

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Adrienne Ayumi Izu

Microbombeamento em bacias de detenção

Avaliador:
Defesa: dia 19/12/2018 às 14 horas
Local: Sala 103 – Prédio de Ensino – IPH/UFRGS
Anotações com sugestões para qualificar o trabalho são bem-vindas. O aluno fará as correções e lhe passará a versão final do trabalho, se for de seu interesse.

Porto Alegre
Dezembro de 2018

ADRIANNE AYUMI IZU

MICROBOMBAMENTO EM BACIAS DE DETENÇÃO

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Prof. Dr. Fernando Dornelles

Porto Alegre
Dezembro de 2018

ADRIANNE AYUMI IZU

MICROBOMBEAMENTO EM BACIAS DE DETENÇÃO

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRA CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Comissão de Graduação (COMGRAD) da Engenharia Civil na Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 19 de dezembro de 2018.

Prof. Fernando Dornelles
Dr. em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental
pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientador

Prof. Joel Avruch Goldenfum
Dr. em Hidrologia pelo Imperial
College/University of London
Relator

BANCA EXAMINADORA

Eng. Lucas Felipe Fink
Eng. Civil pela Universidade Regional de Blumenau

Prof. Joel Avruch Goldenfum (UFRGS)
Dr. pelo Imperial College/University of London

Prof. Fernando Dornelles (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a meus pais, Mayumi e Ricardo, que sempre acreditaram na educação como o caminho para um melhor futuro.

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais, Mayumi e Ricardo, que sempre acreditaram que a educação é o caminho para um melhor futuro, e me ampararam durante toda a vida para que fosse possível trilhar este caminho.

Agradeço ao Shang, que me acompanhou durante toda a graduação, me incentivando e me dando forças para seguir em frente.

Agradeço aos professores e aos colegas que contribuíram para a minha formação, compartilhando conhecimentos e experiências, bem como mostrando novas formas de ver o mundo.

Agradeço, por fim, ao Prof. Dr. Fernando Dornelles, pela orientação e paciência durante o desenvolvimento deste trabalho.

*Transportai um punhado de terra
todos os dias e fareis uma montanha.*

Confúcio

RESUMO

O processo de urbanização desordenado observado nas últimas décadas teve como resultado a ocupação de áreas consideradas inadequadas para habitação, como áreas propensas a inundações e alagamentos. Em regiões urbanizadas e planas, a capacidade de infiltração e de drenagem superficial da água precipitada são baixas, fazendo com que o escoamento dependa substancialmente da declividade da rede de drenagem pluvial. Dispositivos como bacias de retenção vêm sendo utilizadas a fim de amortecer o acréscimo de vazão e escoamento superficial gerado pelo processo de urbanização, porém sua capacidade de amortecimento condiciona-se, entre outros fatores, à altura do lençol freático e à cota da rede pluvial. Dessa forma, busca-se avaliar os ganhos em ampliar a capacidade de amortecimento de bacias de retenção em regiões planas e com lençol freático superficial através da utilização de bombas hidráulicas solares (microbombeamento) para reduzir os eventos de alagamento, além de avaliar os efeitos da variação do volume adicional drenado por microbombeamento e da vazão de microbombeamento na capacidade do armazenamento, bem como sua variação mensal. A bacia de retenção foi dimensionada através do método da curva envelope, e foi utilizada uma série de precipitação diária e médias de insolação diária para a verificação dos ganhos em capacidade de armazenamento. Os resultados obtidos indicam que a implantação de uma bacia de retenção com microbombeamento pode trazer benefícios para a redução de eventos de alagamento e que, mesmo para o mês menos favorável em termos de insolação e de precipitação, o ganho em capacidade de armazenamento mostra-se considerável. A variação da vazão microbombeada tem efeitos consideráveis sobre a garantia de capacidade de armazenamento, enquanto os efeitos variação do volume adicional a ser esvaziado por microbombeamento são mais visíveis quanto maior for a vazão de microbombeamento.

Palavras-chave: Drenagem Urbana. Bacias de retenção. Microbombeamento. Sistema de Bombeamento Fotovoltaico.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Efeitos da urbanização sobre o ciclo natural da água.	19
Figura 2 – Sequência de gestão de águas superficiais no SUDS.	26
Figura 3 – Curva envelope.	42
Figura 4 – Configuração da bacia de retenção sem microbombeamento.	42
Figura 5 – Sistema de proteção contra inundações do município de Porto Alegre.	49
Figura 6 – Médias mensais de precipitação no município de Porto Alegre.	50
Figura 7 – Rede de drenagem existente no entorno da praça Elias Jorge Moussalle.	53
Figura 8 – Rede de drenagem proposta e área de contribuição.	54
Figura 9 – Principais elementos da bacia de retenção (fora de escala).	57
Figura 10 - Variação do volume de espera total garantido em 90% do tempo para diferentes volumes adicionais e vazões de microbombeamento.	58
Figura 11 – Histogramas de volume de espera total disponível para dias sem precipitação para volume adicional drenado por microbombeamento de 1200 m ³ e vazão de microbombeamento de 24 m ³ .h ⁻¹	60
Figura 12 – Volume de espera com garantia de 90%, precipitação e insolação mensais para volume adicional drenado por microbombeamento de 1200 m ³ e vazão de microbombeamento de 24 m ³ .h ⁻¹	62
Figura 13 – Variação do volume de espera garantido ao longo dos meses de um ano para volume adicional drenado por microbombeamento de 1200 m ³ e vazão de microbombeamento de 24 m ³ .h ⁻¹ , com 90% de garantia.	63

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Causas e efeitos da urbanização sobre a drenagem urbana.	17
Tabela 2 – Valores do coeficiente de escoamento (C).	40
Tabela 3 – Área da seção transversal dos descarregadores de fundo e diâmetros comerciais.	44
Tabela 4 – Parâmetros para a curva IDF em Porto Alegre.	50
Tabela 5 – Médias mensais de insolação diária da estação Porto Alegre (83967) do INMET.	51
Tabela 6 – Médias sazonais de insolação diária da estação Porto Alegre (83967) do INMET.	51
Tabela 7 – Média de precipitação por mês da estação pluviométrica Porto Alegre (3051011).	52
Tabela 8 – Média sazonal de precipitação mensal da estação pluviométrica Porto Alegre (3051011).	52
Tabela 9 – Coeficiente de escoamento ponderado.	55
Tabela 10 – Capacidade de armazenamento total garantida em 90% do tempo para diferentes volumes adicionais e vazões de microbombeamento.	59
Tabela 11 – Média sazonal de volume de espera com 90% de garantia para volume adicional drenado por microbombeamento de 1200 m ³ e vazão de microbombeamento de 24 m ³ .h ⁻¹	63
Tabela 12 – Variabilidade mensal do volume de espera garantida em dias sem precipitação para volume de microbombeamento de 1200 m ³ e microbombeamento de 24 m ³ .h ⁻¹ , com 90% de garantia.	64
Tabela 13 – Garantia de capacidade de armazenamento para volume adicional de 1000 m ³	73
Tabela 14 – Garantia de capacidade de armazenamento para volume adicional de 1100 m ³	73
Tabela 15 – Garantia de capacidade de armazenamento para volume adicional de 1200 m ³	74
Tabela 16 – Garantia de capacidade de armazenamento para volume adicional de 1300 m ³	74
Tabela 17 – Garantia de capacidade de armazenamento para volumes adicional de 1400 m ³	75
Tabela 18 – Garantia de capacidade de armazenamento mensal para volume adicional de 1200 m ³ e vazão de microbombeamento de 24 m ³ .h ⁻¹	77

LISTA DE SIGLAS

ANA	Agência Nacional de Águas
ANEEL	Agência Nacional de Energia Elétrica
BDMEP	Banco de Dados Meteorológicos para Ensino e Pesquisa
DEP	Departamento de Esgoto Pluvial de Porto Alegre
DNOS	Departamento Nacional de Obras de Saneamento
IDF	Intensidade, duração e frequência
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
IPTU	Imposto Predial e Territorial Urbano
LABGEO	Laboratório de Geociências
LID	Low Impact Development (Desenvolvimento de Baixo Impacto)
MDT	Modelo Digital do Terreno
PMPA	Prefeitura Municipal de Porto Alegre
PROCEMPA	Companhia de Processamento de Dados do Município de Porto Alegre
OMS	Organização Mundial de Saúde
SMURB	Secretaria Municipal de Urbanismo de Porto Alegre
SUDS	Sustainable Urban Drainage Systems (Sistemas de Drenagem Urbana Sustentáveis)
TR	Período de retorno ou tempo de retorno
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
WSUD	Water Sensitive Urban Drainage (Projeto Urbano Sensível à Água)

LISTA DE SÍMBOLOS

a, b, c e d	Coeficientes da equação IDF
A	Área de contribuição
A_i	Parcela da área de contribuição com superfície de cobertura i
A_{desc}	Área da seção do descarregador
C	Coeficiente de escoamento superficial ponderado
C_i	Coeficiente de escoamento para superfície de cobertura i
C_d	Coeficiente de descarga do descarregador de fundo
C_v	Coeficiente de descarga do vertedor
g	Aceleração da gravidade
h_c	Diferença de nível entre o nível máximo da água e o ponto médio da abertura da seção do descarregador
h_{max}	Carga sobre o vertedor
i	Intensidade de precipitação
i_{max}	Intensidade máxima de precipitação
L	Comprimento do talvegue ou da rede contribuinte,
L_v	Largura do vertedor
n	Coeficiente de rugosidade de Manning
P	Precipitação diária
P_{24}	Precipitação com 24h de duração e com período de retorno de projeto
Q_{mb}	Vazão de microbombeamento
$Q_{o,d}$	Vazão de saída do descarregador de fundo
$Q_{o,v}$	Vazão de saída do vertedor

Q_{pd}	Vazão de pré-desenvolvimento
Q_r	Vazão de escoamento calculada pelo método racional
S :	Declividade
t_c	Tempo de concentração
TR	Tempo ou período de retorno
t_r	Tempo de duração da precipitação
t_s	Tempo médio mensal de insolação diária
V_a	Volume afluente ao reservatório
V_E	Volume de espera ou capacidade de armazenamento disponível
V_e	volume efluente ao reservatório
V_G	Volume de amortecimento drenado por gravidade
V_R	Volume de água no reservatório
V_E	Volume total do reservatório

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	14
1.1	OBJETIVOS	14
1.2	LIMITAÇÕES E DELIMITAÇÕES	15
1.3	ESTRUTURA DO ESTUDO	15
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
2.1	EFEITOS DA URBANIZAÇÃO NA DRENAGEM URBANA	16
2.1.1	O processo de urbanização.....	16
2.1.2	Alteração do balanço hídrico	17
2.1.3	Efeitos na qualidade da água.....	19
2.1.4	Aspectos sociais	20
2.2	GESTÃO DA DRENAGEM URBANA	22
2.2.1	Abordagem tradicional ou higienista	22
2.2.2	Abordagem alternativa ou sustentável	23
2.2.2.1	WSUD	24
2.2.2.2	SUDS	24
2.2.2.3	LID	26
2.2.2.4	Limitações da abordagem alternativa ou sustentável	27
2.3	MEDIDAS DE CONTROLE DO ESCOAMENTO	28
2.3.1	Medidas de controle distribuídas ou na fonte	29
2.3.2	Medidas de controle na microdrenagem	31
2.3.3	Medidas de controle na macrodrenagem	31
2.4	DRENAGEM EM ÁREAS PLANAS	32
2.5	MICROBOMBEAMENTO COM ENERGIA DE PAINÉIS FOTOVOLTÁICOS..	34
3	METODOLOGIA	37
3.1	ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO	37
3.2	RESERVATÓRIO SEM BOMBEAMENTO	38
3.2.1	Disposição espacial.....	38
3.2.2	Capacidade de amortecimento	38
3.2.2.1	Precipitação	38
3.2.2.2	Vazão	39
3.2.2.3	Volume de armazenamento	41
3.2.3	Mecanismos de extravasamento	42

3.3	RESERVATÓRIO COM MICROBOMBEAMENTO	45
3.3.1	Disposição espacial.....	45
3.3.2	Microbombeamento	45
3.3.3	Verificação da capacidade de armazenamento	46
4	APLICAÇÃO METODOLÓGICA.....	48
4.1	CARACTERÍSTICAS DO LOCAL.....	48
4.2	PARÂMETROS UTILIZADOS.....	50
4.3	BACIA DE DETENÇÃO	52
5	RESULTADOS	58
5.1	GARANTIA DE CAPACIDADE DE ARMAZENAMENTO	58
5.2	VARIAÇÃO MENSAL DA GARANTIA DE CAPACIDADE DE ARMAZENAMENTO	59
6	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	65
	REFERÊNCIAS	67
	APÊNDICE A – GARANTIA DE CAPACIDADE DE ARMAZENAMENTO	72
	APÊNDICE B – GARANTIA DE CAPACIDADE DE ARMAZENAMENTO MENSAL ...	76

1 INTRODUÇÃO

O processo de urbanização desordenado observado nas últimas décadas teve como resultado a ocupação de áreas consideradas inadequadas para habitação, como áreas propensas a inundações e alagamentos.

