e custos associados para de cada cenário considerado. Também são realizadas comparações entre os resultados visando atingir os objetivos propostos.

### **5.1 AVALIAÇÃO HIDROLÓGICA**

#### **5.1.1 Cenários pré-urbanizados**

As primeiras simulações foram realizadas considerando o local em condições de pré-ocupação. Dessa forma, considerando os quatro tipos de solo hidrológicos, a

figura 5.1 e a tabela 5.1 mostram o hidrograma resultante dos quatro primeiros cenários e as vazões máximas na saída do terreno, respectivamente.

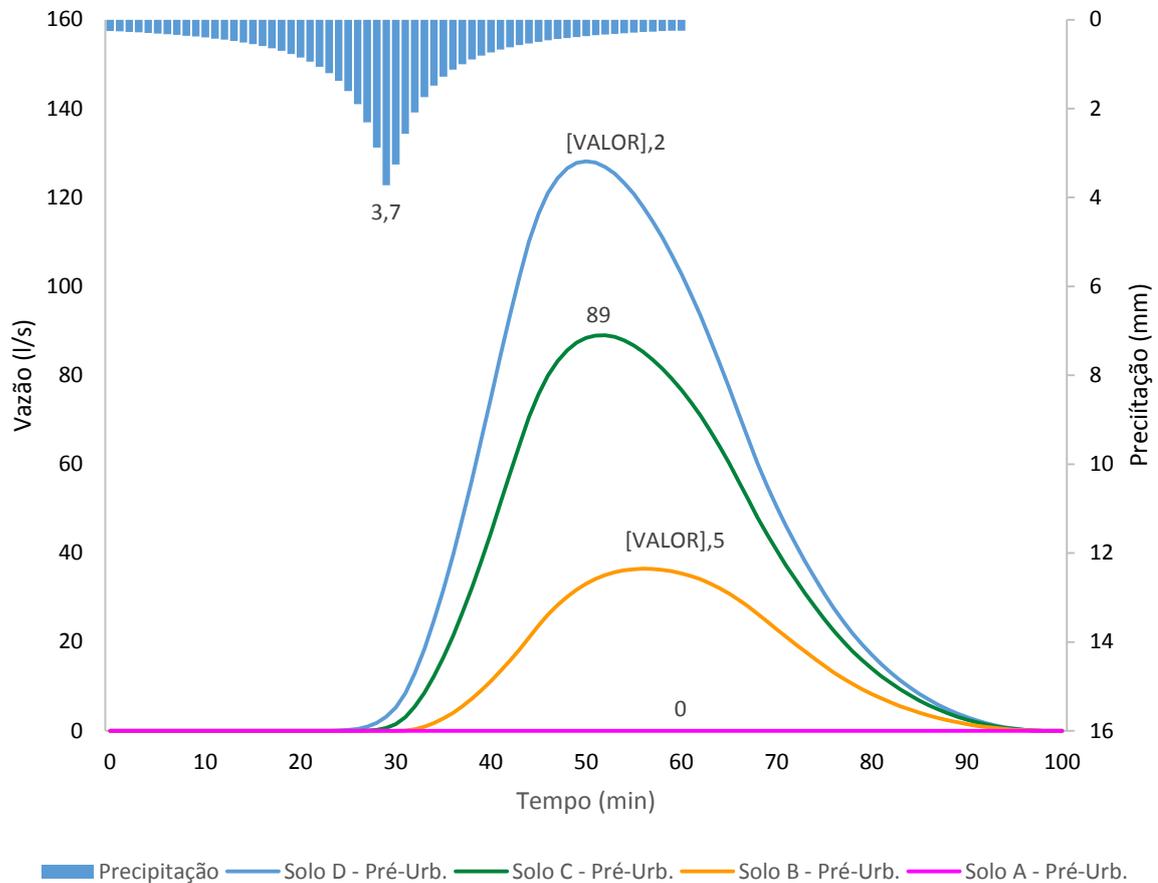


Figura 5.1 – Hidrogramas dos cenários de pré-urbanização

Tabela 5.1 – Vazões máximas dos cenários de pré-urbanização

Solo	A	B	C	D
CN	49	69	79	84
Vazão máxima (l/s)	0	36,5	89	128,2
C	0	0,11	0,26	0,37

Como pode ser visto na figura 5.1 e na tabela 5.1, os hidrogramas e vazões máximas de pré-urbanização têm uma grande sensibilidade com o grupo de solo, ou seja, parâmetro CN utilizado. Essa alta sensibilidade ao parâmetro CN para a vazão de pré-urbanização também ficou evidenciado em Tassi (2002). A autora acrescenta que, por se tratar de um parâmetro de grande subjetividade na sua determinação, dependendo da experiência do projetista, quando não há dados de campo,

recomenda um levantamento de informações sobre as características do solo no local projetado.

### **5.1.2 Cenários de ocupação sem medidas de controle**

Os cenários sem medidas de controle têm origem no terreno com cobertura total verde e introduzem as configurações de ocupação horizontal e vertical, considerando uma condução direta do escoamento à rede pública de drenagem. O coeficiente CN das áreas impermeáveis foi de 98 e das áreas verdes, de acordo com o grupo de solo iguais aos utilizados nos cenários pré-urbanizados, presentes na tabela 5.1.

Na proposição horizontal os escoamentos gerados nos telhados, calçadas e áreas verdes são direcionados às ruas onde são capturados por bocas de lobo, e conduzidos por tubulações sob o arruamento até a saída do empreendimento.

Na proposição vertical, o escoamento superficial é gerado nos telhados e na quadra e direcionado a condutores horizontais até a saída do empreendimento. Nas áreas verdes foi considerado o livre escoamento superficial gerado até a saída do lote.

Tanto na proposição horizontal quanto na vertical foram considerados os quatro tipos de solos hidrológicos, totalizando 4 cenários cada, apresentados na figura 5.2

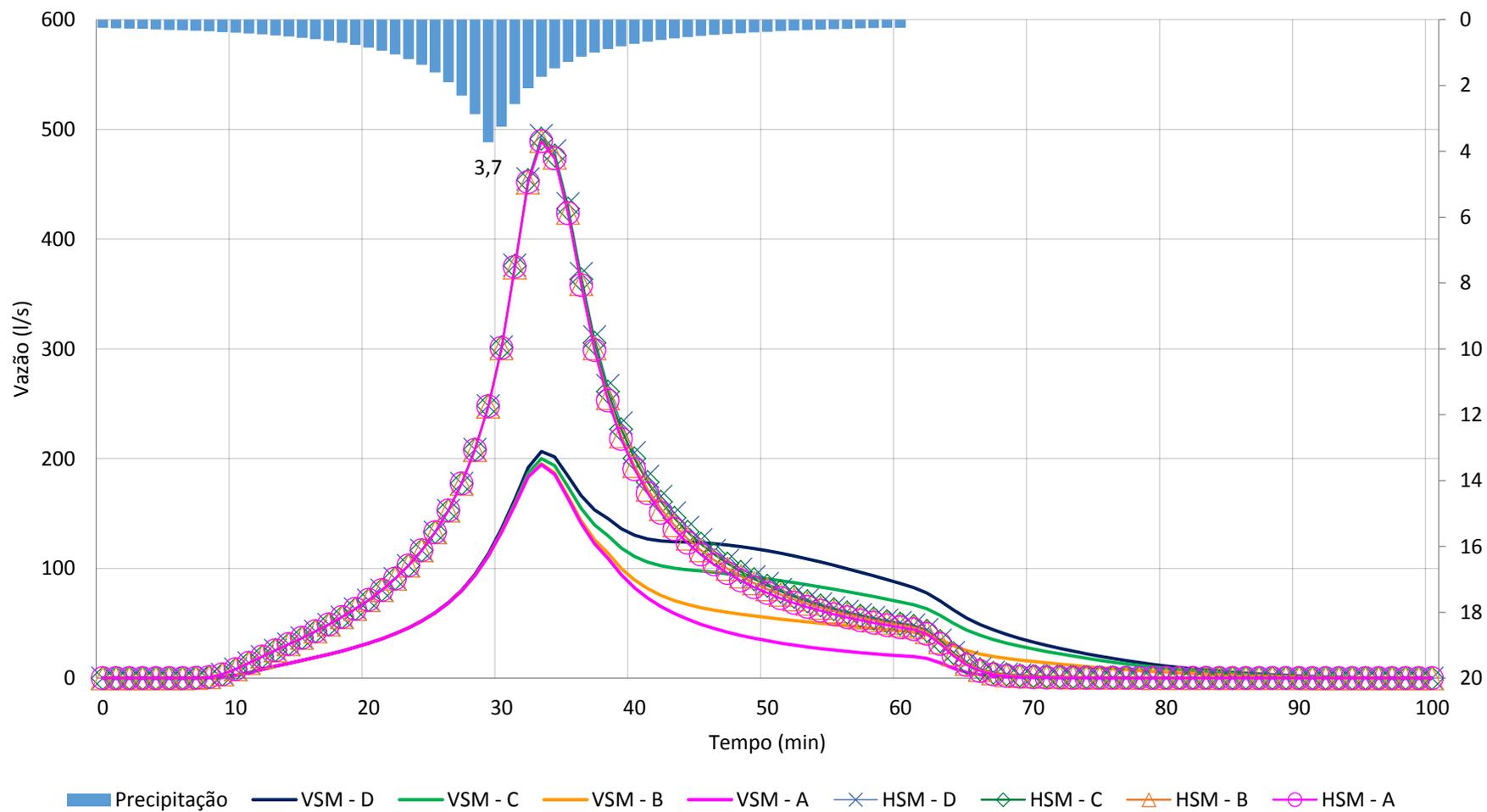


Figura 5.2 – Hidrogramas dos cenários vertical e horizontal sem medidas de controle

Comparando os resultados entre os cenários com ocupações horizontais e verticais se vê nitidamente um impacto amplamente maior nos cenários horizontais, causado principalmente devido à disparidade entre o percentual da área impermeável, de 78,9% na ocupação horizontal enquanto no caso vertical de apenas 35,3%. Em comparação com a alternativa pré-urbanizada, a composição sem medidas vertical provocou um acréscimo de 1,6 a 5,4 vezes na vazão de pico escoada enquanto a horizontal um acréscimo de 3,9 a 13,4 vezes, com essa faixa variando em função do grupo de solo. Além disso, o tempo de pico de vazão, que no cenário pré-urbanizado acontecia entre 50 e 52 minutos, reduziu para 33 minutos após o início da chuva.

A maior presença de áreas verdes no cenário vertical também proporcionou hidrogramas com recessões diferentes. Enquanto o solo do tipo A proporcionou um menor volume superficial escoado, devido a sua alta capacidade de infiltração, a configuração com o solo D apresentou maiores volumes, com uma recessão mais lenta. De maneira oposta à variação do grupo de solo é pouco perceptível no escoamento superficial dos cenários horizontais.

### **5.1.3 Cenários urbanizados com reservatórios**

Os cenários em que o controle da drenagem pluvial foi realizado através de reservação são compostos de diferentes ocupações do solo, tamanhos de reservatório e grupos hidrológicos do solo. A representação dos cenários horizontal e vertical foram apresentados, respectivamente, nas figuras 4.6 e 4.8, os volumes dos reservatórios e suas características descritos, respectivamente, nos tópicos 4.3 e 4.5.5.1, e os solos hidrológicos no capítulo 4.3 da metodologia. A tabela 5.2 apresenta as dimensões principais dos reservatórios considerados nos presentes cenários.

Tabela 5.2 – Dimensões dos Reservatórios

Empreendimento Horizontal - Reservatórios				
Base (m)	11,2 x 20,8	11,2 x 12,3	11,2 x 9,8	11,2 x 5,3
Altura (m)	1,6	1,6	1,6	1,6
Cota vertedor (m)	1	1	1	1
Volume útil (m <sup>3</sup> )	205	120	95	50

Empreendimento Horizontal - Reservatórios				
Base (m)		11,2 x 12,3	11,2 x 9,8	11,2 x 5,3
Altura (m)		1,45	1,45	1,45
Cota vertedor (m)		1	1	1
Volume útil (m <sup>3</sup> )		120	95	50

Como são muitos cenários diferentes, o solo hidrológico C foi escolhido para exemplificar o comportamento da vazão no tempo com as medidas de reservação. As vazões de pico encontradas nas diferentes simulações com reservatórios foram plotadas em relação ao seu respectivo volume útil de reservatório com objetivo de possibilitar uma fácil comparação visual das vazões dos diferentes cenários. De forma adicional, os resultados com informações detalhadas de todos cenários com reservação foram compilados em tabelas.

Dessa forma, as figuras 5.3 e 5.4 mostram os hidrogramas, respectivamente, dos cenários de empreendimento horizontal e vertical com os diferentes volumes de reservatórios para o solo hidrológico C. As vazões de pico dos cenários de reservação são expostas na figura 5.5.

As tabelas abaixo das figuras contêm os resultados de todos cenários simulados, mostrando: os descarregadores de fundo utilizados; as vazões máximas a rede dos cenários de pré-urbanização, sem medidas e com reservatórios. Como forma de comparação, sob as tabelas introduziu a vazão máxima a rede pública oriunda do decreto municipal de Porto Alegre (Porto Alegre, 2014), e abaixo da vazão de pico com reservatórios, a redução percentual desse cenário em relação ao cenário sem medidas; o tempo de esvaziamento do reservatório, em que assumiu como vazio quando o reservatório apresentou 1 cm de lâmina na recessão, e a lâmina máxima observada durante cada simulação.