Em regiões urbanizadas e planas, onde há baixa permeabilidade e declividades no terreno, a capacidade de infiltração e de drenagem superficial da água precipitada são baixas, fazendo com que o escoamento dependa substancialmente da declividade da rede de drenagem pluvial. Entretanto, eventualmente, o escoamento por meio da rede de drenagem é impossibilitado, seja por obstrução ou por esgotamento da capacidade do mesmo, ocasionando alagamentos.

Dispositivos como bacias de retenção vêm sendo utilizadas a fim de amortecer o acréscimo de vazão e escoamento superficial gerado pelo processo de urbanização e consequente impermeabilização do solo. Porém, sua capacidade de amortecimento condiciona-se, entre outros fatores, à altura do lençol freático e à cota da rede pluvial.

Dessa forma, busca-se estudar os ganhos em ampliar a capacidade de amortecimento de bacias de retenção em regiões planas e com lençol freático superficial através da utilização de bombas hidráulicas solares (microbombeamento) para reduzir os eventos de alagamento.

1.1 OBJETIVOS

Este estudo tem como objetivo verificar os ganhos em capacidade de armazenamento devido ao emprego de microbombeamento em bacias de retenção localizadas em regiões planas com lençol freático superficial.

Como objetivos secundários, este estudo busca avaliar o ganho em armazenamento garantido ao longo do tempo em termos de período de retorno, em relação ao reservatório sem o emprego de microbombeamento, e avaliar os efeitos da variação do volume drenado por microbombeamento e da vazão de microbombeamento na capacidade do armazenamento, bem como avaliar a variação ao longo dos meses do ano.

1.2 LIMITAÇÕES E DELIMITAÇÕES

Este estudo apresenta como limitações o tamanho da série histórica de precipitação disponível, a discretização diária dessa série e os regimes de precipitação e de insolação do município de Porto Alegre.

O trabalho delimita-se em não considerar o efeito de sedimentos na água pluvial, e em não considerar aspectos estruturais da bacia de retenção, bem como manutenção e limpeza que foram adotados como adequados para o pleno funcionamento do dispositivo.

1.3 ESTRUTURA DO ESTUDO

Este trabalho é composto por, além da introdução, outros cinco capítulos.

O capítulo seguinte apresenta a revisão bibliográfica referente à drenagem urbana, englobando os efeitos da urbanização, a gestão da drenagem urbana e as medidas utilizadas para contornar seus efeitos. O capítulo 3 apresenta um apanhado de legislações quanto às declividades de projeto e o emprego de bombeamento na drenagem urbana.

O capítulo 4 apresenta a metodologia adotada, enquanto o capítulo 5 apresenta a área estudada e a aplicação do método. No capítulo 5 são apresentados os resultados a discussão dos mesmos. No capítulo 6 são apresentadas as conclusões e recomendações.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta os fatores que levaram à insuficiência do sistema de drenagem existente hoje, bem como diferentes abordagens e medidas de controle para a mitigação dos problemas decorrentes. São abordados os efeitos da urbanização, as diferentes abordagens de gestão urbana, os tipos de medidas de controle para o escoamento e um apanhado sobre drenagem em áreas planas e a utilização de bombas em bacias de retenção.

2.1 EFEITOS DA URBANIZAÇÃO NA DRENAGEM URBANA

Este item trata sobre o processo de urbanização e sobre seus efeitos sobre a drenagem urbana, bem como sobre os aspectos qualitativos da água e sociais.

2.1.1 O processo de urbanização

O processo de urbanização observado no século XX é caracterizado pelo surgimento de grandes aglomerações urbanas. De acordo com Fujimoto (2002), os problemas ambientais que surgem nessas áreas mostram as formas degradantes das relações do homem com a natureza, acentuadas em áreas densamente ocupadas. Em países periféricos, o crescimento econômico não acompanhou o crescimento urbano, levando ao surgimento de cidades com grandes deficiências em empregos e serviços e uma acentuada degradação ambiental devido, entre outros aspectos, ao desmatamento, à ineficiência do saneamento básico e às inundações.

Segundo Almeida (1993, apud FUJIMOTO, 2002), no espaço urbano é observado o consumo diferenciado do espaço habitacional, que reflete as condições dos diversos segmentos sociais de pagarem o seu valor aos detentores do capital imobiliário. Resulta disso a ocupação diferenciada do espaço, em que aqueles com maior poder aquisitivo podem escolher o melhor local para sua moradia, restando às classes mais baixas as terras mais baratas ou terras fora do mercado de terras.

Na ausência de uma efetiva política de uso e ocupação do solo, constatou-se que a maioria dos problemas físicos no município de Porto Alegre é decorrente da forma como tem ocorrido a ocupação de áreas inadequadas e sem infraestrutura adequada, como cabeceiras de drenagem, vertentes altamente suscetíveis a movimentos de massa, fundos de vale e várzea (ORLANDO FILHO; GUIGNO, 1994 apud FUJIMOTO, 2002)

Porto et al. (2007) resumem os efeitos sobre a drenagem urbana das consequências do processo de urbanização, conforme apresentado na Tabela 1.

Tabela 1 – Causas e efeitos da urbanização sobre a drenagem urbana.

Causas	Efeitos
Impermeabilização	Maiores picos e vazões
Redes de drenagem	Maiores picos a jusante
Lixo	Degradação da qualidade da água Entupimento de bueiros e galerias
Redes de esgoto deficientes	Degradação da qualidade da água Moléstias de veiculação hídrica Inundações: consequências mais sérias
Desmatamento e desenvolvimento indisciplinado	Maiores picos e volumes Maior erosão Assoreamento em canais e galerias
Ocupação das várzeas	Maiores prejuízos Maiores picos Maiores custos de utilidades públicas

(Fonte: adaptado de Porto et al., 2007)

2.1.2 Alteração do balanço hídrico

O crescimento de áreas urbanas observado nas últimas décadas vem substituindo a cobertura natural do solo por superfícies pouco permeáveis e, ainda, vem substituindo o sistema de

drenagem natural por redes de drenagem artificiais, impactando diretamente no ciclo natural da água.

O balanço hídrico, segundo Tucci (2007a) e Butler e Davies (2004), é um processo no qual a água precipitada sobre uma superfície natural retorna para a atmosfera por meio da evaporação e da transpiração vegetal, enquanto outra parcela da água infiltra no solo e o excedente fica sobre a superfície. Tanto a água infiltrada quanto a superficial tendem a encontrar um caminho para os rios: a infiltrada pode retornar à superfície recarregando-os ou pode ficar armazenada nos aquíferos, enquanto a excedente é escoada sobre o terreno formando caminhos preferenciais até alcança-los.

O desenvolvimento urbano, então, altera esse balanço, impermeabilizando as superfícies naturais ao substituí-las por pavimentos e telhados e, portanto, aumentando a proporção de escoamento superficial em relação à infiltração. Como consequência, além de reduzir a recarga de aquíferos, a água passa a escoar em maior volume e com maior facilidade sobre as superfícies artificiais, sendo encaminhada por meio-fio e coletores para condutos a fim de conduzi-la mais rapidamente para jusante. Dessa forma, aumenta o volume de água que chega aos rios durante ou logo após o evento de chuva e, portanto, o tempo de concentração será menor que o natural, e a vazão de pico será maior. A Figura 1 ilustra o impacto da urbanização sobre o ciclo natural da água.

O tempo de concentração é definido por Tucci (2007a) como o tempo que leva o escoamento superficial se deslocar do ponto mais extremo até a seção de saída da bacia hidrográfica, e serve como indicativo da velocidade do escoamento. A vazão de pico é a maior vazão afluente ao corpo d'água receptor devido ao evento de chuva observado. A impermeabilização causa a redução desse tempo e o aumento dessa vazão, principalmente quando são construídos condutos e canais que aumentam a velocidade do escoamento.

Figura 1 – Efeitos da urbanização sobre o ciclo natural da água.



(Fonte: www.melbournewater.com.au, tradução da autora)

A Organização Mundial de Saúde (OMS) (WORLD HEALTH ORGANIZATION, 1991) ratifica que a remoção da vegetação e a redução da capacidade do solo de reter água e de resistir à erosão, bem como a substituição de áreas em que a água pode infiltrar no solo por áreas cobertas por telhados e arruamentos, aumentam o volume de chuva a ser removido por meio de drenagem. Além disso, discorre que terrenos com baixa elevação naturalmente armazenam o volume precipitado em tempestades até que seja gradualmente drenado. Quando nessas áreas baixas há habitações, uma consequência pode ser a transferência da inundação para outras áreas. Outras consequências do desenvolvimento de áreas residenciais, quando mal planejado, é a obstrução de sistemas de drenagem existentes e a ocupação de áreas que seriam necessárias futuramente para obras de drenagem.

2.1.3 Efeitos na qualidade da água

A urbanização traz consigo a maior emissão de poluentes e a maior produção de resíduos sólidos. Como consequência, a água pluvial pode ser contaminada pela poluição atmosférica, pela lavagem de superfícies urbanas ou de depósitos de conteúdos contaminados, e ainda

carregar consigo resíduos sólidos descartados indevidamente que podem obstruir a rede de drenagem. Os principais poluentes encontrados no escoamento superficial urbano são sedimentos, nutrientes, hidrocarbonetos de petróleo, bactérias e vírus patogênicos. Observa-se ainda, que, geralmente, nos primeiros 25 mm de chuva se concentram 95% da carga poluente (TUCCI, 2007a). Essa primeira parcela do escoamento superficial durante os eventos de precipitação é conhecida como *first flush*. A alta concentração de poluentes ocorre devido à remoção dos poluentes acumulados na superfície da área de contribuição desde o último evento de chuva e ao carregamento dos sedimentos depositados ao fundo dos condutos da rede de drenagem (BUTLER; DAVIES, 2004).

A rede de esgoto ainda, pode ser separadora absoluta, quando o esgoto pluvial é segregado do esgoto sanitário, ou pode ser misto ou unitário, quando não há separação. O sistema misto tem como vantagem menores custos de implantação e como principal desvantagem a proliferação de doenças na ocorrência de inundações acima da capacidade da rede. O sistema separador tem como vantagem o maior controle sobre a qualidade da água, e tem como desvantagem, além do maior custo de implantação, a contaminação por ligações irregulares (TUCCI, 2007a).

A deficiência do sistema de saneamento básico nas cidades transforma praticamente todos os córregos urbanos em condutores de esgoto a céu aberto e, por consequência, as inundações e os alagamentos trazem consigo doenças decorrentes do contato com a água contaminada pela população diretamente afetada, tais como leptospirose, febre tifoide e hepatite (CANHOLI, 2014). Souza e Romualdo (2009) verificaram que a maioria dos moradores entrevistados de uma área de risco de inundações já havia manifestado doenças de pele decorrentes do contato com a água extravasada de um canal contaminado por efluentes industriais e residenciais.

2.1.4 Aspectos sociais

A acelerado processo de ocupação urbana, associado à falta de planejamento e à consequência existência de ocupações irregulares, levou a inúmeros problemas socioambientais, implicando na queda da qualidade ambiental e de vida da sociedade (SOUZA, G. M.; ROMUALDO, 2009).

A urbanização desordenada acaba levando populações de menor poder aquisitivo a habitarem áreas impróprias e sem infraestrutura adequada, como encostas e áreas de várzea. Como consequência, essa população acaba ficando exposta a eventos de deslizamento de terra e de alagamentos e inundações.

Tucci (2007a) classifica os prejuízos causados por inundações em tangíveis e não tangíveis. Os prejuízos tangíveis são os danos físicos e financeiros, como perda da mobília e de equipamentos, enquanto os intangíveis referem-se a perdas que não possuem valor monetário, tal como a perda de vida ou de obras e prédios históricos.

Entre os prejuízos intangíveis, ainda é possível elencar a perda de qualidade de vida e de saúde. Souza e Romualdo (2009) analisaram a percepção socioambiental de moradores quanto a problemática das enchentes no bairro Jardim Natal em Juiz de Fora, Minas Gerais, afetado regularmente por inundações de um córrego em períodos chuvosos. As entrevistas realizadas revelaram imenso descontentamento com a situação de risco na qual os moradores se encontram. Os moradores mais afetados pelas inundações do córrego expressaram seu desejo de ser remanejado pela prefeitura para outras áreas da cidade. O estudo evidencia o descaso do poder público no local, uma vez que os moradores, contribuintes do Imposto Predial e Territorial Urbano (IPTU), tomaram medidas junto à prefeitura municipal, mas não obtiveram nenhuma resposta dos órgãos competentes, passando a realizar obras de mitigação por conta própria. A questão da saúde relaciona-se fortemente com a qualidade da água (item 2.1.3).