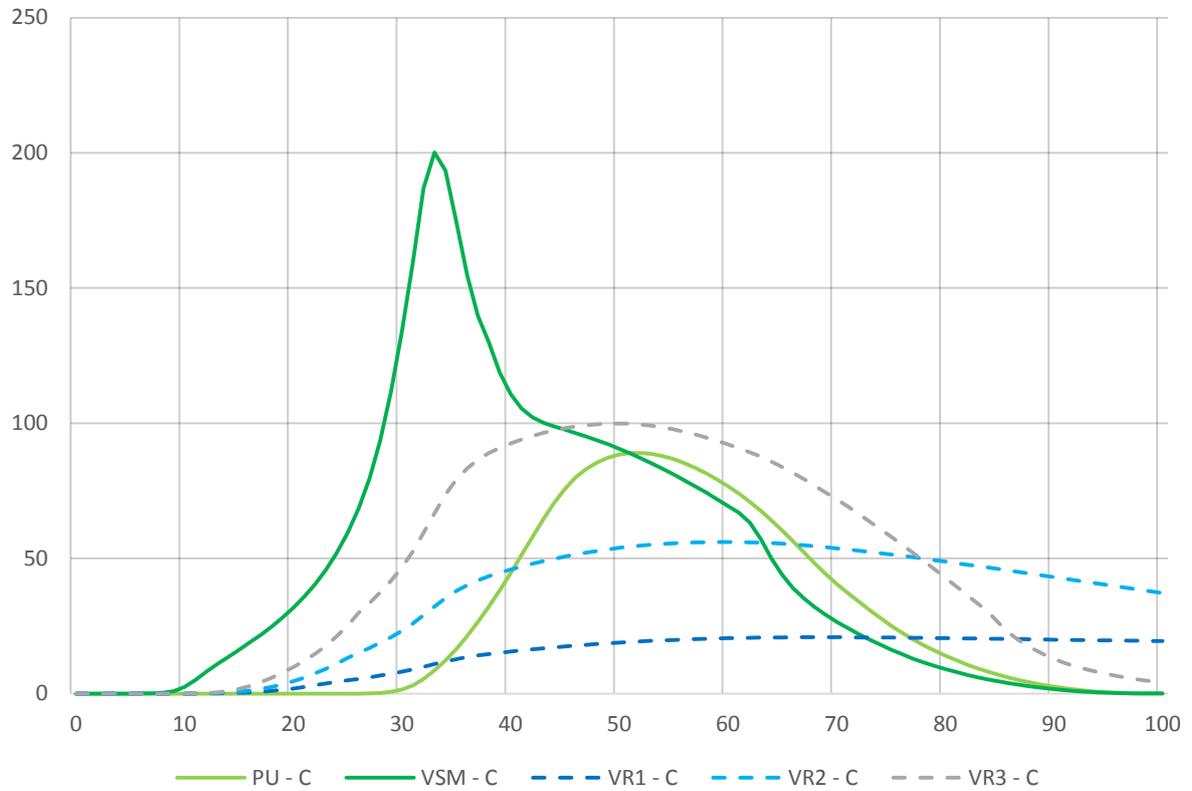


Figura 5.3 – Hidrogramas da ocupação horizontal com reservatórios do solo C

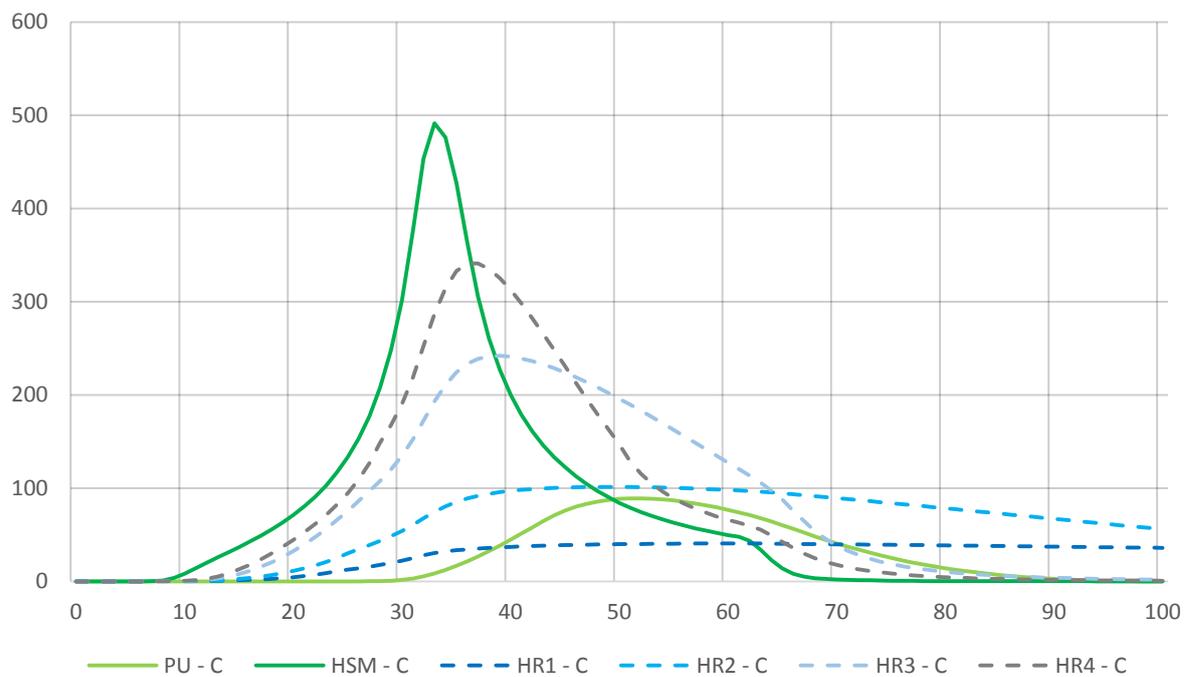


Figura 5.4 – Hidrogramas da ocupação vertical com reservatórios do solo C

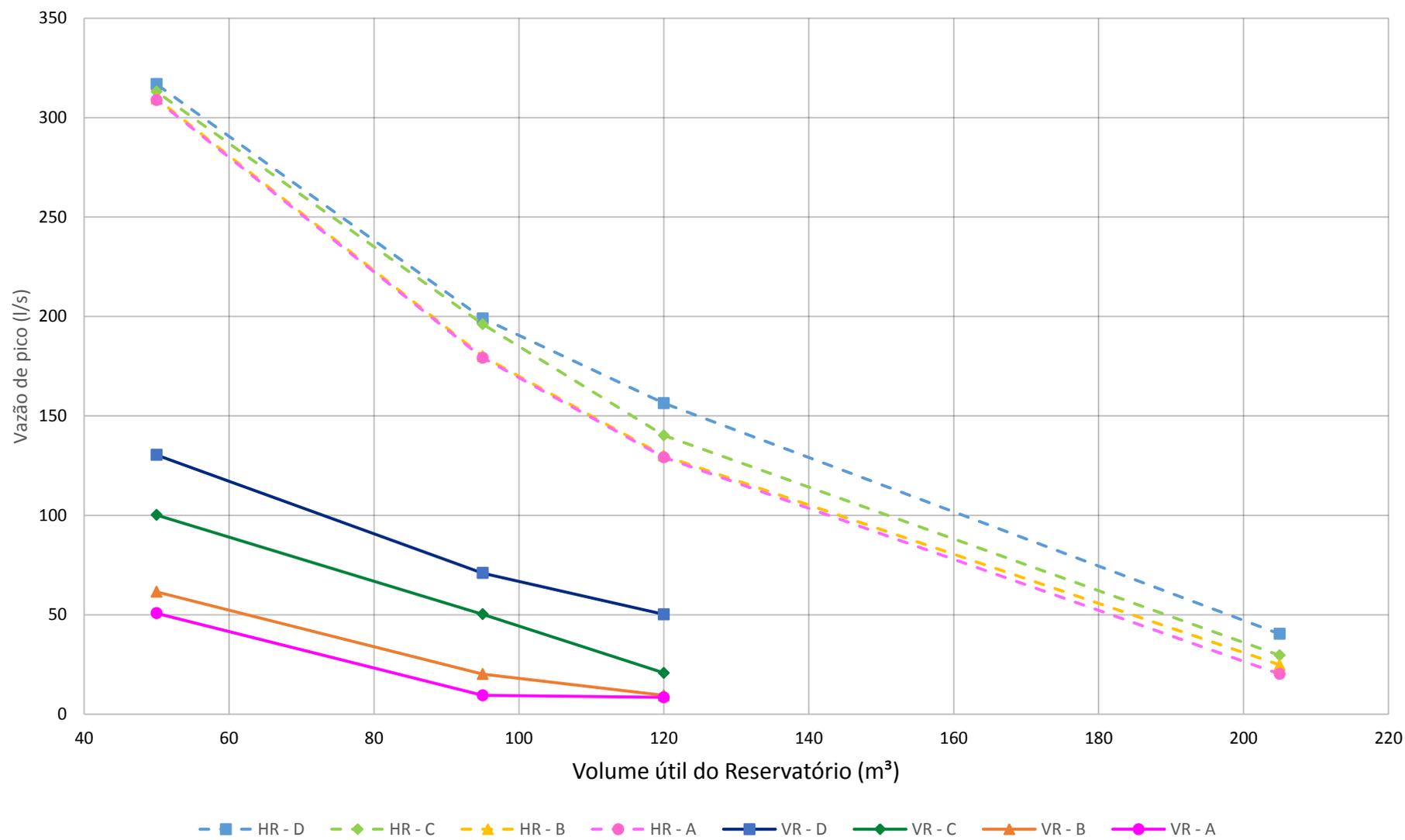


Figura 5.5 – Vazão máxima a rede pública de drenagem dos cenários com reservatórios

Tabela 5.3 – Cenários com reservatórios e grupo hidrológico de solo D

Cenário	Horizontal - Solo D - Reservatórios				Vertical - Solo D - Reservatórios		
	205 HR1 - D	120 HR2 - D	95 HR3 - D	50 HR4 - D	120 VR1 - D	95 VR2 - D	50 VR3 - D
Volume útil (m³)	205	120	95	50	120	95	50
Descarregadores de fundo (mm)	100	200	150 e 150	200 e 200	100 e 50	100,60 e 60	150 e 100
Vazão de pico - Decreto Porto Alegre (l/s)	25,2	25,2	25,2	25,2	25,2	25,2	25,2
Vazão de pico - Pré-urb. (l/s)	128,2	128,2	128,2	128,2	128,2	128,2	128,2
Vazão de pico - Sem medidas (l/s)	494,4	494,4	494,4	494,4	206,4	206,4	206,4
Vazão de pico - Reservatórios	40,4	156,4	199,0	316,8	50,2	71,0	130,4
Redução de vazão de pico (%)	91,8%	68,4%	59,7%	35,9%	75,7%	65,6%	36,8%
Tempo de esvaziamento (h:min)	10:12	03:08	02:08	01:30	05:00	03:17	01:53
Lâmina máxima d'água (cm)	95,3	94,8	96,9	97	94,1	98,6	96

Tabela 5.4 – Cenários com reservatórios e grupo hidrológico de solo C

Cenário	Horizontal - Solo C - Reservatórios				Vertical - Solo C - Reservatórios		
	205 HR1 - C	120 HR2 - C	95 HR3 - C	50 HR4 - C	120 VR1 - C	95 VR2 - C	50 VR3 - C
Volume útil (m³)	205	120	95	50	120	95	50
Descarregadores de fundo (mm)	60 e 60	150,100 e 50	150 e 150	200 e 200	50 e 50	100 e 50	150 e 50
Vazão de pico - Decreto Porto Alegre (l/s)	25,2	25,2	25,2	25,2	25,2	25,2	25,2
Vazão de pico - Pré-urb. (l/s)	89,0	89,0	89,0	89,0	89,0	89,0	89,0
Vazão de pico - Sem medidas (l/s)	491,3	491,3	491,3	491,3	200,1	200,1	200,1
Vazão de pico - Reservatórios	29,6	140,2	196,1	313,0	20,8	50,3	100,2
Redução de vazão de pico (%)	94,0%	71,5%	60,1%	36,3%	89,6%	74,9%	49,9%
Tempo de esvaziamento (h:min)	10:47	02:39	02:07	01:29	08:52	04:11	02:06
Lâmina máxima d'água (cm)	96,9	95,5	94,3	94,9	98,8	94,3	96,1

Tabela 5.5 – Cenários com reservatórios e grupo hidrológico de solo B

	Horizontal - Solo B - Reservatórios				Vertical - Solo B - Reservatórios		
	205	120	95	50	120	95	50
Volume útil (m³)	205	120	95	50	120	95	50
Descarregadores de fundo (mm)	60 e 50	150 e 100	150 e 150	200 e 200	50	50 e 50	100,50 e 50
Cenário	HR1 - B	HR2 - B	HR3 - B	HR4 - B	VR1 - B	VR2 - B	VR3 - B
Vazão de pico - Decreto Porto Alegre (l/s)	25,2	25,2	25,2	25,2	25,2	25,2	25,2
Vazão de pico - Pré-urb. (l/s)	36,5	36,5	36,5	36,5	36,5	36,5	36,5
Vazão de pico - Sem medidas (l/s)	489,4	489,4	489,4	489,4	195,2	195,2	195,2
Vazão de pico - Reservatórios	24,8	130,0	180,0	309,6	9,5	20,2	61,6
Redução de vazão de pico (%)	94,9%	73,4%	63,2%	36,7%	95,1%	89,7%	68,4%
Tempo de esvaziamento (h:min)	12:04	02:54	02:07	01:28	09:06	07:04	02:05
Lâmina máxima d'água (cm)	94,7	95,5	96,2	93,1	83,1	92,7	97,7

Tabela 5.6 – Cenários com reservatórios e grupo hidrológico de solo A

	Horizontal - Solo A - Reservatórios				Vertical - Solo A - Reservatórios		
	205	120	95	50	120	95	50
Volume útil (m³)	205	120	95	50	120	95	50
Descarregadores de fundo (mm)	50 e 50	150 e 100	150 e 150	200 e 200	50	50	100 e 50
Cenário	HR1 - D	HR2 - D	HR3 - D	HR4 - D	VR1 - A	VR2 - A	VR3 - A
Vazão de pico - Decreto Porto Alegre (l/s)	25,2	25,2	25,2	25,2	25,2	25,2	25,2
Vazão de pico - Pré-urb. (l/s)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Vazão de pico - Sem medidas (l/s)	489,0	489,0	489,0	489,0	194,7	194,7	194,7
Vazão de pico - Reservatórios	20,2	129,2	179,2	308,8	8,5	9,5	50,8
Redução de vazão de pico (%)	95,9%	73,6%	63,4%	36,9%	95,6%	95,1%	73,9%
Tempo de esvaziamento (h:min)	13:50	02:53	02:07	01:25	14:07	11:37	02:32
Lâmina máxima d'água (cm)	93,8	94,4	95,5	92,7	66,8	83,2	96,1

Os hidrogramas das figuras 5.3 e 5.4 novamente expõem a grande diferença nos valores de vazão máxima e volume superficiais escoados entre os cenários horizontais e verticais e mostra o comportamento hidráulico dos diferentes volumes de reservatórios, que realiza um rearranjo temporal das vazões.