Prejuízos e transtornos causados por enchentes são um dos grandes entraves ao desenvolvimento contínuo da sociedade. Deste modo, tem-se buscado uma solução efetiva para o seu controle. O controle de enchentes pode ser entendido como o conjunto de medidas que busca reduzir seus impactos ou neutralizar suas consequências da ação entrópica que tende a agravar e aumentar a frequência de tais eventos (CSOBI, 2011). Essas medidas de controle são detalhadas no item 2.3.

2.2 GESTÃO DA DRENAGEM URBANA

A gestão da drenagem urbana no Brasil é, em geral, de responsabilidade de cada município, o que acaba dificultando a gestão dentro das bacias hidrográficas como um todo. Como expressado pela OMS,

“Melhorias no sistema de drenagem em uma área estão estreitamente relacionadas a problemas de drenagem em outros pontos, e são melhor planejadas dentro do contexto da cidade como um todo, ou, ao menos, da bacia como um todo. A melhor drenagem em uma localidade significa que a água superficial escoar mais rapidamente, impondo grande carga sobre a capacidade do sistema a jusante. Ao mesmo tempo, melhorias na drenagem em nível local podem ser de pequena serventia se a água retorna devido à insuficiência de drenagem a jusante.” (WORLD HEALTH ORGANIZATION, 1991)

Há dois tipos de abordagem de gestão de drenagem urbana: a tradicional (ou higienista) e a alternativa (ou ambientalista, sustentável, compensatória). A primeira tem como princípio escoar o mais rapidamente possível a água precipitada, enquanto a segunda busca manter as condições pós-urbanização o mais próximo possível das condições pré-urbanização. A seguir esses dois tipos de abordagens são tratados.

2.2.1 Abordagem tradicional ou higienista

Como apresentado no item 1, a crescente urbanização levou à impermeabilização do solo e, conseqüentemente, ao aumento da vazão escoando superficialmente. A solução adotada para o excesso de água superficial foi transportá-la para jusante, sem recuperar as funções de infiltração e armazenamento do solo e sem considerar os efeitos a jusante.

Por décadas no mundo e no Brasil foi exercido o “conceito de canalização”, prática de canalização convencional voltada à implantação de galerias e canais de concreto, retificação de traçados, aumento de declividades de fundo e outras intervenções que visam promover o afastamento rápido dos escoamentos e o aproveitamento dos fundos de vale como vias de tráfego, tanto laterais aos canais como sobre eles (CANHOLI, 2014).

O princípio equivocado que tem levado à prática de canalização convencional é a de que a melhor drenagem é aquela que escoar a água precipitada o mais rápido possível para jusante. Dessa forma, a vazão de saída de novos loteamentos já entra em uma rede de drenagem sobrecarregada, e o poder público tem um entendimento errôneo de que deve-se ampliar a

rede de drenagem a fim de receber o escoamento excedente (TUCCI, 2007a). Esse tipo de solução adotada é, em geral, de caráter localizado, sem levar em consideração a bacia como um todo. Os trechos de rede, ao serem ampliados, reduzem os prejuízos das áreas afetadas mas, devido a transferência de vazões, agravam os problemas a jusante (CANHOLI, 2014).

O cenário criado com a falta de integração do gerenciamento da drenagem urbana e a transferência de vazões se agrava mais ao observar o processo de urbanização ao longo de uma bacia hidrográfica. Geralmente a urbanização ao longo da bacia ocorre de jusante para montante, aumentando a vazão afluente nas regiões de jusante. Para evitar alagamentos, o núcleo urbano a jusante constrói redes de drenagem. À medida que novos núcleos urbanos surgem a montante, a transferência de vazões faz com que a capacidade do sistema de drenagem das áreas a jusante seja superada. Nessa situação a população perde duas vezes com investimentos altos e o aumento das inundações, pois a solução para compatibilizar as capacidades torna-se difícil ou até mesmo inviável (TUCCI, 2007a; CANHOLI, 2014).

2.2.2 Abordagem alternativa ou sustentável

A abordagem alternativa, sustentável ambiental ou, ainda, compensatória vem sendo adotada à medida que são constatados os efeitos negativos da abordagem tradicional, ou quando não há mais soluções viáveis através da antiga abordagem.

Segundo Hoban, Eadie e Rowlands (2007), as avaliações de engenharia do governo local baseiam-se em diretrizes e padrões relativamente rígidos, que evoluíram buscando balancear diversos conflitos e objetivos entre diferentes aspectos do desenvolvimento, como saneamento, paisagismo e infraestrutura rodoviária, e na minimização de riscos para a autoridade local nos termos de custo de manutenção, aceitação da comunidade e responsabilidade civil. Dessa forma, integrar novas tecnologias aos padrões correntes encontram desafios chave, como a resistência organizacional em mudar e lidar com incertezas, avaliação integrada em atividades multidisciplinares, aceitação da comunidade e desenvolvimento de soluções padronizadas.

De acordo com Zhou (2014), as técnicas de sistemas de drenagem sustentáveis são recomendadas e aplicadas em muitas partes do mundo, onde a terminologia pode variar em diferentes regiões, embora a filosofia seja semelhante. Exemplos de aplicação de medidas

não-convencionais na drenagem urbana ao redor do mundo são os Sistemas de Drenagem Urbana Sustentáveis (*Sustainable Urban Drainage Systems*, SUDS) do Reino Unido, o Desenvolvimento de Baixo Impacto (*Low Impact Development*, LID) dos Estados Unidos e o Projeto Urbano Sensível à Água (*Water Sensitive Urban Design*, WSUD) da Austrália.

2.2.2.1 WSUD

O Projeto Urbano Sensível à Água (*Water Sensitive Urban Design*, WSUD) é amplamente adotado na Austrália como uma tentativa de mitigar os impactos do desenvolvimento urbano sobre o ciclo natural da água e de envolver a comunidade na gestão ambiental (HOBAN, A.; EADIE, M.; ROWLANDS, 2007), integrando as ciências sociais e físicas a fim de propor um gerenciamento abrangente para águas urbanas em busca de uma solução integrada para o problema (MIGUEZ, M. G.; VORÓL, A. P; REZENDE, 2015)

O WSUD pode ser aplicado em diversas escalas, desde o nível de lote ao nível regional, e tem como objetivos gerais reduzir a demanda por água potável através do reuso de águas pluviais, minimizar a descarga de esgoto pluvial em corpos d'água mimetizando o ciclo natural da água o mais próximo possível e promover a qualidade da água escoada. Algumas das soluções utilizadas pelo WSUD são tanques de água pluvial, jardins de chuva (*rain gardens*), bacias de sedimentação, áreas úmidas (*wetlands*) e valetas de infiltração e retenção (*swales*) (MELBOURNE WATER, [s.d.]).

2.2.2.2 SUDS

Uma forma de reverter os efeitos negativos da abordagem clássica de drenagem urbana é o Sistema de Drenagem Urbana Sustentável (SUDS), adotada pelo Reino Unido. De acordo com Butler e Davies (2004), esse sistema consiste em drenar áreas desenvolvidas de formas mais naturais, utilizando a capacidade de infiltração e de armazenamento de elementos como trincheiras de infiltração e reservatórios.

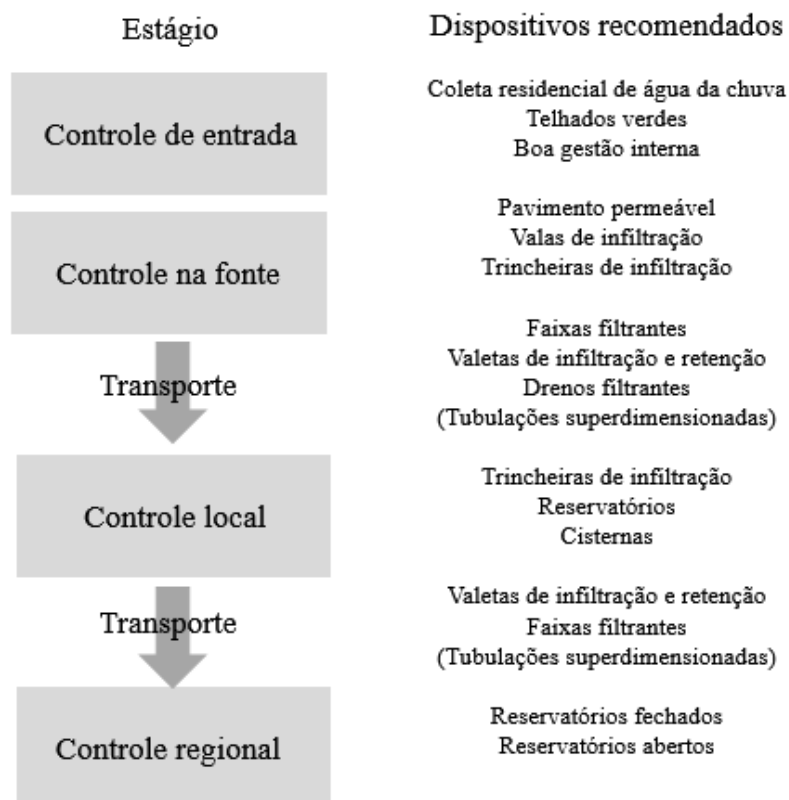
O SUDS propõe a redução de problemas de qualidade e quantidade de água e também a maximização de oportunidades de revitalização do espaço urbano e incremento da biodiversidade (MIGUEZ, M. G.; VORÓL, A. P; REZENDE, 2015). CIRIA (2015) apresenta as quatro principais categorias de benefícios que podem ser atingidas com o SUDS: quantidade de água (gerenciamento de risco de inundação, proteção do ciclo natural d'água),

qualidade da água (gerenciamento da qualidade do escoamento para prevenir poluição), bem-estar (criação e manutenção de locais melhores para as pessoas) e biodiversidade (criação e manutenção locais melhores para a natureza).

Ainda de acordo com Butler e Davies (2004), os efeitos primários dessa nova abordagem consistem na redução da velocidade e da vazão de pico do escoamento urbano, o que reduz inundações e erosão nos corpos d'água que recebem essa descarga. Como resultado, em alguns casos haverá menos descarga na rede de drenagem, levando à redução do escoamento superficial de forma que serão necessários menos tubulações e de menores dimensões, ou os existentes tenderão a atingir menos o limite de sua capacidade. Em casos mais avançados, seriam dispensadas as redes artificiais, uma vez que a drenagem ocorreria de forma mais natural. Outros benefícios citados são a melhoria na qualidade da água, uma vez que a maior infiltração e redução de velocidade leva à redução de erosão, a preservação da vegetação e a recarga de água subterrânea.

A sequência recomendada de soluções, com os dispositivos indicados, por Butler e Davies (2004) é apresentada na Figura 2. Dá-se preferência para as soluções mais ao topo do diagrama, porém, se as necessidades de drenagem não podem ser supridas em dado estágio, deve-se adotar o estágio abaixo.

Figura 2 – Sequência de gestão de águas superficiais no SUDS.



(Fonte: adaptado de Butler e Davies, 2004)

2.2.2.3 LID

O Desenvolvimento de Baixo Impacto (*Low Impact Development, LID*) é definido como uma estratégia de gerenciamento de drenagem urbana que busca mitigar os impactos do aumento do escoamento e da poluição pluvial ao lidar com o escoamento o mais próximo possível de sua fonte (CREDIT VALLEY CONSERVATION AUTHORITY, 2010). O LID busca compreender e reproduzir o comportamento hidrológico pré-urbanização, a partir de paisagens multifuncionais na malha urbana, a fim de permitir a recuperação das características de infiltração e detenção da bacia natural (MIGUEZ, M. G.; VORÓL, A. P; REZENDE, 2015).

Os princípios chave para o desenvolvimento de baixo impacto são utilizar o sistema natural como base para o planejamento, focar na prevenção da geração de escoamento superficial, tratar águas pluviais o mais próximo possível da fonte, criar ambientes multifuncionais e educar para preservar o sistema (CREDIT VALLEY CONSERVATION AUTHORITY, 2010).

Em vez de apenas tentar reduzir a vazão de pico, o LID busca manter a vazão de pré-desenvolvimento. Em contraste com a abordagem tradicional, a abordagem LID defende um planejamento mais cuidadoso do espaço durante as fases de projeto, empregando dispositivos de infiltração, evapotranspiração ou armazenamento, a fim de preservar áreas não perturbadas pelo desenvolvimento urbano. Em áreas já desenvolvidas busca-se reduzir os impactos a fim de reduzir o volume escoado e a carga de poluentes. Onde intervenções são necessárias, busca-se reduzir os impactos sobre o solo, a vegetação e o sistema hidrológico do local. Medidas como valetas gramadas, áreas de biorretenção, telhados verdes e pavimentos permeáveis reduzem a área impermeável efetiva, e são adotadas nessa abordagem (CREDIT VALLEY CONSERVATION AUTHORITY, 2010; DIETZ, 2007).