Os resultados de vazões máximas da figura 5.5 mostram que os diferentes de grupo de solo hidrológico no cenário horizontal trouxeram pouca diferença nas vazões máximas, conforme esperado devido à pequena parcela verde nesses cenários. Em contrapartida, as vazões dos cenários verticais mostraram-se mais suscetíveis ao grupo de solo provocando diferenças de 2,5 a 7,5 vezes nas vazões entre o solo A e D. Essa diferença poderia ser maior ainda porque houve cenários em que se utilizou apenas um descarregador de fundo de 50 mm, menor dimensão admitida no estudo devido possíveis problemas operacionais, e a lâmina d'água atingiu patamares bem menores que a cota do vertedor. Caso não houvesse restrição de diâmetro as vazões máximas desses cenários seria reduzida e a disparidade entre os grupos de solo cresceria.

Considerando o mesmo tipo de solo, as vazões máximas dos cenários horizontais foram maiores que as dos cenários verticais em todos casos. Verificou-se que para as mesmas dimensões de reservatório e tipo hidrológico de solo, as vazões máximas dos cenários horizontais foram de 2,4 a 18,9 vezes maior à dos cenários verticais.

Comparando as vazões máximas obtidas nos reservatórios de maior volumetria, volumes obtidos pela equação do decreto de Porto Alegre, com a vazão limite à drenagem pública, também definida no mesmo decreto, nota-se que para ambos cenáriosos grupos hidrológicos A e B ficaram abaixo do limiar proposto, enquanto os grupos hidrológicos C e D apresentaram vazões de pico maiores que a definida pelo decreto.

Por meio das tabelas 5.3 a 5.6, constata-se que o tempo de esvaziamento variou, aproximadamente, de 10 a 14 horas, para o reservatório de maior volume nos cenários de ocupação horizontal, enquanto variou, aproximadamente, de 5 a 14 horas, no reservatório de 120 m<sup>3</sup> nos cenários verticais. O tempo de esvaziamento foi maior nos grupos com maior taxa de infiltração, devido aos menores orifícios utilizados e, conseqüentemente, menores vazões máximas de esvaziamento.

No dimensionamento do vertedor dos reservatórios foram feitas verificações para garantir que as dimensões propostas dos reservatórios teriam capacidade de permitir um extravasamento do escoamento sob o septo com segurança. A partir da mesma metodologia utilizada para na análise hidrológica porém com tempo de retorno da chuva de 50 anos , obteve-se primeiramente as vazões máximas de entrada em cada reservatório, de  $161,4 \text{ l.s}^{-1}$  para o cenário vertical e  $393,1 \text{ l.s}^{-1}$  no cenário horizontal, e a partir do comprimento do septo de 5 m e o coeficiente do vertedor de 0,86, as verificações detalhadas no item 4.5.5.1 resultaram em cargas no vertedor de aproximadamente 14 cm para o caso horizontal e 8 cm no vertical. Como as alturas sobre o septo são maiores que valores encontrados, os vertedores têm plena capacidade para o escoamento do excedente considerado.

Os condutores de saída da câmara secundária do reservatório que permitissem o escoamento da vazão excedente das verificações dos vertedores, obtidos pela equação 4.16, resultaram em condutores de 400 e 500 mm.

#### **5.1.4 Cenários urbanizados com trincheiras de infiltração**

Os cenários compostos de trincheiras de infiltração como medidas de controle dos impactos gerados da ocupação, assim como nos cenários com reservatórios, também foram compostos de diferentes de diferentes tipos de ocupação, dimensões da medida e grupos de solo hidrológico. Ademais, dependendo o cenário, as trincheiras foram dimensionadas para funcionar por meio infiltração total ou parcial.

Nos cenários com ocupação horizontal, representados pela figura 4.7, as trincheiras na parte de trás do lote foram dimensionadas com infiltração total em todos cenários, enquanto para as trincheiras próximas à saída do lote foi considerado um cenário para cada grupo de solo em que as trincheiras funcionam por infiltração total, e outros cenários com infiltração parcial com orifícios reguladores de vazão. Os cenários de ocupação vertical, representados pela figura 4.9, apresentam apenas trincheiras de infiltração próximas à saída do lote e foram dimensionadas da mesma maneira que na ocupação horizontal, um cenário para cada grupo de solo com infiltração total e o restante com infiltração parcial.

Como as trincheiras com infiltração parcial em ambas ocupações buscaram aproximar a vazão máxima de saída a rede de drenagem obtida nos cenários com reservatórios, os hidrogramas ficaram muito semelhantes aos obtidos por eles. Por

essa razão não são mostrados os hidrogramas e são apresentados diretamente os resultados de vazão máxima à rede pública das trincheiras próximas à saída do lote, e os resultados compilados de forma detalhada de todos cenários com trincheiras, com as mesmas informações presentes nas tabelas dos cenários com reservatórios.

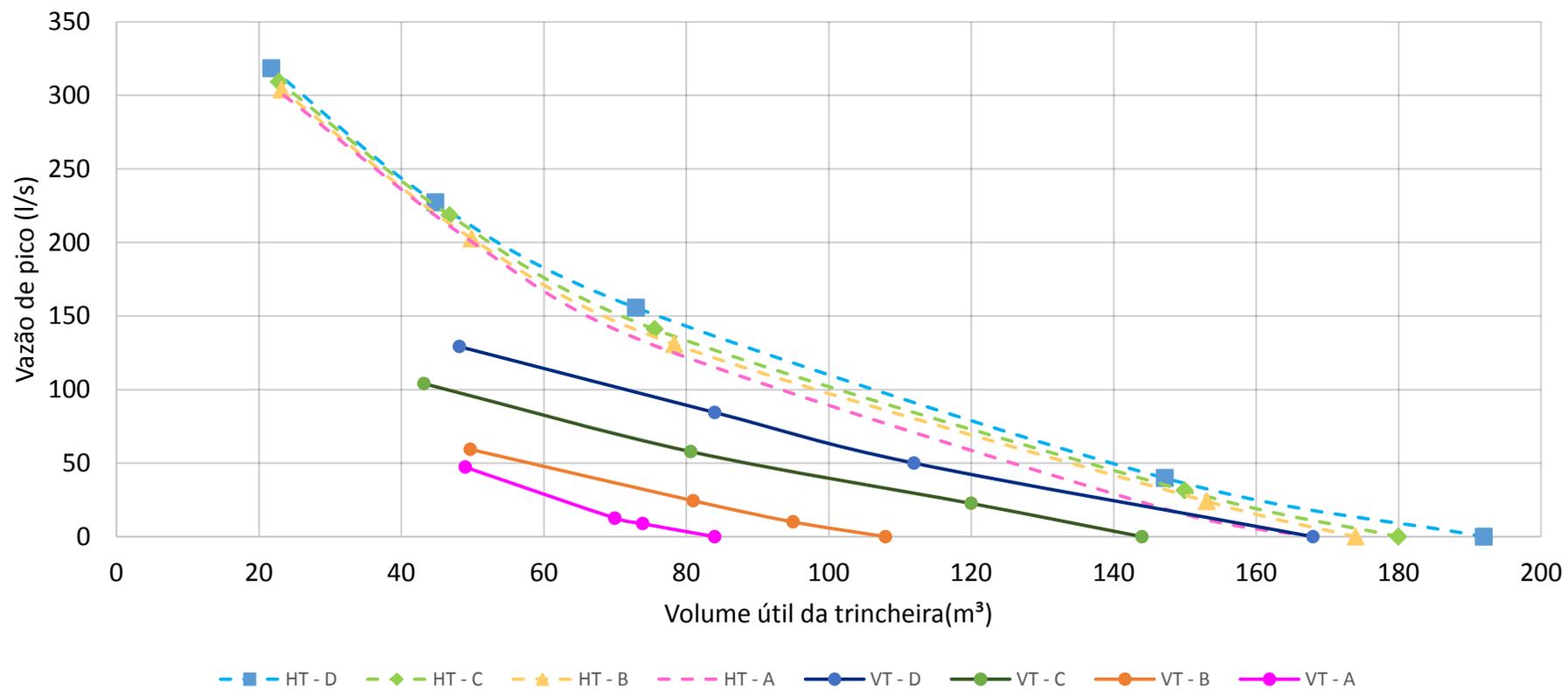


Figura 5.6 – Vazão máxima à rede pública de drenagem dos cenários com trincheiras

Tabela 5.7 – Cenários com trincheiras e grupo hidrológico de solo D

	Horizontal - Solo D - Trincheiras					Vertical - Solo D - Trincheiras			
	50 x 6	46 x 5	38 x 3	35 x 2	34 x 1	50 x 6	50 x 4	50 x 3	43 x 2
Base (m)	50 x 6	46 x 5	38 x 3	35 x 2	34 x 1	50 x 6	50 x 4	50 x 3	43 x 2
Altura (m)	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,4	1,4	1,4	1,4
Volume útil (m³)	192	147,2	73,0	44,8	21,8	168	112	84	48,2
Descarregadores de fundo (mm)	-	50,50 e 50	150, 60 e 60	150 e 150	200,100 e 100	-	100	100,60 e 60	150 e 60
Cenário	HTT - D	HT1 - D	HT2 - D	HT3 - D	HT4 - D	VTT - D	VT1 - D	VT2 - D	VT3 - D
Vazão de pico - Decreto Porto Alegre (l/s)	25,2	25,2	25,2	25,2	25,2	25,2	25,2	25,2	25,2
Vazão de pico - Pré-urb. (l/s)	128,2	128,2	128,2	128,2	128,2	128,2	128,2	128,2	128,2
Vazão de pico - Sem medidas (l/s)	494,4	494,4	494,4	494,4	494,4	337,1	337,1	337,1	337,1
Vazão de pico - Trincheiras (l/s)	0,0	39,8	155,6	227,2	318,4	0,0	50,0	84,4	129,2
Redução de vazão de pico (%)	100%	91,9%	68,5%	54,0%	35,6%	100%	85,2%	75,0%	61,7%
Tempo de esvaziamento (d:h:min ou h:min)	06:16:20	04:51	01:24	01:24	01:24	5:22:52	03:30	02:06	01:33
Lâmina máxima d'água (m)	1,55	1,56	1,53	1,58	1,56	1,38	1,38	1,34	1,36

Tabela 5.8– Cenários com trincheiras e grupo hidrológico de solo C

	Horizontal - Solo C - Trincheiras					Vertical - Solo C - Trincheiras			
	50 x 6	50 x 5	42 x 3	39 x 2	38 x 1	50 x 6	50 x 5	42 x 4	45 x 2
Base (m)	50 x 6	50 x 5	42 x 3	39 x 2	38 x 1	50 x 6	50 x 5	42 x 4	45 x 2
Altura (m)	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,2	1,2	1,2	1,2
Volume útil (m³)	180	150	75,6	46,8	22,8	144	120	80,6	43,2
Descarregadores de fundo (mm)	-	60 e 50	150, 50 e 50	200 e 50	200, 100 e 100	-	50 e 50	100 e 50	150
Cenário	HTT - C	HT1 - C	HT2 - C	HT3 - C	HT4 - C	VTT - C	VT1 - C	VT2 - C	VT3 - C
Vazão de pico - Decreto Porto Alegre (l/s)	25,2	25,2	25,2	25,2	25,2	25,2	25,2	25,2	25,2
Vazão de pico - Pré-urb. (l/s)	89,0	89,0	89,0	89,0	89,0	89,0	89,0	89,0	89,0
Vazão de pico - Sem medidas (l/s)	491,3	491,3	491,3	491,3	491,3	293,3	293,3	293,3	293,3
Vazão de pico - Trincheiras (l/s)	0,0	31,4	141,0	218,4	309,2	0,0	22,6	57,8	104,0
Redução de vazão de pico (%)	100%	93,6%	71,3%	55,5%	37,1%	100%	92,3%	80,3%	64,5%
Tempo de esvaziamento (d:h:min ou h:min)	02:20:14	05:35	01:28	01:23	01:22	02:08:10	05:54	02:33	01:31
Lâmina máxima d'água (m)	1,49	1,46	1,46	1,47	1,47	1,17	1,15	1,18	1,18

Tabela 5.9 – Cenários com trincheiras e grupo hidrológico de solo B

	Horizontal - Solo B - Trincheiras					Vertical - Solo B - Trincheiras			
	50 x 6	48 x 5,5	45 x 3	43 x 2	40 x 1	50 x 6	48 x 5,5	50 x 4,5	46 x 3
Base (m)	50 x 6	48 x 5,5	45 x 3	43 x 2	40 x 1	50 x 6	48 x 5,5	50 x 4,5	46 x 3
Altura (m)	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	0,9	0,9	0,9	0,9
Volume útil (m³)	174	153,1	78,3	49,9	23,2	108	95,0	81	49,7
Descarregadores de fundo (mm)	-	50 e 50	150 e 60	200	200, 100 e 100	-	50	60 e 50	100, 50 e 50
Cenário	HTT - B	HT1 - B	HT2 - B	HT3 - B	HT4 - B	VTT - B	VT1 - B	VT2 - B	VT3 - B
Vazão de pico - Decreto Porto Alegre (l/s)	25,2	25,2	25,2	25,2	25,2	25,2	25,2	25,2	25,2
Vazão de pico - Pré-urb. (l/s)	36,5	36,5	36,5	36,5	36,5	36,5	36,5	36,5	36,5
Vazão de pico - Sem medidas (l/s)	489,4	489,4	489,4	489,4	489,4	232,9	232,9	232,9	232,9
Vazão de pico - Trincheiras (l/s)	0,0	24,0	130,8	202,6	303,8	0,0	10,0	24,4	59,4
Redução de vazão de pico (%)	100%	95,1%	73,3%	58,6%	37,9%	100%	95,7%	89,5%	74,5%
Tempo de esvaziamento (d:h:min ou h:min)	01:11:51	06:13	01:30	01:18	01:18	01:00:48	07:44	04:02	01:52
Lâmina máxima d'água (m)	1,43	1,39	1,4	1,43	1,42	0,89	0,89	0,88	0,87

Tabela 5.10 – Cenários com trincheiras e grupo hidrológico de solo A

	Horizontal - Solo A - Trincheiras					Vertical - Solo A - Trincheiras			
	50 x 6	48 x 5,5	45 x 3	45 x 2	42 x 1	50 x 6	48 x 5,5	50 x 5	50 x 3,5
Base (m)	50 x 6	48 x 5,5	45 x 3	45 x 2	42 x 1	50 x 6	48 x 5,5	50 x 5	50 x 3,5
Altura (m)	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	0,7	0,7	0,7	0,7
Volume útil (m³)	168	147,8	75,6	50,4	23,5	84	73,9	70	49
Descarregadores de fundo (mm)	-	60	150 e 60	200	200,100 e 100	-	50	60	100 e 60
Cenário	HTT - A	HT1 - A	HT2 - A	HT3 - A	HT4 - A	VTT - A	VT1 - A	VT2 - A	VT3 - A
Vazão de pico - Decreto Porto Alegre (l/s)	25,2	25,2	25,2	25,2	25,2	25,2	25,2	25,2	25,2
Vazão de pico - Pré-urb. (l/s)	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Vazão de pico - Sem medidas (l/s)	489	489	489	489	489	190	190	190	190
Vazão de pico - Trincheiras (l/s)	0	18	129,8	198,8	300	0	8,8	12,6	47,2
Redução de vazão de pico (%)	100%	96,3%	73,5%	59,3%	38,7%	100%	95,4%	93,4%	75,1%
Tempo de esvaziamento (d:h:min ou h:min)	18:24	06:23	01:28	01:11	01:11	10:44	05:21	04:25	01:49
Lâmina máxima d'água (m)	1,36	1,38	1,37	1,37	1,39	0,68	0,69	0,69	0,66

A tabela 5.11 mostra as características das trincheiras de infiltração total na parte de trás do lote do empreendimento horizontal.

Tabela 5.11 – Características das trincheiras do fundo do lote nos cenários de empreendimentos horizontais

	Horizontal - Trincheiras fundo do lote			
	Solo D	Solo C	Solo B	Solo A
Base (m)	50 x 2	50 x 2	50 x 2	50 x 2
Altura (m)	1,5	1,4	1,3	1,2
Volume útil (m³)	60	56	52	48
Tempo de esvaziamento (d:h:min ou h:min)	04:12:35	01:21:43	23:40	12:07
Lâmina máxima d'água (m)	1,43	1,34	1,22	1,12

A figura 5.6 apresenta novamente uma grande aproximação dos resultados horizontais frente aos diferentes grupos hidrológicos de solo, ao passo que nos cenários verticais, as vazões de pico mostraram grande sensibilidade ao tipo de solo, conseqüentemente a taxa de infiltração adotada nas simulações.

Comparando o mesmo grupo de solo hidrológico e as diferentes ocupações, a disparidade das vazões também é grande, como pode ser visto na figura 5.6 em que as curvas tracejadas, dos cenários horizontais, estão em patamar superior as linhas contínuas, que representam os cenários verticais.

Nos cenários com controle por trincheiras foram considerados cenários em que não há conexão da drenagem com a rede pública e portando a destinação final do volume superficial escoado se dá por infiltração total nas próprias trincheiras. Conforme mostrado na figura e nas tabelas, essa alternativa não apresentou dimensões muito maiores que a trincheira com infiltração parcial de maior volumetria, e pode ser uma opção interessante em planejamentos da drenagem urbana.

Os comprimentos mínimos dos tubos corrugados de PEAD no interior das trincheiras com infiltração parcial, possuem vazão de influxo mínima de  $4,94 \text{ l.s}^{-1}.\text{m}^{-1}$ , e, portanto, para permitir o escoamento da trincheira aos poços de visita necessitaram de 38 a 39 m para os cenários horizontais e de 20 a 23 m nos cenários verticais. Com base nesses valores foram definidos os comprimentos das trincheiras e dos tubos, superiores aos comprimentos mínimos encontrados.

### 5.1.5 Síntese da avaliação hidrológica

A avaliação hidrológica compreendeu a seguinte sequência de etapas: obtenção da chuva de projeto, obtida a partir da curva I-D-F da região do 8º distrito

de Porto Alegre, com tempo de retorno de 10 anos; determinação da precipitação efetiva, por meio do método SCS e da propagação do escoamento superficial utilizando o método HUT-SCS; e propagação das vazões nos condutos e medidas de controle até a rede pública de drenagem usando o software SWMM. Assim foram definidas os hidrogramas resultantes à rede pública de drenagem urbana e o comportamento hidráulico das medidas ao longo do tempo.

Cabe ressaltar que os resultados hidrológicos obtidos a partir dessa sequência de etapas envolvem incertezas. Os métodos utilizados buscam estimar e determinar parâmetros, que muitas vezes são difíceis até de medição, possuem incertezas associadas visto que utilizam premissas e simplificações. Além disso, os parâmetros de entrada foram estimados, como tempos de concentração, coeficiente de Manning e taxas de infiltração incorporando mais incertezas. Contudo, como se trata de análises comparativas, onde as incertezas se aplicam de forma similar a todos cenários, as comparações apresentam maior confiabilidade em relação aos resultados encontrados de forma isolada.

Os cenários pré-urbanizados geraram escoamentos superficiais máximos de 0 a  $128 \text{ l.s}^{-1}$ , conforme o tipo de solo considerado, expondo a sensibilidade do resultado frente à capacidade de infiltração de cada cenário. Os hidrogramas ainda mostram recessões lentas da vazão, característica presente em superfícies com alto percentual gramado.

Os cenários de ocupação sem medidas de controle evidenciaram o impacto gerado devido a urbanização, alcançando, no cenário de maior impacto, uma vazão de pico de  $494 \text{ l.s}^{-1}$ . O tempo de pico de vazão reduziu de 50 a 52 minutos dos cenários pré-urbanizados para 33 minutos após o início da chuva na composição sem medidas de controle. Os resultados também mostraram as magnitudes do impacto dos diferentes graus de impermeabilização do loteamento, horizontal e vertical. O caso vertical provocou um acréscimo de 1,6 a 5,4 vezes e o horizontal de 3,9 a 13,4 vezes da vazão máxima de escoamento em relação ao cenário pré-urbanizado.

Os resultados das alternativas de controle propostas com reservatórios mostraram o efetivo rearranjo temporal das vazões realizado por essa medida de controle. Comparando as vazões máximas dos maiores reservatórios para as composições horizontais e verticais com a vazão limite à drenagem pública definida

pelo decreto de Porto Alegre, constatou-se que para ambas ocupações, os solos hidrológicos D e C apresentaram vazão maior a definida pelo decreto, enquanto os outros solos hidrológicos de maior capacidade de infiltração, A e B, apresentaram vazões inferiores ao limite.. Os tempos de esvaziamento dos reservatórios apresentaram valores entre 1h e 25 minutos a 14h e 07 minutos, sendo essa diferença expressiva causada principalmente pela dimensão dos descarregadores de fundo, que atuam como reguladores de vazão. A verificação dos vertedores constatou a capacidade de extravasamento do escoamento sobre o septo com segurança.

Os resultados das alternativas de controle com trincheiras de infiltração revelaram a viabilidade dessa técnica como medida de controle da geração, tanto com trincheiras com infiltração parcial quanto por infiltração total. A sensibilidade dos resultados em relação à taxa de infiltração do solo, mostrou-se muito mais forte nos cenários verticais do que nos horizontais, principalmente devido ao maior percentual gramado nesses casos. Essa sensibilidade pôde ser vista, por exemplo, nos diferentes tempos para esvaziamento das trincheiras. Os tempos de esvaziamento das trincheiras encontrados ficaram entre, aproximadamente 1h 30 min para as menores trincheiras de cada composição, e chegaram até 6d 16h na trincheira de infiltração total com solo hidrológico D. Os volumes úteis das trincheiras variaram de 43 a 168 m<sup>3</sup> nos cenários de empreendimento vertical e de aproximadamente 22 a 192 m<sup>3</sup> nos casos horizontais. As trincheiras com infiltração total permitiram o controle total do escoamento gerado no lote e as trincheiras com infiltração parcial foram dimensionadas a limitar vazões máximas à rede pública de drenagem próximas as encontradas nos reservatórios, com objetivo de proporcionar uma melhor comparação entre as alternativas.

Conforme esperado, as vazões máximas dos cenários horizontais foram maiores que as dos cenários verticais nas duas alternativas de controle avaliadas. Em relação ao tipo de solo hidrológico, a sensibilidade da vazão limite à rede pública teve maior variação nos casos verticais que nos horizontais, onde nas alternativas de controle por trincheiras, a relação entre o solo hidrológico D e A, extremos de capacidade de infiltração considerados, a vazão máxima foi de 2,7 a 5,7 vezes maior nos casos verticais e apenas entre 1,06 e 2,2 maior nos cenários horizontais.

## 5.2 ANÁLISE ECONÔMICA

A análise econômica foi procedida por meio do levantamento de implantação e manutenção e operação das medidas de controle usadas nos cenários, objetivando quantificar esses custos e assim estabelecer relações combinando os resultados hidrológicos e econômico. Como o objetivo principal dos custos era estabelecer uma comparação entre as diferentes medidas, frente diversas possibilidades de implantação, os resultados com mesma base metodologia de custos favorecem esse propósito.

O levantamento dos custos de implantação considerou tanto os materiais quanto a mão-de-obra necessária para implementar o sistema. Os custos de operação e manutenção foram estimados conforme literatura como uma porcentagem do custo de implantação.

### 5.2.1 Custos de implantação dos reservatórios

Os cenários com controle por reservatórios têm na sua composição custos relacionados com a condução propriamente dita do escoamento, denominada drenagem, e os custos relacionados com a construção dos reservatórios.

Os insumos considerados na composição de custos nas partes de drenagem nos cenários de ocupação horizontais foram: escavação, lastro e preparo de vala; tubos e seu assentamento; reaterro e transporte do material bota-fora; bocas de lobo, poços de visita e tampões redondos de drenagem. Nos cenários verticais os custos de drenagem considerados foram: escavação de vala; tubos e seu assentamento; reaterro e transporte do material bota-fora; caixas de areia.

Os insumos relacionados com o reservatório foram iguais para ambos cenários e compostos de: escavação e transporte material bota-fora; formas, armadura, concreto, alvenaria estrutural e a mão de obra para esses serviços. As tabelas 5.12 e 5.13 mostram dois levantamentos detalhados de custos para os reservatórios de 205 m<sup>3</sup> do cenário horizontal e 120 m<sup>3</sup> do cenário vertical.