2.2.2.4 Limitações da abordagem alternativa ou sustentável

Andoh e Iwugo (2002) destacam a complexa legislação no Reino Unido, onde muitas autoridades estavam envolvidas nas decisões acerca dos rumos do gerenciamento da drenagem urbana e as responsabilidades quanto à operação e à manutenção dos dispositivos de drenagem não estavam claramente definidas. Já Roy et al. (2008) e Morison e Brown (2011) destacam a ausência de legislação nacional para o controle da drenagem urbana nos Estados Unidos e na Austrália, que gera inconsistência nas políticas de gerenciamento nas diferentes jurisdições, sejam elas municipais ou estaduais, o que torna a proteção à saúde e à segurança humana, bem como aos mananciais, ineficaz. Para Roy et al. (2008), não é necessário haver uma estrutura legal, mas é essencial superar discrepâncias institucionais e formular uma abordagem integrada para o gerenciamento de drenagem urbana, afim de viabilizar o gerenciamento a nível de bacia hidrográfica.

Morison e Brown (2011) avaliaram variáveis socioeconômicas associadas ao comprometimento com a sustentabilidade na drenagem urbana. Concluíram que municípios com maiores avanços econômicos tendem a aumentar o nível de comprometimento institucional com abordagens sustentáveis de drenagem urbana. Municípios com condições econômicas mais baixas e com organizações ambientais inexistentes ou negligenciadas tendem a ter baixo comprometimento com a implantação de medidas sustentáveis.

De acordo com Zhou (2014), as técnicas aplicadas à drenagem urbana sustentável impactam na vazão, mas a redução do volume d'água escoado é muito limitado em eventos extremos e é muito sensível a condições locais, sendo influenciado pela intensidade e duração do evento de

precipitação e pela cobertura do solo. Em áreas altamente urbanizadas e com sistema de drenagem convencional implantado em condições hidrogeológicas desfavoráveis, segundo Andoh e Iwugo (2004), as soluções propostas seriam diferentes daquelas desenvolvidas para áreas em desenvolvimento com boas condições hidrogeológicas. Nesses casos, as soluções podem se centrar na implantação de medidas estruturais compactas adaptadas à infraestrutura já existente, pois uma grande barreira encontrada em áreas com alta densidade urbana é o espaço disponível para a implantação de medidas sustentáveis, uma vez que essas intervenções requerem áreas amplas (GEOSYNTEC CONSULTANTS, 2010 apud BARBOSA, FERNANDES e DAVID, 2012)). Isso pode levar a práticas que não retenham o escoamento, como dispositivos de infiltração ou a grandes áreas destinadas a detenção sem infiltração. Deve-se observar que em algumas condições pode não ser recomendado o uso de dispositivos de infiltração devido ao risco de contaminação de águas subterrâneas (DIETZ, 2007).

No Brasil são poucas as situações em que essas medidas não-convencionais foram implantadas em áreas urbanas, devido à percepção de que existe pouco espaço disponível para a implantação desse tipo de solução, à falta de planejamento e à exigência de sistemas convencionais de drenagem de águas pluviais nas legislações anteriores (CANHOLI, 2014). Para a maior disseminação da adoção de medidas não-estruturais, é necessário um projeto que integre aspectos técnicos, sociais, ambientais, econômicos, legais e institucionais (ZHOU, 2014).

2.3 MEDIDAS DE CONTROLE DO ESCOAMENTO

As medidas de controle do escoamento utilizadas para mitigar os efeitos da urbanização e da gestão de drenagem tradicional podem ser classificadas, de acordo com sua ação na bacia hidrográfica, em

- a) Distribuída ou na fonte;
- b) Na microdrenagem;
- c) Na macrodrenagem.

O manual de drenagem urbana de Porto Alegre (DEP, 2005a) define que drenagem na fonte corresponde à drenagem que ocorre em lotes, condomínios, estacionamentos, áreas comerciais, parques e passeios, enquanto a microdrenagem envolve o sistema de condutos

pluviais ou canais em um loteamento ou a rede primária urbana, e a macrodrenagem corresponde ao projeto de drenagem de áreas urbanas maiores que 1 km², com sistemas coletores de diferentes sistemas de microdrenagem.

De acordo com Tucci e Genz (1995), essas medidas de controle ainda podem ser organizadas de acordo com sua ação sobre o hidrograma em cada uma das partes da bacia, em

- a) **Infiltração e percolação:** utilização do armazenamento e do fluxo subterrâneo para retardar o escoamento superficial e buscar recuperar as funções hidrológicas naturais da área, não sendo recomendado para áreas em que a contaminação pluvial seja alta ou que o lençol freático seja muito alto;
- b) **Armazenamento:** utilização de reservatórios para reter parte do escoamento superficial, reduzindo a vazão de pico e distribuindo a vazão ao longo do tempo;
- c) **Aumento da eficiência do escoamento:** utilização de condutos e canais para drenar o escoamento superficial. Esse tipo de solução pode causar a transferência de enchentes para outras áreas, mas pode ser benéfico quando combinado com reservatórios;
- d) **Diques e estações de bombeamento:** solução tradicional para áreas em que não há espaço para amortecimento de inundações.

2.3.1 Medidas de controle distribuídas ou na fonte

As medidas distribuídas em lotes, estacionamentos, parques e passeios são denominados de controle na fonte, e têm como principais funções aumentar a área de infiltração e percolação e armazenar temporariamente o escoamento gerado em reservatórios residências ou telhados (TUCCI, C. E. M.; GENZ, 1995). Algumas medidas de controle na fonte já foram citadas no item 2.2.2, e são apresentadas a seguir, de acordo com Tominaga (2013):

- a) **Trincheira de infiltração e detenção:** Têm como vantagens a redução do volume escoado devido à infiltração, a detenção temporária e criação de áreas permeáveis quando implantada em calçadas e outras áreas impermeáveis. Suas desvantagens estão relacionadas à necessidade de manutenção periódica para evitar a colmatação, às restrições de eficiência em áreas com declividades acentuadas e possibilidade de contaminação de águas subterrâneas.
- b) **Poços de infiltração:** dispositivos de infiltração semelhantes à trincheira de infiltração, porém com configuração pontual. Têm como vantagens a redução do volume escoado devido à infiltração, ocupar pequenos espaços e ser discreto, boa utilização em áreas com solo superficial pouco

permeável e camadas profundas com maior capacidade de infiltração. Suas desvantagens devem-se à necessidade de manutenção periódica para evitar a colmatação, à restrição de eficiência em áreas com declividades acentuadas, ao risco de contaminação de águas subterrâneas e à baixa capacidade de armazenamento.

- c) **Valas vegetadas:** depressões escavadas no solo para armazenamento e infiltração de águas pluviais geradas em áreas adjacentes. Têm como vantagens proporcionar processos de evapotranspiração e infiltração, deter temporariamente as águas pluviais melhorando sua qualidade e ter baixo custo de construção. Suas limitações devem-se a restrições em áreas com declividades acima de 2% e a recomendação de manter uma distância vertical de 1 m de zonas saturadas para evitar contaminação de águas subterrâneas, além da possibilidade de estagnação das águas e de proliferação de vetores e mau cheiro.
- d) **Pavimentos permeáveis com reservatório:** dispositivos de infiltração e armazenamento de água pluvial gerado pelo pavimento. Têm como vantagens deter temporariamente as águas, poder infiltrar águas pluviais com melhoria da qualidade devido a ação de filtração do corpo do pavimento, melhoria funcional do pavimento por redução de poças d'água, possibilidade de redução ou eliminação do sistema de drenagem tradicional e não requerer espaços específicos para sua implantação. Suas maiores limitações são o risco de contaminação das águas subterrâneas por substâncias não filtráveis, a possibilidade de colmatação do pavimento e consequente necessidade de manutenção periódica
- e) **Telhados verdes:** cobertura vegetal sobre edificações, que retarda o escoamento pluvial gerado na própria edificação. Têm como vantagens deter temporariamente as águas pluviais, proporcionar a evapotranspiração da água e fornecer proteção térmica aos edifícios, podendo ser implantado em edifícios já existentes desde que sejam verificadas as condições estruturais e de impermeabilização. Têm como desvantagens o aumento da manutenção dos telhados em relação aos tradicionais e a baixa eficiência para eventos de chuva intensa ou prolongada.
- f) **Jardins de chuva/biorretentores:** núcleos vegetados para retenção de água, que retardam e/ou reduzem o escoamento pluvial gerado em área adjacente. Têm como vantagens a valorização do espaço pelo paisagismo, a detenção temporária das águas com possibilidade de infiltração e a melhoria na qualidade da água. Têm como desvantagens a impossibilidade de utilizar grandes áreas de contribuição, necessitar de cerca de 5% da área de contribuição para implantação, se suscetível a colmatação e ter o custo de implantação elevado.
- g) **Microdetenções e cisternas:** dispositivos de armazenamento de água pluvial que retardam e/ou reduzem o escoamento de áreas impermeáveis. Têm como vantagens a possibilidade de reaproveitamento da água armazenada, a redução da vazão de pico e a possibilidade de ocupar áreas mínimas caso seja enterrado. Por outro lado, necessita de manutenção periódica e possui altos custos de instalação caso seja enterrado.

2.3.2 Medidas de controle na microdrenagem

A medida de controle do escoamento aplicado tradicionalmente na microdrenagem é a de drenar o escoamento através de condutos pluviais até um coletor principal ou um riacho urbano. Esse tipo de solução acaba transferindo essa vazão para jusante, podendo causar o esgotamento da capacidade dos troncos principais da macrodrenagem. Uma forma de evitar essa transferência de vazão é a utilização de amortecimento do volume gerado, por meio de tanques e pequenos reservatórios abertos ou enterrados. Soluções na microdrenagem tem como vantagem, em relação ao controle na fonte, o menor custo de operação e manutenção, bem como a maior facilidade para administrar e construir, mas encontra como entrave a dificuldade de entrar áreas adequadas fisicamente e financeiramente para sua aplicação. O amortecimento na microdrenagem pode ter como objetivo controlar a vazão máxima, controlar o volume e controle de material sólido (TUCCI, C. E. M.; GENZ, 1995).

2.3.3 Medidas de controle na macrodrenagem

As medidas de controle na macrodrenagem, que abrangem intervenções a nível de coletores principais da rede de drenagem a bacias hidrográficas, podem ser estruturais ou não estruturais.

Medidas de controle estruturais são aquelas em que são realizadas modificações no rio ou na bacia hidrográfica através de obras de engenharia, a fim de evitar os prejuízos causados pelas inundações. Essas medidas podem ser classificadas, ainda, em extensivas ou intensivas. As medidas estruturais extensivas atuam distribuídas sobre a bacia hidrográfica, englobando o controle de erosão do solo e a recomposição da cobertura vegetal. Já as intensivas atuam diretamente sobre os rios, e podem ser de aceleração do escoamento, de retardamento de fluxo, de desvio do escoamento ou de proteção individual: edificações a prova de enchentes a partir do zoneamento (CANHOLI, 2014; TUCCI, 2007a).

De acordo com Tucci (2007a), como medidas estruturais não são projetados para dar uma proteção completa, pois isto seria fisicamente e economicamente inviável, elas podem criar uma falsa sensação de segurança. Essa falsa sensação de segurança pode ter como resultado a ocupação de áreas inundáveis, que pode culminar em danos significativos em caso de eventos

de chuva superiores aos de projeto. Dessa forma, medidas não-estruturais, em conjunto com as estruturais ou separadas, podem reduzir os prejuízos com um custo menor.

As principais medidas não-estruturais são de cunho preventivo (TUCCI, 2007b), e procuram disciplinar a ocupação territorial. Isso reforça a ideia de que o desenvolvimento urbano deve ocorrer simultaneamente à gestão de drenagem urbana. As principais medidas não-estruturais são sistemas de previsão e alerta, zoneamento de áreas inundáveis e seguro de inundação.

2.4 DRENAGEM EM ÁREAS PLANAS

De acordo com a OMS (WORLD HEALTH ORGANIZATION, 1991), em áreas planas e com cotas baixas sujeitas a alagamentos, o maior problema deve-se ao nível relativamente alto do corpo receptor, que limita a declividade da rede e faz com que a água escoe lentamente por esta. Dessa forma, além da dificuldade em implantar redes de drenagem profundas onde o lençol freático é alto, pois o nível máximo do principal corpo receptor determina o nível mínimo do sistema de drenagem, os drenos devem ser relativamente amplos para alcançar uma capacidade satisfatória.

Terrenos planos há muito representam um desafio para os profissionais de drenagem pluvial. O desavio envolve a obtenção de declividades mínimas para a pavimentação de ruas e para as redes de drenagem, a fim de manter velocidades autolimpantes nas tubulações, o que geralmente resulta em tubulações de grandes diâmetros e em descargas finais da rede metros abaixo do nível da superfície. Dessa forma, descarregar efluentes somente pela ação da gravidade em corpos d'água pode se tornar laborioso, bem como o tratamento de águas pluviais para reduzir a vazão e remover poluentes. (HOBAN; EADEN; ROWLANDS, 2007).