Tabela 5.12 – Levantamento dos custos de implantação do cenário horizontal com reservatórios de 205 m<sup>3</sup> (HR1)

Código	Serviço	Unidade	Custo unitário	Quantitativo	Custo total
01	<b>Drenagem</b>				
01.01	Escavação de vala	m <sup>3</sup>	R\$ 5,52	124	R\$ 684,48
01.02	Lastro e preparo de vala	m <sup>3</sup>	R\$ 173,07	8,3	R\$ 1.436,48
01.03	Tubos e assentamento da rede 300 mm	m	R\$ 102,87	41	R\$ 4.217,67
01.04	Tubos e assentamento da rede 400 mm	m	R\$ 135,84	83	R\$ 11.274,72
01.05	Reaterro	m <sup>3</sup>	R\$ 13,39	85,9	R\$ 1.149,87
01.06	Transporte material bota-fora	m <sup>3</sup>	R\$ 3,59	38	R\$ 136,87
01.08	Boca de lobo	un	R\$ 729,15	8	R\$ 5.833,20
01.09	Poço de visita	un	R\$ 1.481,83	3	R\$ 4.445,49
01.10	Tampão redondo 600mm	un	R\$ 370,33	3	R\$ 1.110,99
Custo Etapa					<b>R\$ 30.289,77</b>
02	<b>Reservatório</b>				
02.01	Escavação	m <sup>3</sup>	R\$ 4,93	367,4	R\$ 1.811,08
02.02	Formas e mão de obra	m <sup>2</sup>	R\$ 83,12	53,7	R\$ 4.461,88
02.03	Armadura e mão de obra	kg	R\$ 8,86	2435,3	R\$ 21.577,11
02.04	Concreto e mão de obra	m <sup>3</sup>	R\$ 365,09	49,0	R\$ 17.887,58
02.05	Alvenaria Estrutural e mão de obra	m <sup>2</sup>	R\$ 53,74	88,8	R\$ 4.769,96
02.06	Transporte material bota-fora	m <sup>3</sup>	R\$ 3,59	367,4	R\$ 1.318,82
Custo Etapa					<b>R\$ 51.826,44</b>
Custo específico Reservatório					<b>R\$ 252,8 / m<sup>3</sup></b>
Custo Total					<b>R\$ 82.116,21</b>

Tabela 5.13 – Levantamento dos custos de implantação do cenário vertical com reservatórios de 120 m<sup>3</sup> (VR1)

Código	Serviço	unidade	Custo unitário	Quantitativo	Custo total
01	<b>Drenagem</b>				
01.01	Escavação de vala	m <sup>3</sup>	R\$ 6,49	108	R\$ 700,92
01.02	Tubos e assentamento da rede 200 mm	m	R\$ 88,10	152	R\$ 13.391,20
01.03	Tubos e assentamento da rede 250 mm	m	R\$ 111,50	28	R\$ 3.122,00
01.04	Tubos e assentamento da rede 400 mm	m	R\$ 181,77	10	R\$ 1.817,70
01.05	Reaterro	m <sup>3</sup>	R\$ 17,44	101,9	R\$ 1.776,27
01.06	Transporte material bota-fora	m <sup>3</sup>	R\$ 3,59	6,1	R\$ 22,08
01.07	Caixa de areia	un	R\$ 80,28	5	R\$ 401,40
Custo Etapa					<b>R\$ 21.231,57</b>
02	<b>Reservatório</b>				
02.01	Escavação	m <sup>3</sup>	R\$ 4,93	194,9	R\$ 960,76
02.02	Formas e mão de obra	m <sup>2</sup>	R\$ 83,12	33,3	R\$ 2.766,23
02.03	Armadura e mão de obra	kg	R\$ 8,86	1424,0772	R\$ 12.617,32
02.04	Concreto e mão de obra	m <sup>3</sup>	R\$ 365,09	28,68	R\$ 10.470,78
02.05	Alvenaria Estrutural e mão de obra	m <sup>2</sup>	R\$ 53,74	58	R\$ 3.116,92
02.06	Transporte material bota-fora	m <sup>3</sup>	R\$ 3,59	194,9	R\$ 699,62
Custo Etapa					<b>R\$ 30.631,64</b>
Custo específico Reservatório					<b>R\$ 255,3 / m<sup>3</sup></b>
Custo Total					<b>R\$ 51.863,21</b>

## 5.2.2 Custos de implantação das trincheiras de infiltração

Nas alternativas de controle com trincheiras os serviços de drenagem foram os mesmos aos cenários controle por reservatórios, somente com ajustes nos quantitativos. Nos insumos associados a construção da trincheira foram contabilizados: escavação e transporte do material bota-fora; geotêxtil e mão de obra; e brita 3 e assentamento da base. A tabela 5.14 exibe o levantamento

detalhado dos custos referentes à implantação da trincheira na ocupação vertical com solo hidrológico B e 95 m<sup>3</sup> de volume útil (VT1 – B)

dois levantamentos detalhados de custos detalhado para os reservatórios de 205 m<sup>3</sup> do cenário horizontal e 120 m<sup>3</sup> do cenário vertical.

Tabela 5.14 – Levantamento dos custos de implantação do cenário vertical com trincheiras do grupo hidrológico B (VT1 – B)

Código	Serviço	Unidade	Custo unitário	Quantitativo	Custo total
01	<b>Drenagem</b>				
01.01	Escavação de vala	m <sup>3</sup>	R\$ 6,49	92	R\$ 599,68
01.03	Tubos e assentamento da rede 200 mm	m	R\$ 88,10	128	R\$ 11.276,80
01.04	Tubos e assentamento da rede 250 mm	m	R\$ 111,50	26	R\$ 2.899,00
01.05	Reaterro	m <sup>3</sup>	R\$ 17,44	87,1	R\$ 1.519,07
01.06	Transporte material bota-fora	m <sup>3</sup>	R\$ 3,59	5,3	R\$ 19,02
01.07	Caixa de areia	un	R\$ 80,28	5	R\$ 401,40
Custo Etapa					<b>R\$ 16.714,96</b>
02	<b>Trincheira Frente</b>				
02.01	Escavação	m <sup>3</sup>	R\$ 4,93	304	R\$ 1.496,75
02.02	Geotextil e mão de obra	m <sup>2</sup>	R\$ 10,73	624,3	R\$ 6.697,49
02.04	Brita 3 e assentamento da base	m <sup>3</sup>	R\$ 52,49	304	R\$ 15.935,96
02.06	Transporte material bota-fora	m <sup>3</sup>	R\$ 3,59	304	R\$ 1.089,92
02.05	Tubo Dreno PEAD	m	R\$ 5,39	60	R\$ 323,40
02.06	Poço de visita	un	R\$ 1.146,60	2	R\$ 2.293,20
Custo Etapa					<b>R\$ 27.836,73</b>
Custo específico Trincheira					<b>R\$ 117,2 / m<sup>3</sup></b>
<b>Custo Total</b>					<b>R\$ 44.551,69</b>

### 5.2.3 Relações de custo de implantação e vazões de pico dos cenários com medidas

A partir dos custos de implantação de todos cenários com controle e das vazões de pico associadas a cada cenário estabeleceu relações de custo. As figuras 5.7 e 5.8 exibem, respectivamente, essas relações para todos cenários com controle, horizontais e verticais, considerando os custos de implantação dos serviços de drenagem e da medida de controle.

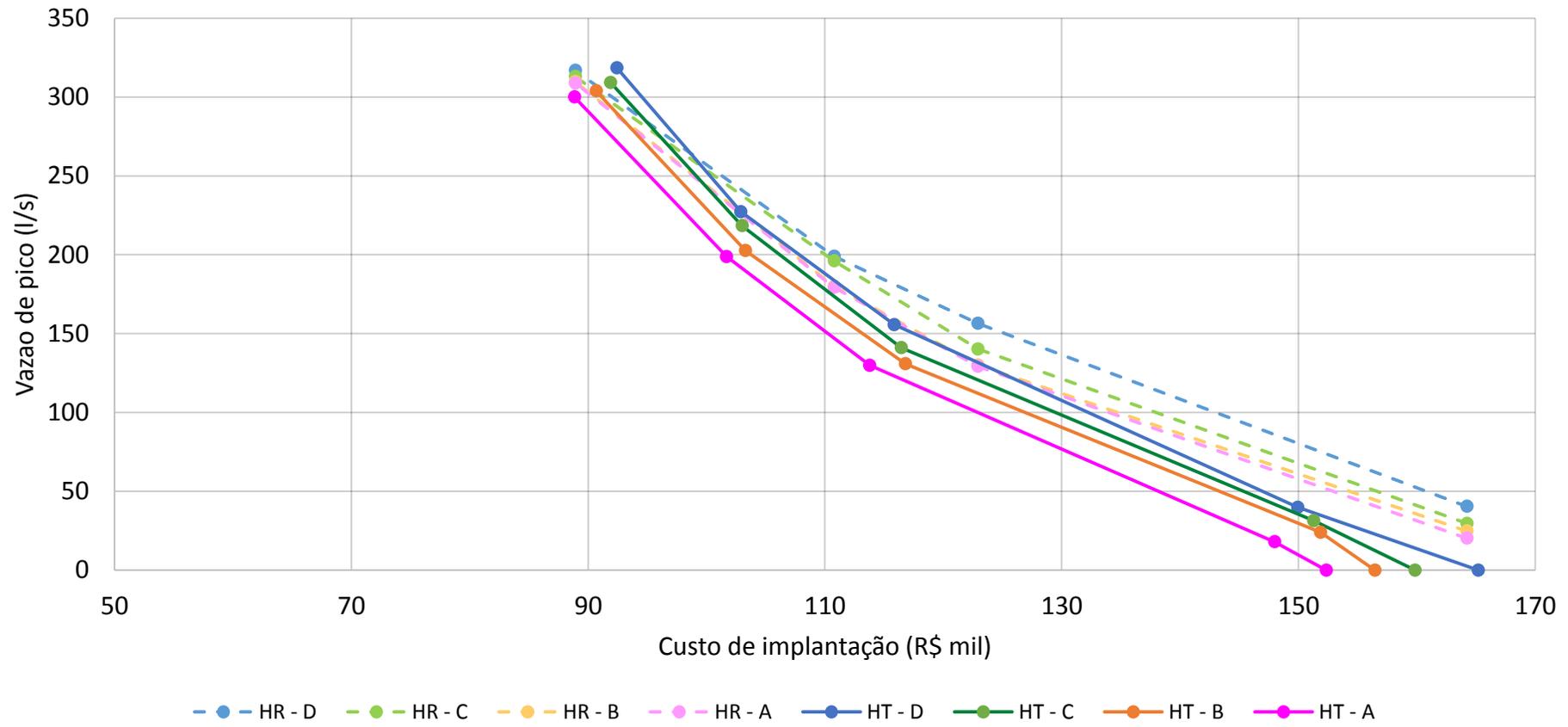


Figura 5.7 – Curvas de custo de implantação versus vazões de pico das medidas de controle para os cenários horizontais (HR e HT)

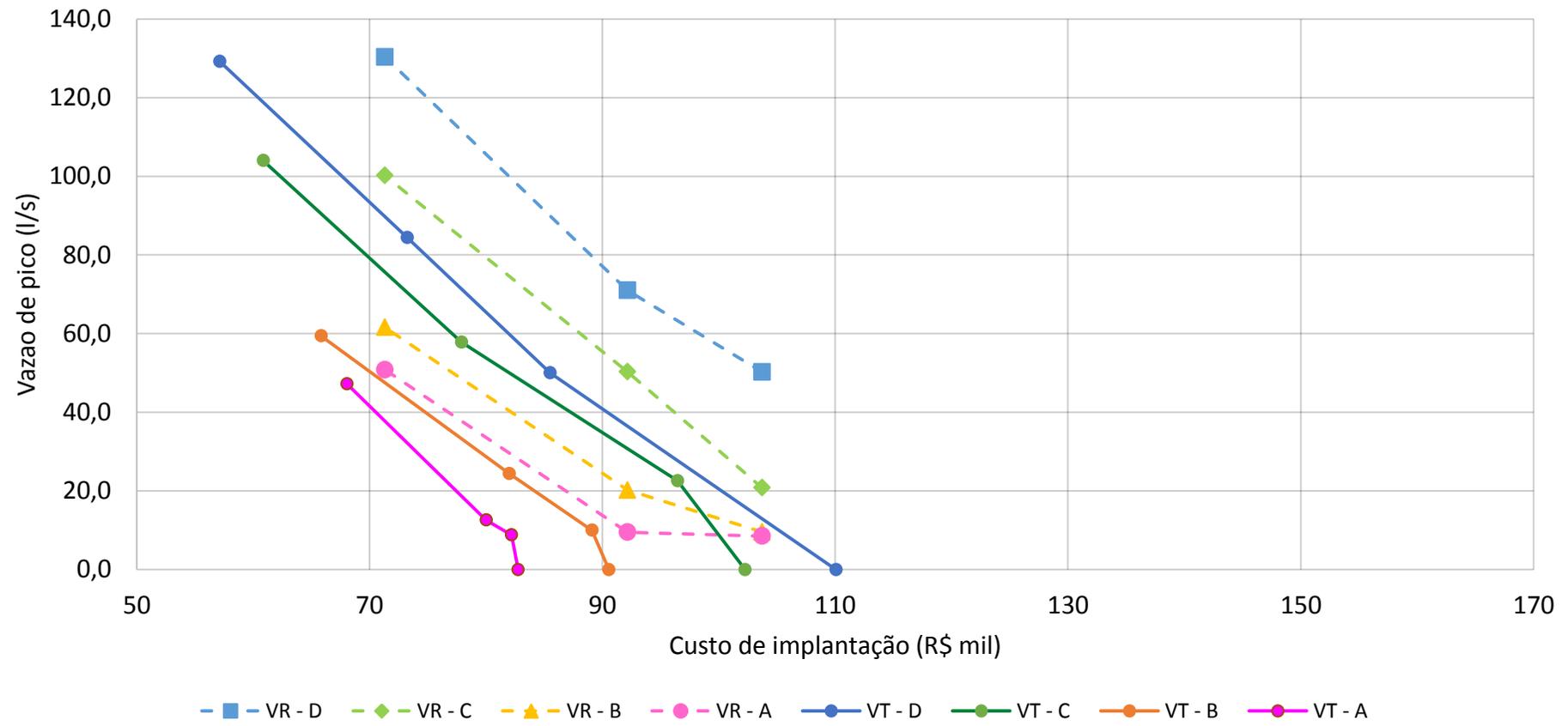


Figura 5.8 – Curvas de custo de implantação versus vazões de pico das medidas de controle para os cenários verticais (VR e VT)

As curvas da figura 5.7 demonstram que, para os cenários horizontais, os custos de implantação da mesma medida, considerando os diferentes grupos de solo hidrológicos, são relativamente próximos. Conforme esperado, o solo com menor capacidade de infiltração, solo D, proporciona um maior volume de escoamento superficial, ocasionando reservatórios com dimensões maiores, tornando esses cenários mais dispendiosos. Além disso, os resultados dos cenários horizontais mostram que as diferentes alternativas de controle, reservação ou infiltração, tem relações de custo próximas, considerando mesmos grupos de solo. Os custos de implantação dos reservatórios foram próximos aos das alternativas de controle por trincheiras de infiltração, praticamente igualando o custo nos cenários de menores volume e chegando a um custo de 10% maior aos reservatórios no maior reservatório. Nos cenários verticais, as curvas apresentam uma disparidade maior que nos cenários horizontais, principalmente em relação aos diferentes tipos de solo. A disparidade de custos em função do tipo de solo é visível em ambas alternativas de controle. Em relação às diferentes medidas, nos cenários verticais os custos de implantação dos reservatórios foram de 5 a 26% maiores que os cenários com trincheiras.