Uma abordagem utilizada para lidar com essas questões é, segundo Hoban, Eadie Rowlands (2007), a construção de reservatórios profundos e abertos ao final de rede de drenagem, em que os condutos consigam descarregar os efluentes, mas é comum que o nível d'água no reservatório seja tal que os condutos ficam permanentemente retendo uma lâmina d'água. Além disso, geralmente o custo do sistema de drenagem é exorbitante devido ao diâmetro e à profundidade dos condutos; tubulações com lâmina d'água permanente são hidraulicamente ineficientes e podem se tornar zonas de deposição de sedimentos; e reservatórios profundos são associados a longos tempos de residência, o que pode favorecer a disseminação de plantas

aquáticas e de algas. Os autores sugerem, então, a utilização de bacias de biorretenção do escoamento superficial, antes que este chegue ao sistema de drenagem subterrâneo, que tem como vantagens o menor custo em relação aos reservatórios ao final da rede e a preservação dos componentes da rede drenagem convencional, e tem como desvantagem conflitos com instalações, acessos às propriedades e via de pedestres.

Walesh (2000) apresenta uma série de soluções propostas para problemas de alagamento em de Skokie, Illinois, Estados Unidos, um vilarejo cuja topografia e rede de drenagem apresentam declividades da ordem de 0,1 a 1%, com declividade predominante de 0,2%. A solução mais econômica proposta, e que foi efetivamente implementada, consistia no armazenamento de volumes na superfície das ruas, combinado com reguladores de vazão, reservatórios de armazenamento subterrâneo e rede coletora. Os reservatórios foram recomendados para reduzir o volume de água retida em vias em que a lâmina d'água sobre a superfície das ruas fosse tal que viesse a danificar as propriedades adjacentes. Os resultados dos estudos indicaram que o volume e a vazão de pico do extravasamento da rede de drenagem mista foram reduzidos, protegendo os residentes de eventos com tempo de retorno de 10 anos, porém, não havia indícios de redução da frequência de eventos de extravasamento.

Csobi (2011) dissertou sobre o amortecimento superficial nos sistemas de microdrenagem em regiões planas, onde propõe a eliminação de pontos baixos em detrimento da declividade e a utilização do leito das ruas para amortecer a vazão de pico por meio da translação da onda de cheia, demonstrando os resultados por meio de estudo de caso no município de Praia Grande, localizado no litoral sul de São Paulo. Vazões com TR de 5 anos foram amortecidos para vazões de TR de, em média, 2,9 anos, enquanto os de TR 10 anos foram amortecidos para 5,15 anos. Apesar da solução apontar diversos pontos a favor, o autor considera que sua aplicação implica em conhecimento e aceitação pública, pois de modo geral, apesar de a formação da lâmina d'água nas ruas ocorrer somente durante o evento de chuva, não é desejável por residentes que sua rua se encontre alagada.

2.5 MICROBOMBEAMENTO COM ENERGIA DE PAINÉIS FOTOVOLTAÍCOS

Reservatórios urbanos vêm sendo utilizados para amortecer acréscimo de escoamento superficial devido a impermeabilização e a canalização das áreas urbanas, podendo ser abertos e fechados e, ainda, dimensionados para manterem uma lâmina permanente de água (retenção) ou para secarem após o seu uso (TUCCI, 2007b). Há, ainda, reservatórios que combinam o armazenamento com a infiltração, porém, a utilização de dispositivos de infiltração não é recomendada caso a profundidade do lençol freático no período chuvoso seja menor que 1,20 m em relação à superfície infiltrante (URBONAS; STAHRÉ, 1993 apud. DEP, 2005a).

Detenções podem ser aplicadas segundo a situação e a conveniência das administrações municipais, podendo ser realizada em lote ou no âmbito das sub-bacias (CANHOLI, 2014), mas Urbonas (1993 apud CANHOLI, 2014) desaconselha a multiplicação de bacias de retenção em virtude das dificuldades e custos de inspeção, operação e manutenção, além da possibilidade de aumentar a vazão de pico se ocorrer simultaneidade dos hidrogramas de saída das bacias.

De acordo com o manual de drenagem urbana de Porto Alegre (DEP, 2005a), a altura do reservatório de armazenamento pode ser condicionada, em alguns casos, pela disponibilidade de cota para conexão do reservatório à rede de drenagem pluvial pública. Neste caso, há necessidade de projetar a cota de fundo do reservatório sempre acima da cota de conexão com a rede de drenagem pluvial pública, como medida para evitar possíveis inversões de fluxo no sistema. Considerando-se que a cota da rede de drenagem é estabelecida em função do nível máximo do principal corpo receptor, que é elevado em áreas com lençol freático superficial, e que o diâmetro da rede deve ser relativamente amplo para alcançar uma capacidade satisfatória em regiões planas (WORLD HEALTH ORGANIZATION, 1991), compreende-se que a profundidade de um reservatório nessas condições é bastante limitada.

Segundo CIRIA (2015), muitos esquemas do SUDS incluem estações de bombeamento, mas que estas devem ser a última opção e que devem ser permitidas somente em situações em que haja garantia de manutenção do sistema, e de acordo com Filho et al. (2014), a implantação de sistemas de bombeamento exige, além de cuidados especiais de operação e manutenção, gastos com energia. DEP (2005b) veta o uso de bombeamento como único meio extravasor

dos reservatórios de amortecimento, recomendando que a saída das águas do reservatório deve-se dar também por gravidade.

A adoção de sistemas fotovoltaicos de bombeamento de água pode ser uma alternativa para soluções em áreas afastadas ou sem energia elétrica ou, ainda, para soluções que buscam utilizar energias renováveis. Essa solução vem sendo aplicada com maior frequência para a irrigação de áreas agrícolas em períodos secos.

Hester, Nelson e Nussbaum (2008) avaliaram a utilização de um sistema de bombeamento solar para fins de irrigação subsuperficial. O sistema era capaz de irrigar uma área de 6 ha a uma vazão de $113 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$ com os painéis na posição horizontal, e $159 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$ com os painéis voltados para o sol manualmente três vezes por dia, sem baterias. Ao considerar os custos de implantação e operação e os descontos fornecidos por programas federais de incentivo ao uso de energia renovável, o sistema de bombeamento solar se mostrou sutilmente mais econômico do que o sistema tradicional em um horizonte de 20 anos. Além disso, ao substituir sistemas de bombeamento a gasolina, haveria uma economia de 11,36 L/d de gasolina e, considerando a utilização de bombeamento em 60 dias por ano e uma geração de 2,41 kg de CO_2 por litro de gasolina, haveria uma redução de aproximadamente 40 t de emissão de CO_2 em 25 anos.

Reza, Das e Mahmood (2012) afirmam que em Bangladesh há um grande potencial para o uso de energia solar, porém, a viabilidade econômica em relação às outras soluções acaba se tornando uma barreira para sua ampla utilização em bombeamento de água. Uma vez que essa é uma solução ecologicamente correta, a maior conscientização da população e uma melhor otimização do sistema, para que este seja economicamente mais eficiente, podem tornar o sistema mais aceitável na região.

Já de acordo com Chandel, Naik e Chandel (2015), na década anterior ao estudo houve significativo avanço no sistema de bombeamento de água fotovoltaico, com eficiências passando de 30% na primeira geração de bombas para 70% na segunda, aliada à redução dos custos. Os sistemas mais recentes, então, têm mostrado grande evolução em relação à eficiência e também às vazões bombeadas, que chegam a $250 \text{ m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$ a uma altura manométrica de até 200 m. Além disso, o valor das células fotovoltaicas, que representa o maior peso no custo do sistema, tem diminuído. Na Índia, em 2014 o custo por módulo era de

US\$ 0,59/Wp¹, enquanto em 2012 o custo era de US\$ 1/Wp. Ainda segundo os autores, o sistema de bombeamento solar é uma alternativa segura e economicamente viável a sistemas de bombeamento elétricos e a diesel para irrigação, apesar de seu alto custo de instalação, tendo potencial para ser utilizado para ser utilizado em recursos hídricos de áreas urbanas e rurais.

De acordo com o Atlas Brasileiro de Energia Solar (INPE, 2017), a adoção da energia solar fotovoltaica torna-se mais viável quanto mais cara for a tarifa de eletricidade convencional e quanto maior for o índice de irradiação anual da região, e a queda acentuada dos preços dos geradores solares fotovoltaicos nos últimos anos causou um crescimento exponencial da adoção desse tipo de energia a partir do final de 2016.

SILVA (2015) elenca desafios para a energia solar no Brasil. Dentre os desafios, está o elevado preço da energia elétrica gerada por fonte solar e a natureza intermitente desse tipo de fonte de energia, bem como aspectos tarifários e institucionais. O elevado preço da energia gerada por fonte solar deve-se principalmente ao custo na aquisição dos equipamentos necessários e, embora a redução a médio prazo na despesa com energia elétrica compense o investimento inicial, obter recursos para promover a instalação dos equipamentos é um limitador na realidade brasileira. A intermitência da fonte de energia solar deve-se à incidência de radiação solar sobre células fotovoltaicas somente em uma parte do dia, e ao elevado custo de armazenamento dessa energia. O autor sugere, como alternativa para a redução dos custos de equipamentos, peças e de baterias, o investimento de pesquisa e desenvolvimento nacional em energia solar.

¹ Watt-pico, unidade utilizada para avaliar a performance de painéis fotovoltaicos, que corresponde à máxima potência nominal de um painel solar sob condições padronizadas, como 1000 W/m² de irradiação e temperatura ambiente controlada (BRITISH PHOTOVOLTAIC ASSOCIATION, [s.d.]).

3 METODOLOGIA

O dimensionamento dos dispositivos de controle deve ser realizado observando o sistema de drenagem já instalado e as características do local, a fim de atingir as metas vislumbradas ou previstas pela legislação (CANHOLI, 2014). Dessa forma, para avaliar a aplicabilidade do microbombeamento em bacias de retenção a fim de aumentar sua capacidade de amortecimento em regiões de baixa declividade topográfica e com lençol freático próximo à superfície, inicialmente é necessário realizar uma caracterização da área afetada pela implantação de tal dispositivo. É, então, caracterizado o sistema de drenagem, a declividade dos arruamentos, a cobertura do solo, o tipo de solo, o nível do lençol freático e o índice de insolação. Além disso, é realizada uma análise hidrológica da área para a determinação da precipitação e da vazão de projeto.

A capacidade da bacia de retenção é avaliada em termos de período de retorno para a bacia sem e com bombeamento, com variação em volume adicional e em vazão de microbombeamento.

Os itens a seguir apresentam os métodos adotados neste estudo.

3.1 ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO

A área de contribuição para a bacia de retenção é delimitada conforme o escoamento em rede de esgotamento e na superfície. A área de contribuição correspondente à rede de esgotamento é definida através de dados da rede de esgoto pluvial, quando há segregação entre os esgotos, ou da rede de esgoto misto, quando não há segregação. Os dados referentes ao escoamento superficial são obtidos através de dados topográficos da região, como curvas de nível e pontos cotados ou modelos digitais do terreno (MDT).

3.2 RESERVATÓRIO SEM BOMBEAMENTO

O dimensionamento do reservatório sem bombeamento é detalhado nos itens abaixo. Foi adotado um período de retorno de 10 anos para o volume útil esperado para o reservatório, conforme os intervalos recomendados, de 5 a 10 anos, conforme DEP (2005a), e de 2 a 10 anos, de acordo com Canholi (2014), para obras de microdrenagem, e de 10 a 100 anos, conforme Canholi (2014) para a determinação do volume útil de bacias de retenção.

3.2.1 Disposição espacial

De acordo com o manual de drenagem urbana de Porto Alegre (DEP, 2005a), a altura do reservatório de armazenamento pode ser condicionada, em alguns casos, pela disponibilidade de cota para conexão do reservatório à rede de drenagem pluvial pública. Neste caso, há necessidade de projetar a cota de fundo do reservatório de forma adequada; ou seja, a cota de fundo do reservatório sempre deve ficar acima da cota de conexão com a rede de drenagem pluvial pública. Esta medida evita possíveis inversões de fluxo no sistema, isto é, que a água da rede pluvial entre no reservatório.

Sua área em planta é limitada pelo espaço disponível na região, bem como pela estrutura de sua laje de cobertura, uma vez que, a partir de determinadas dimensões, são necessários reforços na estrutura, o que eleva seu custo.

3.2.2 Capacidade de amortecimento

A capacidade de amortecimento do reservatório sem bombeamento é descrita na forma de período de retorno, e é determinada como descrita nos próximos itens.