Comparando os custos entre o cenário horizontal e vertical dos reservatórios com volume definidos pela equação do decreto de Porto Alegre, respectivamente, 205 m<sup>3</sup> e 95m<sup>3</sup> (HR1 e VR2), constata-se que o custo de implantação para realizar o controle do escoamento superficial do HR1 foi de 78% maior que o VR2.

A parcela referente aos custos dos serviços de drenagem nos cenários com reservatório representou entre 36 e 68% custo total de implantação na configuração horizontal, sendo a parcela de 36% referente ao reservatório de 205 m<sup>3</sup> e a de 68% ao de 50 m<sup>3</sup>. Na configuração vertical a parcela dos serviços de drenagem correspondeu a valores entre 41 e 60%, sendo 41 % a parcela referente ao reservatório de 120 m<sup>3</sup> e a de 60% ao de 50 m<sup>3</sup>.

Nos cenários com trincheiras a parcela dos serviços de drenagem na configuração horizontal apresentou os seguintes resultados para os diferentes grupos hidrológicos: variação entre 27 a 48% para o grupo hidrológico D; entre 27 e 48% para o grupo C; 28 a 49% para o grupo B; e 29 a 49% para o grupo A. Na configuração vertical a parcela dos serviços de drenagem apresentou as seguintes

variabilidades: variação entre 21 a 46% para o grupo hidrológico D; entre 22 e 42% para o grupo C; 26 a 38% para o grupo B; e 29 a 36% para o grupo A.

A menor parcela dos serviços de drenagem de cada tipo de solo correspondeu ao cenário em que todas trincheiras possuem infiltração total. Em contraponto, o valor correspondente a maior parcela percentual se refere aos cenários com as trincheiras próximas a saída com as menores dimensões e infiltração parcial. Na configuração horizontal as variações entre grupos foram muito pequenas, porém no caso vertical essa disparidade mostrou uma maior sensibilidade ao tipo de solo e houve uma redução gradual da amplitude de resultados entre os tamanhos das trincheiras. Essa redução da amplitude ocorreu devido a tamanhos de trincheiras mais próximos nos solos hidrológicos com maiores taxas de infiltração.

Os custos de implantação específicos dos reservatórios, custo por volume útil de reservação, apresentaram uma faixa entre R\$ 253 a R\$ 289 por metro cúbico, sendo o maior valor correspondente ao menor reservatório, de 50 m<sup>3</sup>. Comparando com os custos específicos atualizados extraídos de estudos prévios apresentados na tabela 3.2, nota-se que os valores estão um pouco abaixo de uma média das três referências. Porém utilizando a mesma metodologia de custos e assumindo um reservatório de 10 m<sup>3</sup>, volume mais próximo aos presentes na literatura exposta, chega-se a um custo de R\$ 513 por metro cúbico, valor próximo aos valores atualizados encontrados por Tassi, 2002 e apresentados por Baptista, 2011. Como pôde ser visto, o custo específico de implantação de reservatórios foi bastante sensível as suas dimensões.

Os custos de implantação específicos das trincheiras apresentaram uma faixa entre R\$ 94 a R\$ 158 por metro cúbico de volume total nos cenários horizontais e R\$ 91 a R\$ 141 nos cenários verticais. Os menores valores são referentes as trincheiras com maiores dimensões e grupo hidrológico D, e os maiores valores as de menor volumetria e grupo hidrológico A. Quando comparados os custos específicos com os custos atualizados da literatura, expostos na tabela 3.3, nota-se que novamente a média encontrada está abaixo da média da literatura, porém as dimensões das trincheiras da tabela são muito inferiores as dimensões das trincheiras projetadas, que vão de 54,4 m<sup>3</sup> a 420 m<sup>3</sup>. Utilizando a mesma metodologia de custos e assumindo uma trincheira de 8 m<sup>3</sup>, chega-se a um custo aproximado de R\$ 270 por metro cúbico de volume.

#### **5.2.4 Relações de custos de implantação mais O&M dos cenários com medidas**

Ao considerar nos custos a parcela referente a operação e manutenção de cada etapa, drenagem e medidas, por meio da metodologia descrita no item 4.6, os custos totais a valor presente sofreram um acréscimo considerável em relação ao custo de implantação isolado. Como foi prevista a substituição das trincheiras na metade do período de estudo, 30 anos, e elas também possuem um custo de manutenção percentual maior que os reservatórios e a drenagem, implicou em maiores percentuais de aumento de custo para esses cenários, em relação as curvas considerando apenas o custo de implantação. Esse efeito pode ser visto nas figuras 5.9 e 5.10, que mostram a vazão de pico e custos de implantação somados ao de operação e manutenção da drenagem e medida de controle de todos cenários com medidas.

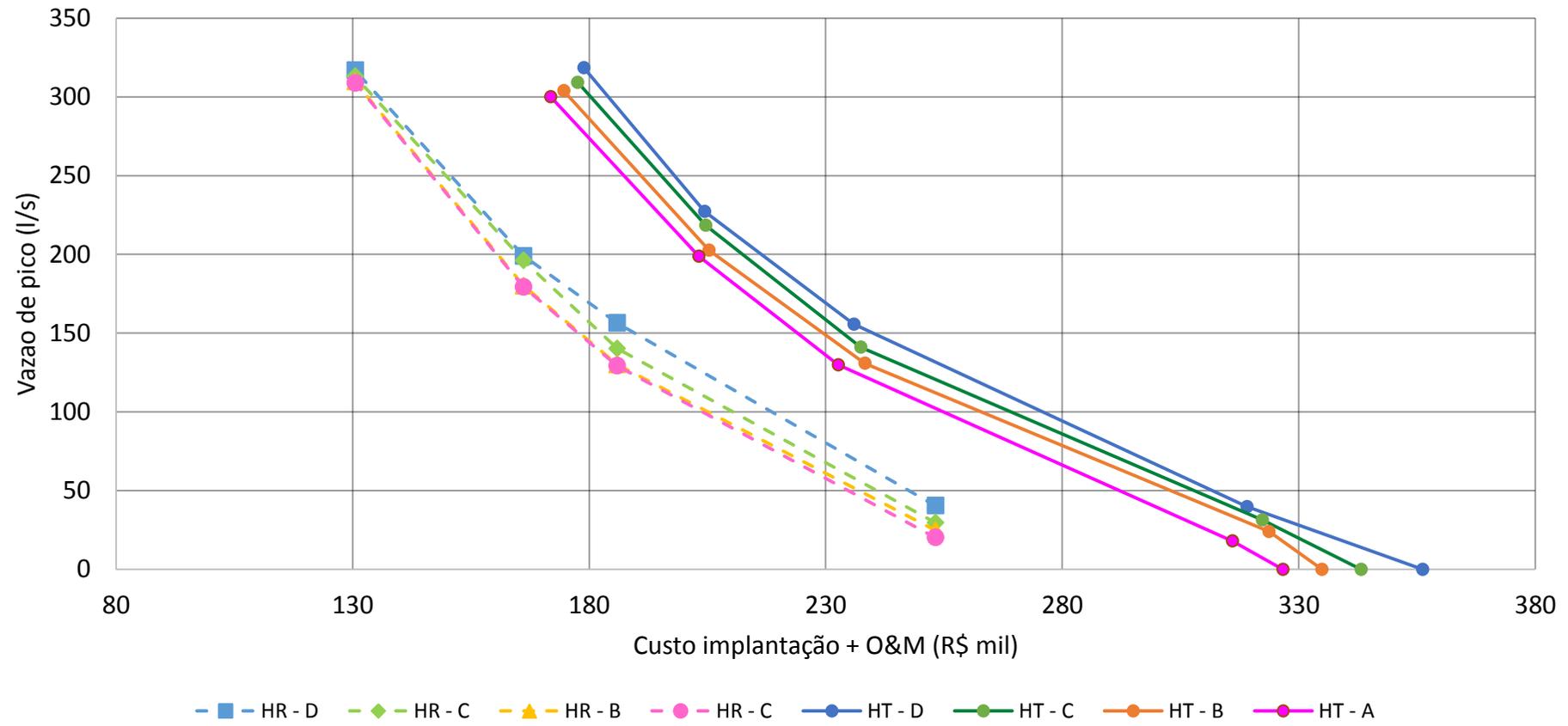


Figura 5.9 – Curvas de custo de implantação mais O&M versus vazões de pico das medidas de controle para os cenários horizontais

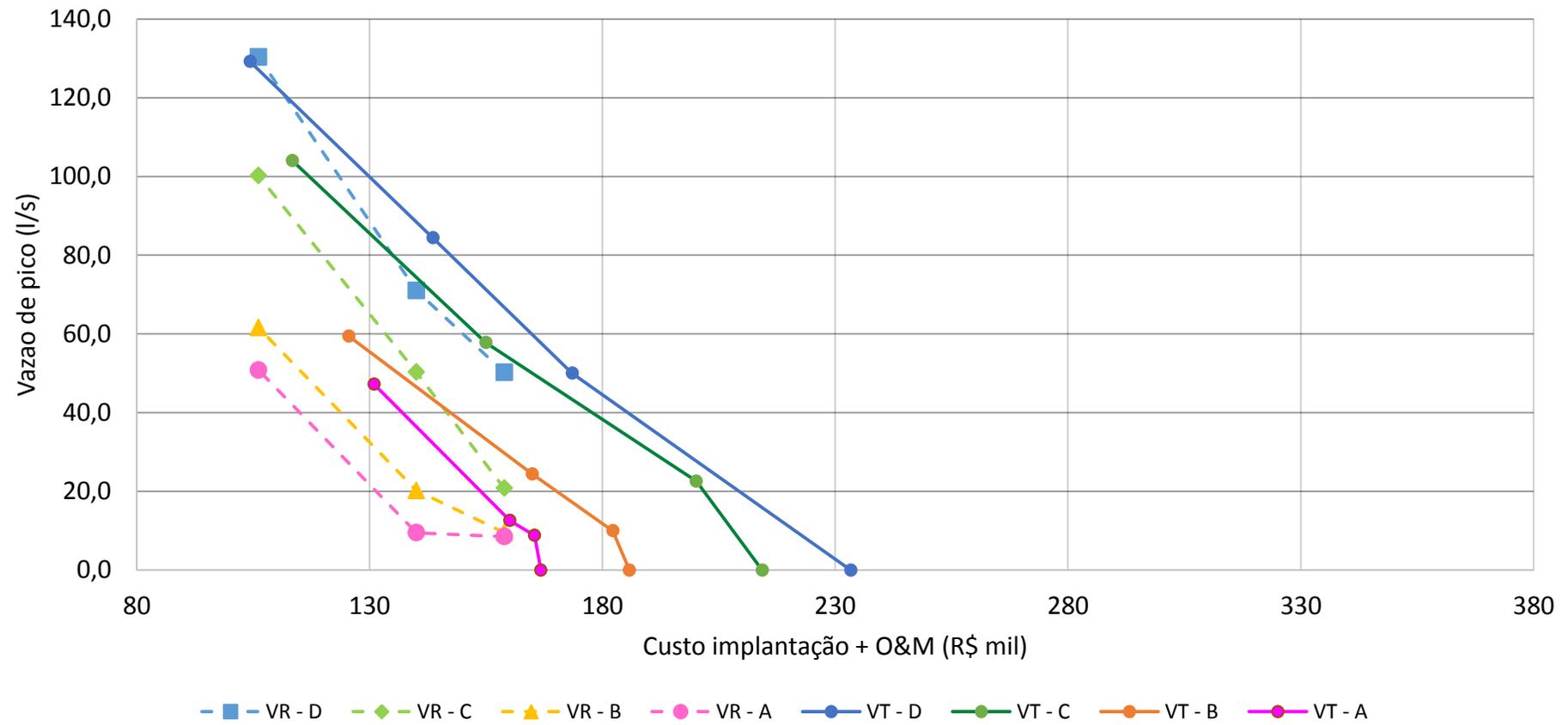


Figura 5.10 – Curvas de custo de implantação mais O&M versus vazões de pico das medidas de controle para os cenários verticais

A consideração da parcela de O&M nos custos provocou incrementos na ordem de 50% aos cenários com reservatórios em relação aos custos de implantação isolados e incrementos na ordem de 100% para os cenários com trincheiras de infiltração.

Os resultados considerando a parcela de O&M dos cenários horizontais mostra que, para essa configuração, as trincheiras de infiltração apresentaram custos totais maiores que as alternativas com reservatórios, com valores de custos aproximados de 22 a 37% maiores. Diferentemente do caso em que o custo se referia apenas a implantação, a relação de custo das trincheiras reduziu significativamente, tornando o custo dos reservatórios maior nesse caso.

Nos cenários verticais os custos totais comparando as duas diferentes medidas mostrou uma tendência de maior custo as trincheiras de infiltração um pouco maiores, sendo essa diferença sensíveis ao tipo de solo e tamanho do reservatório com variações de custos de -1,7% a 26% maiores para as alternativas com trincheiras

Os custos totais com o controle da drenagem dos cenários horizontais, tal como nos custos com implantação isolados, foram substancialmente maiores que nos cenários verticais. Nos cenários horizontais com reservatórios os custos considerando a O&M ficaram entre R\$ 131 mil e R\$ 253 mil e nos cenários com trincheiras entre R\$ 172 mil e R\$ 356 mil. Nos cenários verticais esses mesmos custos ficaram entre R\$ 106 mil e R\$ 159 mil nos cenários com reservatórios e entre R\$ 104 mil e R\$ 233 mil com trincheiras. A parcela referente aos custos de operação de manutenção representou aproximadamente entre 32 e 35% do custo total nos cenários com reservatórios, enquanto nos cenários com trincheiras de infiltração esse percentual foi de 46 a 56%, considerando a substituição das trincheiras na metade do período de análise como um custo de O&M.

#### **5.2.5 Síntese da análise econômica**

A análise econômica foi realizada através do levantamento de custos de implantação de todo sistema de drenagem utilizando quantitativos e preços do SINAPI e do DAER e da estimativa dos custos de operação e manutenção do sistema por meio de percentagens do custo de implantação. Os custos de operação e manutenção do sistema foram trazidos a valor presente pela metodologia de WLC,

para possibilitar a comparação das diferentes alternativas e quantificar seu impacto na composição de custos.

A partir dos custos associados aos resultados da avaliação hidrológica estabeleceu relações de custo das alternativas estudadas. Assim como a avaliação hidrológica, os custos também possuem incertezas associadas, relacionadas ao método de levantamento, índices utilizados na atualização dos valores da literatura, e custos de operação e manutenção do sistema, entre outros.

A parcela referente aos custos dos serviços de drenagem nas alternativas com reservatórios representou entre 36% e 68% do custo total de implantação, dependendo principalmente do tamanho do reservatório. Nos cenários com trincheiras de infiltração essa parcela variou de 21% a 49%, de acordo com o grupo hidrológico e volume da trincheira.

Os custos de implantação referentes a etapa dos reservatórios isolada apresentaram uma faixa entre R\$ 253 e R\$289 por metro cúbico de volume útil de reservação, enquanto os custos específicos das trincheiras de infiltração encontrados foram entre R\$ 91 a R\$ 141 por metro cúbico de volume total.

Nos cenários horizontais a variação do grupo de solo hidrológico não provocou variações significativas nos custos de implantação comparando a mesma medida. Os custos de implantação dos reservatórios foram próximos aos das alternativas de controle por trincheiras de infiltração, praticamente igualando o custo nos cenários de menores volume e chegando a um custo de 10% maior aos reservatórios no maior reservatório.

Nos cenários verticais, as curvas de controle versus custo apresentam uma disparidade maior que nos cenários horizontais, principalmente em relação aos diferentes tipos de solo. A disparidade de custos em função do tipo de solo é visível em ambas alternativas de controle. Em relação às diferentes medidas, nos cenários verticais os custos de implantação dos reservatórios foram de 5 a 26% maiores que os cenários com trincheiras.

Ao incrementar os custos de operação e manutenção na composição dos custos, houve um acréscimo na ordem de 50% nos custos dos cenários com alternativas de controle por reservatório, e incrementos na ordem de 100% para as

trincheiras de infiltração, considerando a substituição das trincheiras na metade do período de análise como um custo de O&M.

Os resultados em que foi considerada a parcela de O&M mostrou que os custos das trincheiras de infiltração foram de 22 a 37% maiores que as alternativas com reservatórios nos cenários horizontais, diferentemente do resultado considerando apenas a implantação, em que se revelavam menos dispendiosas que os reservatórios. Dessa forma nesses cenários considerando a O&M os reservatórios apresentaram um menor custo.

Nos cenários verticais em que foi considerada a parcela de O&M as trincheiras apresentaram uma tendência de custo levemente maior que os reservatórios, sendo essa diferença bastante sensível ao tipo de solo e tamanho das medidas de controle. As variações de custos ficaram entre 1,7% maiores para os reservatórios até 26% mais dispendiosos para as trincheiras de infiltração.

## 6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

### 6.1 CONCLUSÕES

O desenvolvimento deste estudo consistiu na avaliação de alternativas de dispositivos de controle de escoamento superficial na fonte em novos conjuntos habitacionais verticalizados e horizontais, por meio de um loteamento hipotético.

O processo envolveu o detalhamento de todas alternativas de ocupação, compondo os cenários do trabalho e, posteriormente, realizando a avaliação hidrológica e econômica de cada um, possibilitando a comparação do controle do escoamento e custo entre as alternativas e definir os custos correspondentes.

Os resultados obtidos na avaliação hidrológica e econômica possuem muitas incertezas envolvidas. Os diversos métodos possuem muitas incertezas associadas visto que utilizam diversas premissas, simplificações e dados de entrada com diferentes graus de confiabilidade. Contudo, como se trata de análises comparativas, onde as incertezas se aplicam de forma similar a todos cenários, as comparações apresentam maior confiabilidade em relação aos resultados encontrados de forma isolada.

#### Avaliação Hidrológica

A avaliação hidrológica evidenciou as magnitudes do impacto dos cenários sem controle em relação ao cenário pré-urbanizado, que provocaram acréscimos no escoamento superficial de 1,6 a 5,4 vezes no cenário horizontal em função do tipo de solo e de 3,9 a 13,4 vezes na alternativa vertical. Além disso o tempo de pico da vazão reduziu de 50 a 52 minutos para 33 minutos após o início da chuva na composição sem medidas de controle em relação ao cenário pré-urbanizado.

As alternativas de controle propostas com reservatórios mostraram um efetivo controle do escoamento por meio do rearranjo temporal das vazões. Utilizando a vazão limite à drenagem pública e o volume de retenção definidos pelo decreto de Porto Alegre como referência, constatou-se que para ambas ocupações os solos hidrológicos D e C apresentaram uma vazão máxima maior a definida como máxima pelo mesmo decreto, enquanto os outros solos hidrológicos avaliados, de maior capacidade de infiltração, A e B, apresentaram vazões inferiores ao limite.

As alternativas de controle propostas com trincheiras também revelaram efetivo controle do escoamento superficial e viabilidade dessa técnica, tanto com trincheiras com infiltração parcial quanto por infiltração total. A sensibilidade dos resultados em relação a taxa de infiltração dos quatro tipos de solo hidrológicos estudados se mostrou muito mais presente nos cenários verticais do que nos horizontais, devido principalmente ao maior percentual permeável nesses casos.

Conforme esperado, as vazões máximas dos cenários horizontais foram maiores que as dos cenários verticais em todas alternativas de controle avaliadas, reservatórios e trincheiras de infiltração. Em relação ao tipo de solo hidrológico as vazões máximas tiveram variação de 2,7 a 5,7 vezes maior no solo D em relação ao solo A enquanto nos cenários horizontais essa sensibilidade foi muito menor com variação de apenas entre 1,06 e 2,2 vezes.

#### Avaliação Econômica

Os custos de implantação específicos referente às etapas das medidas de controle apresentaram valores abaixo da média encontrada na literatura. Isso ocorreu devido a maiores volumetrias das medidas de controle avaliadas em relação as encontradas em estudos prévios. Quando utilizada a mesma metodologia de custos para volumes nominais próximos aos referidos na literatura encontrou-se custos específicos na mesma ordem de grandeza dos encontrados previamente em estudos atualizados pelo índice INCC. Esses custos específicos apresentaram uma faixa entre R\$ 253 e R\$ 289 por metro cúbico de volume útil dos reservatórios, e valores entre R\$ 91 a R\$ 141 por metro cúbico de volume total das trincheiras de infiltração.

Nos cenários horizontais a variação do grupo de solo hidrológico não provocou variações significativas nos custos de implantação entre as mesmas medidas. Os custos de implantação dos reservatórios foram próximos aos das alternativas de controle por trincheiras de infiltração, nos cenários de menores volume e chegando a um custo de 10% maior aos reservatórios no reservatório de maior volume.

Nos cenários verticais, as curvas de controle versus custo apresentam uma disparidade maior que nos cenários horizontais, principalmente em relação aos diferentes tipos de solo. A disparidade de custos em função do tipo de solo é visível em ambas alternativas de controle. Em relação às diferentes medidas, nos cenários

verticais os custos de implantação dos reservatórios foram de 5 a 26% maiores que os cenários com trincheiras.

Ao considerar os custos de O&M na composição de custos das medidas de controle houve um grande acréscimo nos custos totais. Nos cenários com alternativas de controle por reservatório houve um acréscimo na ordem de 50% dos custos, enquanto para as trincheiras de infiltração esse aumento foi na ordem de 100%, considerando a substituição das trincheiras na metade do período de análise como um custo de O&M. Dessa forma a consideração da parcela de O&M ocasionou um impacto maior nos custos das trincheiras em relação aos reservatórios.

Nos cenários horizontais, ao considerar os custos de O&M, as trincheiras apresentaram custos totais de 22 a 37% maiores que as alternativas de reservação. Dessa forma, diferentemente do resultado onde foi considerado apenas a implantação, em que as trincheiras apresentaram de maneira geral um menor custo, elas se mostraram mais dispendiosas nesse caso.

Nos cenários verticais, ao considerar os custos de O&M, as trincheiras também apresentaram custos maiores que os reservatórios de maneira geral. Porém essa variação teve uma alta sensibilidade ao solo hidrológico e tamanho da medida com variações de custos entre 1,7% maiores aos reservatórios até 26% mais dispendiosos as trincheiras de infiltração.

## 6.2 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O estudo foi realizado sob um loteamento hipotético, visando simular novos empreendimentos urbanos, e a partir dele extraídos os resultados que direcionaram as comparações e conclusões do trabalho. Sugere-se, para um trabalho com resultados mais fidedignos, monitorar o impacto no controle da geração de escoamento superficial decorrido da implantação de medidas de controle em terrenos e loteamentos reais. Ademais poderiam ser estudados os impactos de diferentes dimensões de novos empreendimentos avaliando a sensibilidade dos resultados e relações de custo frente essa variável.

Um estudo considerando a qualidade da água e remoção de poluentes, visto que foram considerados como uma limitação do trabalho, seria uma complementação do presente trabalho, pois causam impactos importantes em

bacias urbanizadas (Brites 2005; Coelho, 2017; Dos Santos, 2016; Gava, 2012; Macedo, 2017;).

Além dos reservatórios de detenção e trincheiras de infiltração, outras técnicas compensatórias de reservação e infiltração poderiam ser avaliadas, tanto na capacidade de controle do escoamento quanto estimadas suas relações de custo.

A avaliação hidrológica utilizou uma chuva de projeto a partir de uma IDF com TR de 10 anos e duração de chuva igual a uma hora. Uma análise de sensibilidade poderia ser feita com diferentes curvas IDFs a fim de considerar o impacto da pluviometria de diferentes regiões. Além de diferentes curvas IDFs poderia ser avaliado o impacto de diferentes durações de chuva de projeto assim como o efeito de tempos de retorno maiores trariam nas dimensões necessárias das medidas revelando o trade-off entre o custo das medidas e o risco hidrológico assumido. Ainda na parte hidrológica, poderia ser avaliada a sensibilidade da geração do escoamento superficial proveniente de outros métodos como o método racional e da onda cinemática.

Nos cenários de alternativa de controle por trincheiras foram adotadas taxas de infiltração constantes iguais à taxa de infiltração na condição saturada. Seria interessante avaliar a sensibilidade dos resultados das trincheiras de infiltração e outras medidas de infiltração considerando taxas de infiltração advindas de ensaios de campo ou com outras metodologias de infiltração no solo.

## REFERÊNCIAS

AGRA, S. G. **Estudo experimental de microrreservatórios para controle do escoamento superficial**. Dissertação de Mestrado. IPH, UFRGS, Porto Alegre. 2001

ANDRADE FILHO, A. G.; SZÉLIGA, M. R.; SZESZ, J. R. S. **Utilização de micro-reservatórios de retenção para atenuação de inundações em bacias urbanas**. Ciências Exatas e da Terra, Ciências Agrárias e Engenharias, v.6, n 01, p.47-68, 2000.

ARAÚJO, Dannel Cláudio de et al. *Multicriteria analysis applied to the management of urban pluvial waters*. **RBRH**, v. 22, 2017.

ARAÚJO, P.R. **Análise experimental da eficiência dos pavimentos permeáveis na redução do escoamento superficial**. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Porto Alegre, 1999.

ARAÚJO, P. R. et al. **Avaliação da eficiência dos pavimentos permeáveis na redução de escoamento superficial**, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16416**: Pavimentos permeáveis de concreto – Requisitos e procedimentos, 2015

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10844**: Instalações prediais de águas pluviais, 1989.

AZZOUT, Y.; BARRAUD, S.; CRES, F-N.; ALFAKIH, E. *Techniques alternatives en assainissement pluvial*. Paris: Tec&Doc – Lavoisier, 372 p. 1994.

BAPTISTA, M.; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. **Técnicas compensatórias em drenagem urbana**. 2ª ed. 2011

BRASÍLIA. **Manual de drenagem e manejo das águas pluviais urbanas do Distrito Federal**. Brasília, DF: Adasa, Unesco, 2018

BRITES, Ana Paula Zubiaurre et al. **Avaliação da qualidade da água e dos resíduos sólidos no sistema de drenagem urbana**. 2005.

BRITO, D. S. **Metodologia para seleção de alternativas de sistemas de drenagem**. Dissertação de Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Brasília, Brasília, DF, 2006

CARVALHO, MACEDO & OGURA. **Mapeamento de Riscos em Encostas e Margem de Rios**. Brasília, Ministério das Cidades, Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), 2007.

CARDOSO, A. **Sistemas urbanos de drenagem**, 2014.

CANHOLI, P.A **Drenagem urbana e controle de enchentes**. 1ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.

CANHOLI, P.A. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

CHUY, T. F. M.; LIU, X.; ZHAN, W. *Assessing cost-effectiveness of specific LID practice designs in response to large storm events*. Journal of Hydrology. 2015

COBRADE. **Classificação e Codificação Brasileira de Desastres**, 2019

COELHO, Marcelo et al . *Statistical validity of water quality time series in urban watersheds*. RBRH, Porto Alegre , v. 22, e51, 2017.