3.2.2.1 Precipitação

Para a estimativa da precipitação, é necessário conhecer três grandezas que a caracterizam: intensidade, duração e frequência. Dessa forma, são utilizadas curvas de intensidade-duração-frequência (IDF) para a determinação da precipitação máxima. As curvas IDF são expressas por equações genéricas como apresentado em (1).

$$i_{max} = \frac{a \cdot TR^b}{(t_r + c)^d} \quad (1)$$

onde i_{max} : intensidade máxima da chuva, em mm/h;

TR : tempo de retorno, em anos;

t_r : duração da chuva, em min;

a, b, c e d : parâmetros determinados para cada local.

3.2.2.2 Vazão

A vazão deve ser determinada por modelos de transformação chuva-vazão. DEP (2005b) determina que os modelos a serem aplicados para a determinação das vazões contribuintes devem ser

- a) Método racional, para áreas contribuintes menores do que 200 ha;
- b) Método do hidrograma unitário do *Soil Conservation Service*, para áreas contribuintes maiores do que 200 ha.

A seguir é descrito o método racional, tendo em vista que, neste estudo, o método é aplicado para áreas contribuintes inferiores a 200 ha.

Método racional

O método racional, segundo Porto et al. (1997), é o método mais difundido para a determinação de vazões máxima em bacias com áreas de até 200 ha (DEP, 2005a) devido a sua simplicidade e os resultados geralmente satisfatórios. Ainda, segundo Porto, as seguintes características descrevem bacias pequenas:

- a) A chuva pode ser considerada uniformemente distribuída no tempo e no espaço;
- b) A duração da chuva normalmente excede o tempo de concentração da bacia;
- c) O escoamento superficial é devido, principalmente, ao escoamento sobre superfícies;

d) O processo de amortecimento nos canais é desprezível.

A vazão máxima, então pode ser estimada através das equações (2) a (4) (DEP, 2005a, 2005b).

$$Q_r = 2,78 \cdot C \cdot i \cdot A, \text{ para } A \leq 30 \text{ ha} \quad (2)$$

$$Q_r = 2,78 \cdot C \cdot i \cdot A^{0,95}, \text{ para } 30 < A \leq 50 \text{ ha} \quad (3)$$

$$Q_r = 2,78 \cdot C \cdot i \cdot A^{0,90}, \text{ para } 50 < A \leq 200 \text{ ha} \quad (4)$$

onde Q_r : vazão máxima, em l/s;

C : coeficiente de escoamento superficial ponderado;

i : intensidade de precipitação, em mm/h;

A : área de contribuição, em ha.

O coeficiente de escoamento superficial ponderado pode ser obtido através da expressão (6).

Os valores para o coeficiente de escoamento superficial são apresentados na Tabela 2.

$$C = \frac{\sum_{i=0}^n (A_i \cdot C_i)}{\sum_{i=0}^n A_i} \quad (5)$$

onde A_i : parcela da área de contribuição com superfície de cobertura i , em m²;

C_i : coeficiente de escoamento para superfície de cobertura i .

Tabela 2 – Valores do coeficiente de escoamento (C).

Superfície		C	
		Intervalo	Esperado
Pavimento	Asfalto	0,70 - 0,95	0,83
	Concreto	0,80 - 0,95	0,88
Calçadas		0,75 - 0,85	0,80
Telhado		0,75 - 0,95	0,85
Grama, solo arenoso	Plano (2%)	0,05 - 0,10	0,08
	Médio (2 a 7%)	0,10 - 0,15	0,13
	Alta (7%)	0,15 - 0,20	0,18
Grama, solo pesado	Plano (2%)	0,13 - 0,17	0,15
	Médio (2 a 7%)	0,18 - 0,22	0,20
	Alta (7%)	0,25 - 0,35	0,30

3.2.2.3 Volume de armazenamento

Para a determinação da capacidade de armazenamento, DEP (2005b) sugere a utilização do método da curva envelope. O método da curva envelope baseia-se na máxima diferença entre a curva de volume afluente ao reservatório e o fluxo de saída acumulado (Figura 3), que representa o volume necessário para armazenamento (DEP, 2005a) para o período de retorno do projeto, de 10 anos.

O volume afluente ao reservatório pode ser obtido através da expressão (6), enquanto o volume efluente pode ser calculado pela expressão (7). O volume efluente pode, ainda, ser limitado pelas dimensões comerciais empregadas nos descarregadores de fundo.

$$V_a = 60Q_r \cdot t_r \quad (6)$$

$$V_e = 60AQ_{pd} \cdot t_r \quad (7)$$

onde V_a : volume afluente ao reservatório, em m³;

Q_r : vazão de escoamento calculada pelo método racional, em m³.s⁻¹;

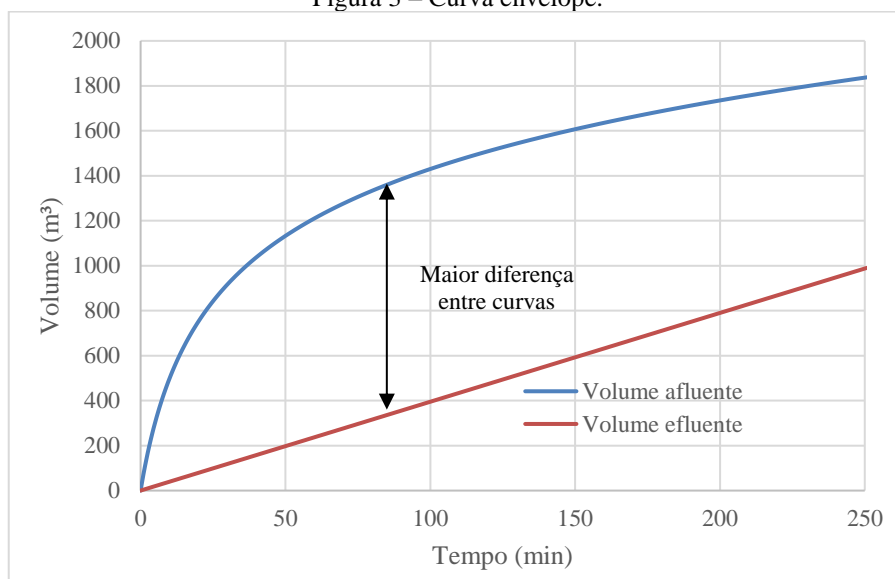
t_r : tempo de duração da precipitação, em min.

V_e : volume efluente ao reservatório, em m³;

A : área de contribuição, em ha;

Q_{pd} : vazão de pré-desenvolvimento,

Figura 3 – Curva envelope.

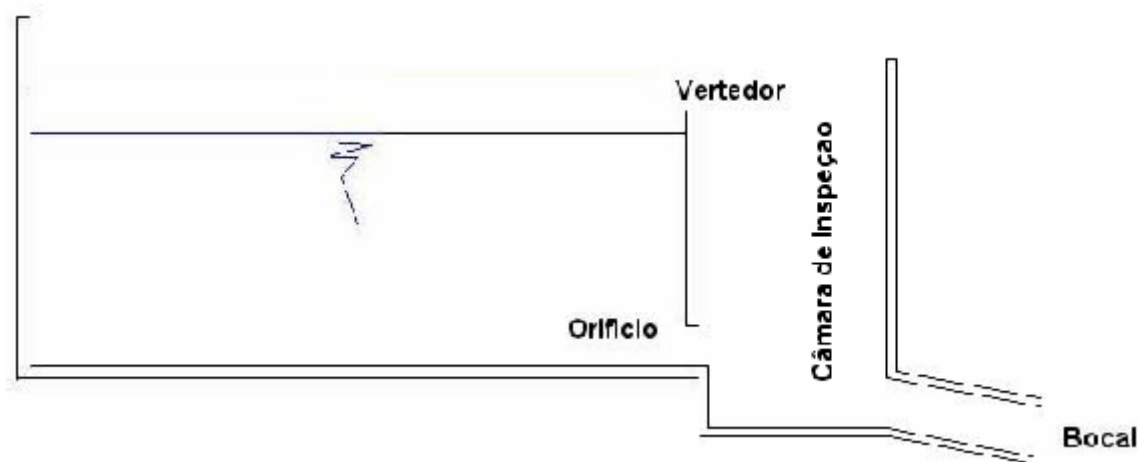


Fonte: autoria própria.

3.2.3 Mecanismos de extravasamento

Os mecanismos de extravasamento compreendem, no mínimo, um vertedor de emergência e um descarregador de fundo para o reservatório (DEP, 2005b). É adotada a configuração apresentada na Figura 4 para o reservatório.

Figura 4 – Configuração da bacia de detenção sem microbombeamento.



Fonte: DEP (2005a).

O vertedor de segurança deve permitir a passagem de toda a vazão máxima para um período de retorno igual ou superior ao de projeto, com lâmina d'água máxima de 0,20 m sobre sua crista. Esse dispositivo deve direcionar as águas excedentes para locais seguros. A equação de

dimensionamento de vertedores é dada pela expressão (8). A vazão de saída do vertedor pode ser limitada pela vazão de pré-desenvolvimento.

$$L_v = \frac{Q_{o,v}}{C_v(h_{max})^{1,5}} \quad (8)$$

onde L_v : largura do vertedor, em m;

$Q_{o,v}$: vazão de saída do vertedor, em $m^3 \cdot s^{-1}$;

C_v : coeficiente de descarga do vertedor, igual a 1,888 para vertedores de parede delgada e igual a 1,465 para parede espessa;

h_{max} : carga sobre o vertedor, em m.

A carga sobre o vertedor recomendada é de 5 m. A vazão de saída do vertedor deve ser calculada através da equação (2), (3) ou (4) utilizando a intensidade da precipitação obtida através da equação IDF (1) do local em estudo, para uma duração igual ao tempo de concentração, com tempo de retorno igual a 50 anos. O tempo de concentração deve ser calculado a partir da expressão (9).

$$t_c = \frac{5,474(n \cdot L)^{0,8}}{P_{24}^{0,5} \cdot S^{0,4}} \quad (9)$$

onde t_c : tempo de concentração, em min;

n : coeficiente de rugosidade de Manning

L : comprimento do talvegue ou da rede contribuinte, em m;

P_{24} : precipitação com 24h de duração e com período de retorno de projeto, em mm;

S : declividade, em m/m.

O coeficiente de rugosidade de Manning para superfícies de concreto é igual a 0,011, de acordo com DEP (2005a) citando SCS (1986).

O descarregador de fundo deve ser instalado no reservatório para permitir a liberação gradual da água armazenada (DEP, 2005a), e pode ser dimensionado a partir da expressão

$$A_{desc} = \frac{C_d \cdot Q_{pd}}{\sqrt{h_c}} \quad (10)$$

onde $Q_{o,d}$: vazão de saída do descarregador de fundo, limitado à vazão de pré-desenvolvimento, em $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$;

C_d : coeficiente de descarga, igual a 0,37 em caso de um orifício e 0,45 em caso de um bocal;

A_{desc} : área da seção do descarregador, em m^2 ;

g : aceleração da gravidade, em m/s^2 ;

h_c : diferença de nível entre o nível máximo da água e o ponto médio da abertura da seção do descarregador, em m.

A área da seção do descarregador deve ser função dos diâmetros comerciais existentes, conforme a Tabela 3. DEP (2005a) recomenda a proteção de descarregadores de fundo com a colocação de uma grade, a fim de evitar obstruções.

Tabela 3 – Área da seção transversal dos descarregadores de fundo e diâmetros comerciais.

Área (m^2)	Diâmetro comercial (mm)
0,00049	25
0,00071	30
0,00080	32
0,00126	40
0,00196	50
0,00283	60
0,00785	100
0,01766	150
0,03140	200
0,07065	300
0,12560	400
0,19625	500
0,28260	600
0,38465	700
0,50240	800

Fonte: DEP (2005a)

3.3 RESERVATÓRIO COM MICROBOMBEAMENTO

A bacia de detenção com microbombeamento é dimensionada e verificada conforme os itens abaixo, por meio da utilização de série de precipitação e de médias de insolação da região em estudo.

3.3.1 Disposição espacial

Para o reservatório com microbombeamento, a altura adotada para o reservatório não se limita à cota da rede de drenagem ou do lençol freático, uma vez que é empregado um sistema de bombeamento para seu esvaziamento. Dessa forma, a altura é função da necessidade de armazenamento para sua área de contribuição, do sistema de bombeamento adotado e das limitações estruturais do reservatório.

Ressalta-se que DEP (2005b) recomenda que o sistema de bombeamento não deve ser o único meio extravasor de reservatórios.

3.3.2 Microbombeamento

A vazão de microbombeamento deve evitar o acúmulo de lâmina d'água no fundo da bacia de detenção, devendo observar, com ou sem evento de chuva, a vazão efluente máxima permitida na região de aplicação.

O microbombeamento é realizado nos períodos com insolação no local do reservatório. A série de dados de insolação diária pode ser obtida através do Banco de Dados Meteorológicos para Ensino e Pesquisa (BDMEP) do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET, [s.d.]).

3.3.3 Verificação da capacidade de armazenamento

Para a verificação do reservatório, pode-se utilizar séries históricas diárias de precipitação disponibilizadas pela ANA⁴.

O escoamento gerado na área de contribuição por dia, e conseqüentemente o volume afluente ao reservatório, foi obtido através da utilização do coeficiente de escoamento ponderado, que expressa a razão entre o escoamento e precipitação. Portanto, o volume afluente ao reservatório foi obtido pela relação (5). Os valores para o coeficiente de escoamento podem ser obtidos na Tabela 2.

$$V_{a,(i)} = \frac{C \cdot P_{(i)} \cdot A}{1000} \quad (11)$$

onde $V_{a,(i)}$: vazão afluente no dia i , em m³;

C : coeficiente de escoamento;

$P_{(i)}$: precipitação diária no dia i , em mm;

A : área de contribuição, em m².

O microbombeamento ocorre somente durante o período de insolação diária, conforme as médias mensais de insolação diária apresentadas na Tabela 5. Para fins de simplificação, considerou-se que o volume no reservatório devido à precipitação de um dia somente é bombeado no dia seguinte. Além disso, dada a vazão de extravasamento por gravidade, considera-se que todo volume acima do descarregador de fundo extravasa por gravidade antes do início do microbombeamento.

Dessa forma, o volume que permanece na bacia de detenção ao final de um dia pode ser calculado através da expressão (12), para dias com precipitação, e (13), para dias sem precipitação.

$$V_{R,(i+1)} = [V_{R,(i)} - t_s \cdot Q_{mb}] + V_{a,(i+1)}, \text{ para } P_{(i+1)} > 0 \quad (12)$$

$$V_{R,(i+1)} = [V_{R,(i)} - t_s \cdot Q_{mb}], \text{ para } P_{(i+1)} = 0 \quad (13)$$

onde $V_{R,(i+1)}$: volume residual no reservatório no dia $i + 1$ a ser drenado por microbombeamento, em m³;

⁴ Disponível em <http://www.snirh.gov.br/hidroweb>.

$V_{R,(i)}$: volume residual de água no reservatório no dia i a ser drenado por microbombeamento, em m^3 ;

t_s : tempo médio mensal de insolação diária, em h;

Q_{mb} : vazão de microbombeamento, em $m^3 \cdot h^{-1}$;

$V_{a,(i+1)}$: vazão afluyente no dia $i + 1$;

Como condição inicial, considera-se que $V_{R,(1)} = 0$. Além disso, uma vez que o volume afluyente de um dia somente é bombeado em outro, a vazão de bombeamento é limitada pelo volume residual do dia anterior ($V_{R,(i)} - t_s \cdot Q_{mb} \geq 0$) e, como é considerado que todo volume acima do descarregador extravasa por gravidade, o volume armazenado na bacia de detenção ao final de um dia ($V_{R,(i+1)}$) é limitado ao volume de microbombeamento.

A capacidade de armazenamento ou o volume de espera disponível no reservatório é calculado a partir da expressão (14). Considerando-se que em dias com precipitação a bacia de detenção deve ter seu volume ocupado, a capacidade de armazenamento disponível somente é considerada em dias em que a precipitação é igual a zero.

$$V_{E,(i+1)} = V_T - V_G - V_{R,(i+1)}, \text{ para } P_{(i+1)} = 0 \quad (14)$$

onde $V_{E,(i+1)}$: volume de espera ou capacidade de armazenamento disponível no dia $i + 1$, em m^3 ;

V_T : volume total da bacia de detenção, em m^3 ;

V_G : volume de amortecimento drenado por gravidade, em m^3 ;

$V_{R,(i+1)}$: volume residual no reservatório no dia $i + 1$ a ser drenado por microbombeamento, em m^3 .

4 APLICAÇÃO METODOLÓGICA

A aplicação metodológica é realizada no município de Porto Alegre, no estado do Rio Grande do Sul. As características do local, bem como os parâmetros utilizados para o dimensionamento e para verificação da bacia de retenção são detalhados a seguir. Por fim, são apresentadas as configurações da bacia de retenção adotada.

4.1 CARACTERÍSTICAS DO LOCAL

A área escolhida para a aplicação metodológica localiza-se na zona norte do município de Porto Alegre, Rio Grande do Sul, na planície de inundação do rio Gravataí, e encontra-se protegido pelo sistema contra inundações do município.

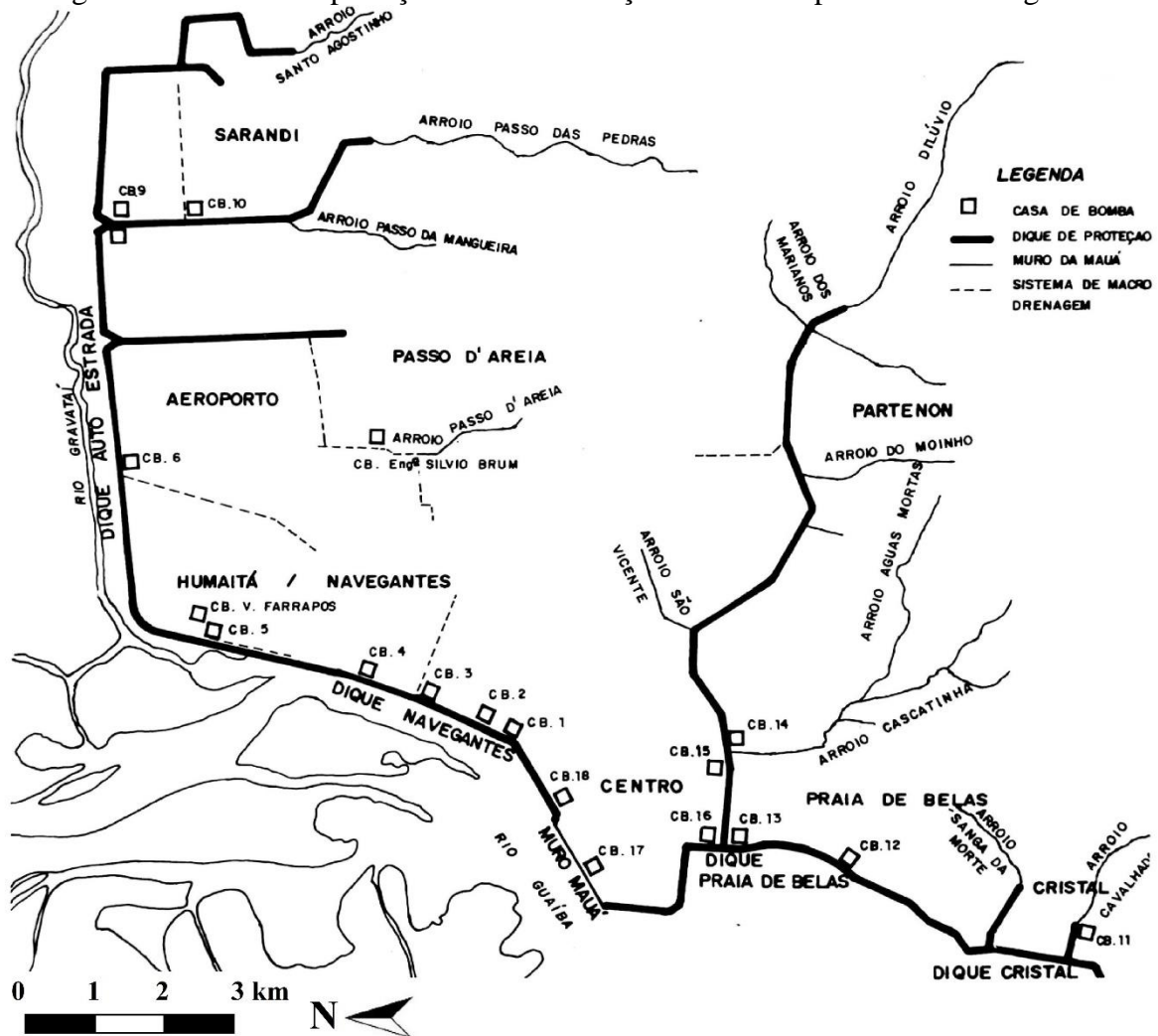
O rio Gravataí é definido por Bourscheid (2012) como um rio de planície, de baixa velocidade, sinuoso e com muitos meandros. De acordo com Scheren (2014), sua planície de inundação sofreu grandes transformações devido à expansão urbana dos municípios sobre esta e, por consequência, de aterros e diques construídos sobre ele para conter o processo de inundação.

O local de interesse localiza-se na bacia do arroio Passo das Pedras, que possui área de contribuição de aproximadamente 35 km², e é caracterizado por cotas elevadas a montante, atingindo cerca de 300 m no seu ponto mais alto, e por regiões bastante planas a jusante (DEP, 2002).

Segundo Villanueva, Tassi e Allasia (2001), Porto Alegre é caracterizada por regiões de altas declividades seguidas de regiões muito planas, como a bacia do arroio Passo das Pedras. De acordo com Rauber (1992), o município de Porto Alegre possuía aproximadamente 35% da área urbanizada em 1992 abaixo da cota 3,0 m, praticamente no mesmo nível médio dos rios Gravataí e Guaíba, e a maior parte dessas regiões planas e baixas eram ocupadas, principalmente na zona norte da cidade, com habitações, sub-habitações, indústria, comércio e outras atividades.

Ainda segundo Rauber (1992), após a enchente histórica ocorrida em 1941, quando o nível do lago Guaíba atingiu a cota de 4,75 m, inundando diversos pontos de Porto Alegre, inclusive o centro da cidade, foi criado um sistema de proteção contra inundações de responsabilidade do DNOS. Conforme Tucci (2000), esse sistema conta com diques de concreto na parte central da cidade e de enrocamento no restante, enquanto as áreas internas foram construídas estações de bombeamento para drenar o escoamento das bacias urbanas. O sistema de proteção contra inundações de Porto Alegre é ilustrado na Figura 5.

Figura 5 – Sistema de proteção contra inundações do município de Porto Alegre.

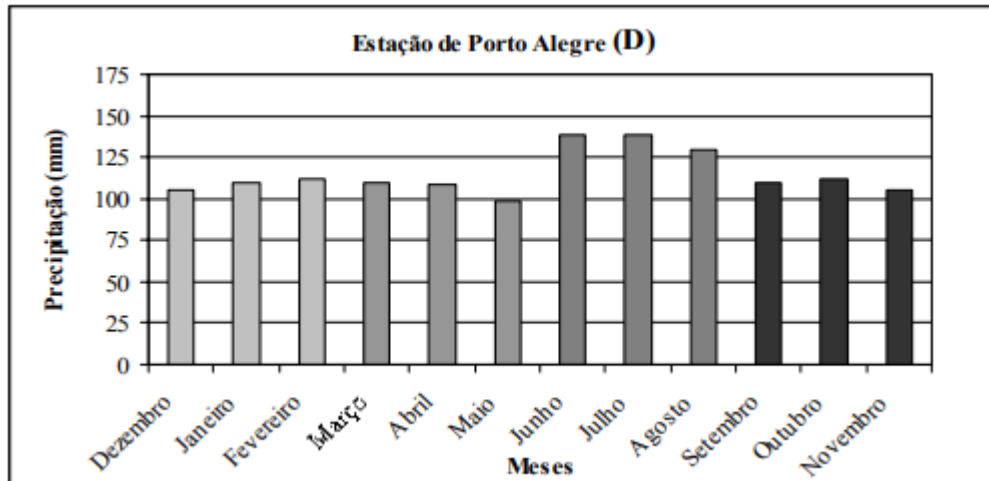


Fonte: adaptado de Rauber (1992)

O regime de precipitação em Porto Alegre, de acordo com Britto (2004), apresenta médias anuais de aproximadamente 1300 mm, com valores máximos de precipitação no período de inverno (junho a agosto) e valores mínimos no outono (março a maio). A Figura 6 apresenta a variação de médias mensais de precipitação para o município de Porto Alegre.

Para a avaliação da instalação do reservatório, foi escolhida a área da praça Elias Jorge Moussalle, localizado no bairro Sarandi. A praça tem uma área de aproximadamente 4.500 m², com dimensões de 66 m x 67 m, e é coberta em sua maior parte por grama com árvores esparsas em seu perímetro, possuindo um parque infantil e um campo de futebol.

Figura 6 – Médias mensais de precipitação no município de Porto Alegre.



Fonte: Britto (2004).

4.2 PARÂMETROS UTILIZADOS

Para o município de Porto Alegre, DEP (2005b) apresenta os valores da para os parâmetros locais da curva IDF, conforme a Tabela 4. Optou-se por adotar os parâmetros do posto Aeroporto devido a sua proximidade com a área em estudo.

Tabela 4 – Parâmetros para a curva IDF em Porto Alegre.

Posto	a	b	c	d
Aeroporto	826,8	0,143	13,3	0,79
8º Distrito Meteoro lógico	1297,9	0,171	11,6	0,85
IPH	509,859	0,196	10	0,72
Redenção	1265,67	0,052	12	0,88
				$T_r^{0,05}$

Fonte: adaptado de DEP (2005b).