CURITIBA. Decreto 176, de 20 de março de 2007. **Dispõe sobre os critérios para implantação dos mecanismos de contenção de cheias**. Curitiba, Parana, 2007.

DEPARTMENT OF DEFENSE. *Unified Facilities Criteria (UFC) Design: Low Impact Development Manual*, 2004

DOS SANTOS, Juliano Ferrão; DA SILVA, Rodrigo Ferreira. **Qualidade da água na microbacia urbana do Arroio Esperança**. *Disciplinarum Scientia| Naturais e Tecnológicas*, v. 8, n. 1, p. 69-79, 2016.

DNIT. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. **Norma DNIT 093/2016: Tubo dreno corrugado de polietileno de alta densidade-PEAD para drenagem rodoviária – Especificação de material**, 2016

DRUMOND, P.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*. RBRH, Porto Alegre, V. 23, e18, 2018.

ECKART, K.; MCPHEE Z., BOLISSETTI, T. *Multiobjective optimization of low impact development stormwater controls*. Journal of Hydrology, 2018

ELLIS, J. B. *Sediment yield and BMP control strategies in urban catchments*. Erosion and sediment yield: Global and regional perspectives, IAHS, 1996.

FILHO, K. Z.; MARTINS, J. R. S.; PORTO, M. F. A. **Água em Ambientes Urbanos. Coleção Águas Urbanas. Fascículo 5: Medidas de Armazenamento Artificial e Facilitadores de Infiltração para Controle de Inundações Urbanas**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental – PHA. São Paulo, SP, 2012

FLETCHER, Tim 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.

GAVA, Taiana; FINOTTI, Alexandra Rodrigues. **Resíduos sólidos urbanos na rede de drenagem da bacia hidrográfica do rio do meio, Florianópolis/SC**. Revista de Gestão Ambiental e Sustentabilidade, v. 1, n. 2, p. 79-101, 2012.

HEATHCOTE, I. W. *Integrated watershed management: principles and practice*. New York: John Wiley & Sons, 1998

JAMES, W.; HUBER, W. C.; DICKINSON, R. E.; PITT, R. E.; JAMES, W. R. C.; ROSENER, L. A.; ALDRICH, J. A. *User's Guide to SWMM*, publicado por CHI, Guelph, Ontario, Canada, 2003

JIA, H.; YAO, H.; TANG, Y.; YU, S. L.; FIELD, R.; TAFURI, A. N. *LID-BMPs planning for urban runoff control and the case study in China*. Journal of Environmental Management. 2014.

KIPPER, A. **Drenagem urbana: comparativo de custos no dimensionamento utilizando sistemas de drenagem tradicional (higienista), e compensatória com microrreservatórios**. Trabalho de conclusão de curso. Santa Maria, Rio Grande do Sul, 2015

LAWRENCE, A. L.; MARSALE, J.; ELLIS, J. B.; URBONAS, B. *Stormwater detention and BMPs*. Journal of Hydraulic Research, 1996

LIMA, V. C. G. da R. **Análise experimental e numérica de trincheiras de infiltração em meio não saturado**. Dissertação de mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos.

Universidade de São Paulo. 2009

LOURENÇO, Rossana Ramos de Abreu. **Sistemas urbanos de drenagem sustentáveis**.

2014. Tese de Doutorado

LOWNDES, M. A. *The Wisconsin Storm Water Manual*. Infiltration basins and trenches.

Wisconsin, 2000.

MACEDO NETO, Daniel; FROEHNER, Sandro; SANEZ, Juan. *Spatial variation of metals and phosphorus in sediments of a river influenced by urbanization*. **RBRH**, Porto Alegre, v. 22, e14, 2017.

McCUEN, R. H.; WALES, S. G.; RAWIS, W. J. *Control of urban stormwater runoff by detention and retention*. Washington: United States Department of Agriculture, Agricultural Research Service, 1983.

MONTALTO, F.; BEHR, C.; ALFREDO, K.; WOLF, M. ARYE, M.; WALSH, M. *Rapid assessment of the cost-effectiveness of low impact development for CSO control*. Landscape Urban Plan. 2007

MOURA, P. M. **Contribuição para a Avaliação Global de Sistemas de Drenagem Urbana**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2004

NAKAZONE, L. M. **Implantação de Reservatórios de Detenção em Conjuntos Habitacionais: a Experiência da CDHU**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária, Escola Politécnica de São Paulo, SP, 2005.

NIX, S.J. *Urban Stormwater Modeling and Simulation*. Jacksonville, FL: Lewis Publishers, 1994.

O'LOUGHLIN, G.; BEETCHA, S.; LEES, S.; ROSE, L.; NICHOLAS, D. *On-site Stormwater detention systems in Sydney*. In: International Conference on Innovative Technologies in Urban Storm Drainage, 1995.

- PARKINSON, J.; MILOGRANA, J.; CAMPOS, LC.; CAMPOS, R. 2003. **Drenagem Urbana Sustentável no Brasil** – Relatório do Workshop em Drenagem Urbana Sustentável no Brasil. Goiânia-GO, Maio 2003.
- PEREIRA, M.C.S. **Relação de eficiência e custos dos reservatórios de retenção e pavimento permeável na bacia hidrográfica do rio Pirajuçara**. 2016. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, 2014
- POLETO, C. **SUDS (Sustainable Urban Drainage Systems): uma Contextualização Histórica**. Revista Thema, v.8.2011.
- PORTO ALEGRE. Decreto nº 14.786 de 30 de dezembro de 2004. **Institui o Caderno de Encargos do Departamento de Esgotos Pluviais – DEP (CE-DEP/2004) para projetos, serviços, implantação, fiscalização e conservação das redes de drenagem pluvial urbana e define critérios para a correta manutenção e conservação das casas de bombas e do Sistema de Proteção contra Cheias do Município de Porto Alegre**. 2004
- PORTO ALEGRE. Plano diretor de drenagem urbana. **Manual de drenagem urbana volume VI**. IPH, Porto Alegre, UFRGS, 2005
- PORTO ALEGRE. **Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano Ambiental**. Secretaria do planejamento Municipal. PDDUA. Lei complementar 434/99 atualizada e compilada até a Lei complementar 667/11, incluindo a Lei complementar 646/10. 2011
- PORTO ALEGRE. Decreto nº 18.611 de 9 de abril de 2014. **Regulamenta o controle da drenagem urbana**. 2014
- RIGHETTO, A. M.; MOREIRA, L.F.; SALES, T.E.A. **Manejo de águas pluviais urbanas**. In: RIGHETTO, A. M. (Coord.). **Manejo de águas pluviais urbanas**. 1 ed. Rio de Janeiro: ABES, 2009.
- RIGHETTO, Antônio Marozzi; FREITAS, Bruno. *Hydrological modeling of a detention reservoir: flood control and aquifer recharge*. **RBRH**, v. 21, n. 4, p. 752-765, 2016.
- ROSSMAN, L.A; HUBER, W.C. **Storm Water Management Model Reference Manual Volume III – Water Quality**. US EPA Office of Research and Development, Washington, DC, EPA/600/R-16/093, 2016.

- ROSSMAN, L.A. *Storm Water Management Model Reference Manual Volume II – Hydraulics*. U.S. Environmental Protection Agency, Washington, DC, EPA/600/R-17/111, 2017.
- SANTOS, L.A.; SILVA, D.B.; SOUSA, T.B; FORTES, A.C.C; VIANA, B.A.S. **Impactos socioambientais resultados do processo de verticalização**. VI Congresso Brasileiro de Gestão Ambiental. Porto Alegre/RS. 2015
- SÃO JOSÉ DO RIO PRETO. Lei nº 10.290 de 24 de dezembro de 2008. **Cria no município o programa permanente de gestão das águas superficiais (PGAS) da bacia hidrográfica do Rio Preto, e dá outras providências**. 2008
- SCHILLING, W. *Cisterns against storms*. In: FEATHERSTONE, R.E., JAMES, A. *Urban systems drainage*. London: Computational Mechanics Centre, 1982
- SCHUELER, T. R. *Controlling Urban Runoff: a practical manual for planning and designing urban BMPs*. Washington: Metropolitan Washington Council of Governments, 1987.
- SCHUELER, T. R.; KUMBLE, P. A.; HEARTY, M. A. **A current assessment of urban best manages practices: techniques for reducing non-point source pollution in the coastal zone**. U.S Environmental Protection Agency. Washington, DC, 1992.
- SILVEIRA, A.L.L. **Impactos hidrológicos da urbanização em Porto Alegre**. 4º Seminário de Hidrologia Urbana e Drenagem. Belo Horizonte ABRH, 1999.
- SILVEIRA, A.L.L. **Drenagem Urbana – Aspectos de Gestão**, 2002.
- SILVEIRA, A. L. L. **Equações cumulativas sequenciais do hietograma do método de Chicago**. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, 2016.
- SILVEIRA, G. L. **Cobrança pela drenagem urbana de águas pluviais: incentivo à sustentabilidade**. Relatório de Pós-Doutorado, 2008.
- SOUZA, C. F.; TUCCI, C. E. M. **Desenvolvimento urbano de baixo impacto**, 2005
- SOUZA, C. F. **Mecanismos técnico-institucionais para a sustentabilidade da drenagem urbana**. Dissertação de Mestrado – IPH, UFRGS, Porto Alegre, 2005.

SOUZA, R. C. C. **Análise da utilização de reservatórios de contenção de cheias em edificações e o seu impacto no sistema de drenagem urbana.** Trabalho de conclusão de curso. Curitiba, PR, 2013.

STORMWATER MANAGEMENT MODEL – USER’S MANUAL. EPA SWMM 5.0 **Modelo de Gestão de Drenagem Urbana: Manual do Usuário.** Tradução pelo Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento Universidade Federal da Paraíba (LENHS), UFPB, João Pessoa, Brasil. PROCEL SANEAR, 2012.

*STORMWATER MANAGEMENT MANUAL VOLUME 1. Maine Stormwater Management Design Manual.* Maine Department of Environmental Protection, Maine, 2016.

TASSI, R. **Efeito dos microrreservatórios de lote sobre a macrodrenagem urbana.** Dissertação de Mestrado - IPH, UFRGS, Porto Alegre, 2002

TASSI, R.; PICCILLI, D. G. A.; BRANCHER, S. C.; ROMAN, C. A. **Preferências da população de diferentes estratos sociais no manejo das águas pluviais urbanas.** Ambiente Construído, Porto Alegre, 2016

TAYLOR, S.; BARRET, M.; LEISENRING, M.; SAHU, S.; PANKANI, D.; PORESKEY, A.; QUESTAD, A.; STRECKER, E.; WEINSTEIN, N.; VENNER, M. National Academies of Sciences, Engineering, and Medicine 2014. *Long-term Performance and Life-cycle Costs of Stormwater Best Management Practices.* The National Academies Press. Washington, DC. 2014

TUCCI, C. E. M. **Hidrologia: Ciência e Aplicação.** ABRH e UFRGS, Editora da Universidade, Porto Alegre, 1993.

TUCCI, C.E. M.; MARQUES, D. M. L. da M. **Avaliação e controle da drenagem urbana.** Porto Alegre: ABRH, 2001 v.2 p. 421-437.

TUCCI, C. E. M. **Gerenciamento da drenagem urbana.** Revista Brasileira de Recursos Hídricos, 2002. TUCCI, C. E. M.; PORTO R. L. L.; BARROS, M T. **Drenagem Urbana.** Editora da universidade. UFRGS, Porto Alegre, 2005.

TUCCI, C. E. M. **Gestão das águas pluviais urbanas.** Ministérios das cidades/Global Water Partnership – Brasília: UNESCO, 2005.

- TUCCI, C. E. M. **Inundações urbanas**. 1 ed. Porto Alegre: ABRH, RHAMA, 2007.
- UNITED NATIONS, DEPARTMENT OF ECONOMIC AND SOCIAL AFFAIRS, POPULATION DIVISION. *World Urbanization Prospects: The 2014 Revision*, 2015.
- URBONAS, B. e STAHR, P. *Stormwater best management practices and detention* for water quality, drainage and CSO management. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey. 1993.
- USDA. U.S DEPARTMENT OF AGRICULTURE. *Urban hydrology for small watersheds*. 2<sup>nd</sup> ed. Natural Resources Conservation Service. Technical Release 55. Washington, 1986
- US EPA. U.S ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. *Preliminary data summary of urban stormwater best management practices*. EPA-821-R-99-012, Washington, D.C, 1999.
- WANIELISTA, M.,KERSTEN, R., EAGLIN, R. *Hydrology*: Water quantity and quality control. 2<sup>nd</sup> ed. John Wiley & Sons. 1997
- WARNAARS, E.; LARSEN, A. V.; JACOBSEN, P.; MIKKELSEN, P. S. *Hydrologic behavior of stormwater infiltration trenches in a central urban area during 2¾ years of operation*. Water Science and Technology, Vol. 39, No. 2, pp. 217-224, 1999.
- WEISS, P. T. GULLIVER, J. S.; ERICKSON, A. J. *The cost and effectiveness of stormwater management practices*. Minnesota Department of Transportation Report 2005-23, 2005
- WORLD BANK. *Shapping the Future of Water for Agriculture*. Washington, DC, 2005
- XAVIER, R. P. **Influência de barreiras sanitárias na qualidade da água da chuva armazenada em cisternas no semiárido paraibano**. Dissertação de Mestrado. Campo Grande, PB. 2010.
- YAO, L.; WEI, W.;CHEN, L. *How does imperviousness impact the urban rainfall-runoff process under various storm cases?* Ecological Indicators. 60. P.893-905, 2016.