A Secretaria Municipal de Urbanismo (SMURB) de Porto Alegre disponibiliza cartas com o cadastro da rede pluvial elaboradas pelo DEP (SMURB, [s.d.])⁵, apresentando a configuração da rede, os diâmetros utilizados e as cotas da rede e do terreno. Além disso, o Laboratório de Geoprocessamento (LABGEO) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) disponibiliza curvas de nível e pontos cotados na escala 1:1.000 (HASENACK, H.; WEBER, E. J.; LUCATELLI, 2010)⁶ para o município de Porto Alegre.

As médias mensais de insolação foram obtidas dos dados da estação do INMET Porto Alegre (83967), localizada nas coordenadas 30° 03' 00" S e 51 °09'36" O, cuja série abrange o período de janeiro de 1961 a julho de 2018. As médias mensais de insolação diária são apresentadas na Tabela 5, enquanto as médias sazonais são apresentadas na Tabela 6. Observa-se que as médias de insolação diária são maiores no verão, e são menores no inverno.

Tabela 5 – Médias mensais de insolação diária da estação Porto Alegre (83967) do INMET.

Mês	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Média de insolação diária (h)	7,79	7,32	6,58	5,91	5,07	4,24	4,56	4,88	5,04	6,12	7,40	7,85

Fonte: elaborado pela autora de dados da rede do INMET.

Tabela 6 – Médias sazonais de insolação diária da estação Porto Alegre (83967) do INMET.

Estação (meses)	Inverno (6 - 8)	Primavera (9 - 11)	Verão (12 - 2)	Outono (3 - 5)
Média de insolação diária (h)	4,56	6,12	7,79	5,91

Fonte: elaborado pela autora de dados da rede do INMET.

Para a verificação do reservatório, foi utilizada a série histórica diária de precipitação da estação pluviométrica Porto Alegre (3051011) obtida através da ANA⁷, localizada sobre as coordenadas 30° 3' 12.96" S e 51° 10' 23.88" O. A série abrange um período de janeiro de 1961 até junho de 2017, e somente anos com menos de três falhas foram utilizadas para a verificação. As médias de precipitação mensal desta série histórica são apresentadas na Tabela 7, enquanto as médias sazonais para estações definidas por Britto (2004) são apresentadas na

⁵ Cartas do cadastro da rede pluvial elaboradas pelo DEP disponíveis em <http://dmweb.procempa.com.br/dmweb/searchBox.seam>.

⁶ Shapefiles de curvas de nível e pontos cotados do município de Porto Alegre em escala 1:1.000 disponíveis em <https://www.ufrgs.br/labgeo/index.php/dados-espaciais/256-base-altimetrica-vetorial-continua-de-porto-alegre-na-escala-1-1-000>.

⁷ Disponível em <http://www.snirh.gov.br/hidroweb>. Consultado em 10 ago. 2018.

Tabela 8. Observa-se que as médias sazonais são maiores no inverno e menores no outono, estando em concordância com o apresentado por Britto (2004), embora haja variações entre o comportamento das médias mensais.

Tabela 7 – Média de precipitação por mês da estação pluviométrica Porto Alegre (3051011).

Mês	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
P_{med,m} (mm)	108,29	108,96	105,86	94,24	101,74	132,37	135,77	138,80	142,14	129,59	104,36	104,08

P_{med,m}: precipitação média mensal.

Fonte: elaborada pela autora com base nos dados da ANA (s.d.).

Tabela 8 – Média sazonal de precipitação mensal da estação pluviométrica Porto Alegre (3051011).

Estação (meses)	Inverno (6 - 8)	Primavera (9 - 11)	Verão (12 - 2)	Outono (3 - 5)
P_{med,m} (mm)	135,77	129,59	108,29	101,74

P_{med,m}: precipitação média mensal.

Fonte: elaborada pela autora com base nos dados da ANA (s.d.).

Por fim, considerou-se que a vazão efluente com o microbombeamento tem como limite a vazão de pré-urbanização de Porto Alegre, de 20,8 L.s⁻¹.ha⁻¹ (DEP, 2005a).

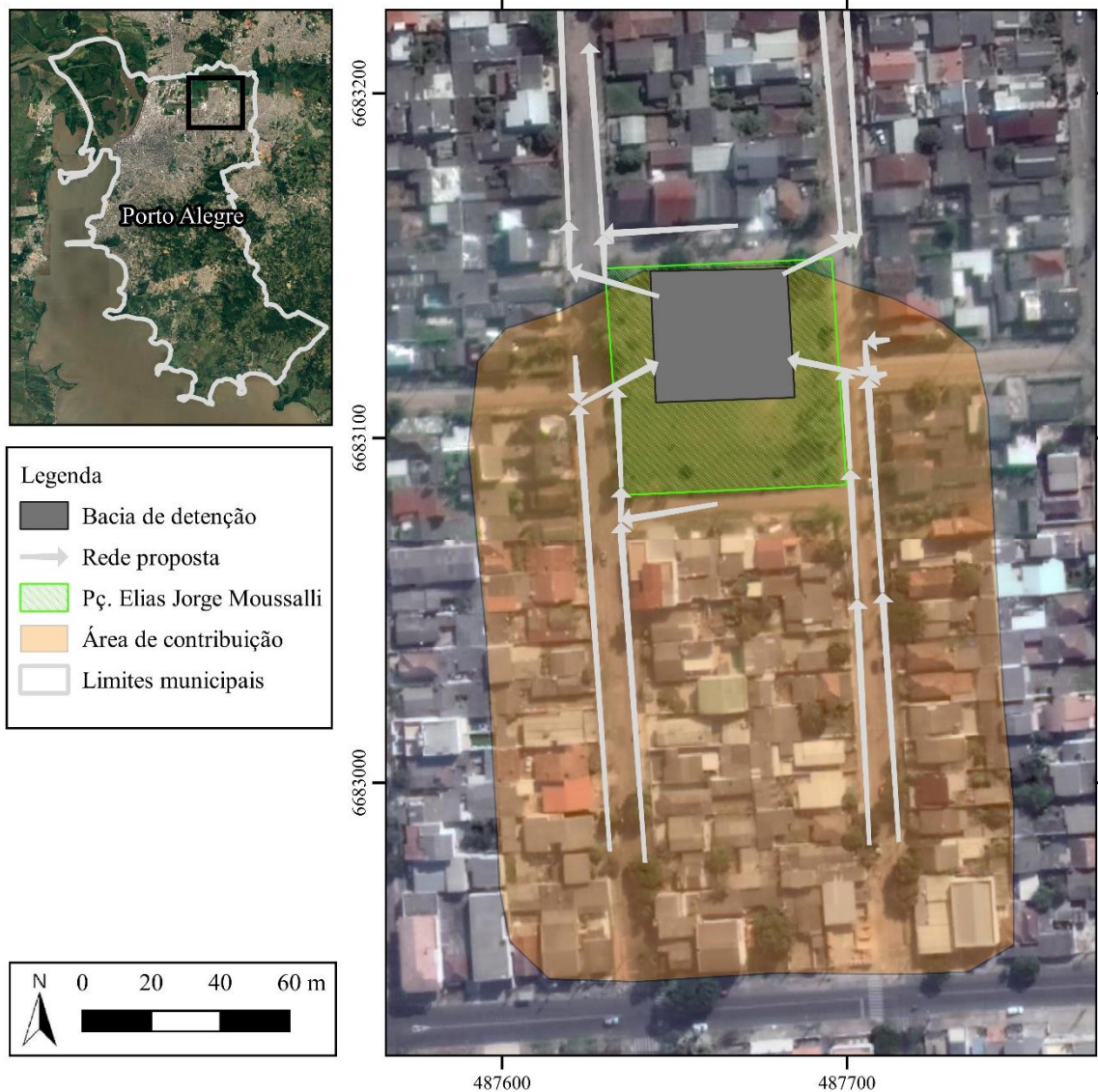
4.3 BACIA DE DETENÇÃO

A bacia de detenção será colocada na parte norte da praça, a fim de receber a contribuição da maior área possível. A delimitação de sua área de contribuição deu-se essencialmente pelo cadastro da rede de drenagem existente, bem como pela profundidade da geratriz inferior da rede e da cota do terreno elaborados pelo DEP (SMURB, [s.d.])⁸. Para analisar a topografia da região, foi gerado um Modelo Digital de Elevação no software ArcGIS 10.1, através de curvas de nível e de pontos cotados na escala 1:1.000 do município de Porto Alegre (HASENACK, H.; WEBER, E. J.; LUCATELLI, 2010)⁹, disponibilizado pelo Laboratório de Geoprocessamento (LABGEO) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS).

⁸ Cartas do cadastro da rede pluvial elaboradas pelo DEP disponíveis em <http://dmweb.procempa.com.br/dmweb/searchBox.seam>.

⁹ Shapefiles de curvas de nível e pontos cotados do município de Porto Alegre em escala 1:1.000 disponíveis em <https://www.ufrgs.br/labgeo/index.php/dados-espaciais/256-base-altimetrica-vetorial-continua-de-porto-alegre-na-escala-1-1-000>.

Figura 8 – Rede de drenagem proposta e área de contribuição.



Fonte: autoria própria.

A área de contribuição para o reservatório é, então, igual a 2,94 ha. Para esta área de contribuição, a vazão efluente da bacia de retenção é limitada, em conformidade com a vazão de pré-desenvolvimento, em $0,0611 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. A partir da Tabela 2 e por meio de inspeção visual, estimou-se que o coeficiente de escoamento ponderado para área de contribuição é igual a 0,84, conforme apresentado na Tabela 9.

Tabela 9 – Coeficiente de escoamento ponderado.

Superfície	Área (ha)	Área relativa %	C
Gramma em solo argiloso plano	0,03	1,00	0,15
Asfalto	0,35	12,00	0,83
Telhado	2,41	82,00	0,85
Calçada	0,15	5,00	0,80
Total	2,94	100,00	0,84

Fonte: autoria própria.

A partir dessas informações e das equações (8) e (9), tem-se que o descarregador de fundo pode ser constituído por duas saídas de 150 mm de diâmetro e uma vazão efluente total de $0,0561 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Além disso, é necessário um vertedor de parede delgada de 29,5 m de largura.

Através da metodologia apresentada no item 3.2.2, para o período de retorno de 10 anos, tem-se que o volume de armazenamento necessário para as características dessa área de contribuição é de $790,39 \text{ m}^3$. Para fins de melhor aproveitamento do espaço de implantação, a área da bacia de retenção é definida como a quadras poliesportivas de 20,0 m x 40,0 m de dimensão, incluindo margens de 1,00 m e de 2,00 m por linha de fundo e de lateral, respectivamente (BRASIL, 2013).

Na Figura 7 observa-se que a profundidade da geratriz inferior da rede de drenagem no lado oeste da praça é de 0,72 m, enquanto o diâmetro da tubulação é de 0,45 m. Dessa forma, entende-se que a bacia de retenção tem como profundidade máxima 0,27 m, correspondente ao trecho de solo acima da geratriz superior da tubulação. A profundidade máxima é semelhante para toda a extensão da praça e, observando as cotas também da Figura 7, obtém-se que o desnível do terreno entre as extremidades da praça é de cerca de 9 cm. Observa-se, por outro lado, que o desnível do terreno de acordo com os pontos cotados obtidos (HASENACK, H.; WEBER, E. J.; LUCATELLI, 2010), é nulo. Ambas as bases de dados, no entanto, indicam que a tubulação de entrada e de saída do reservatório encontram-se em cotas muito próximas, o que impossibilitaria a entrada ou a saída de água de forma adequada.

Além disso, para que a rede a montante do reservatório não entre em carga durante o enchimento da bacia de retenção, o vertedor do reservatório deve ser posicionado em uma cota tal que a rede de montante tenha no máximo 80% de sua capacidade utilizada. Essa cota equivale à profundidade de 0,32 m, 0,40 m acima da cota da geratriz inferior da rede de montante.

Tendo em vista a posição do vertedor, a fim de não colocar a rede de montante em carga, e a cota da geratriz superior da rede de drenagem a jusante, entende-se que não há condições para a instalação de uma bacia de retenção na configuração atual. Dessa forma, propõe-se um rebaixamento da rede a jusante do reservatório e a conexão do descarregador de fundo próximo à geratriz inferior da rede, em um poço de visita. Uma inversão de fluxo, nesse caso, somente é possível caso haja uma obstrução na rede a jusante e uma afluência em direção ao reservatório.

Como, de acordo com as cotas do terreno e as profundidades do cadastro da rede pluvial do DEP (SMURB, [s.d.]), a conexão com o conduto da macrodrenagem possui a cota da geratriz inferior em aproximadamente 1,99 m, assume-se que o lençol freático está abaixo dessa cota. Como, de acordo com o cadastro, a cota da rede logo a jusante do reservatório é de 2,32 m, entende-se que o rebaixamento máximo deve ser de 0,33 m.

Para obter um volume igual ou maior ao correspondente ao TR 10, seria necessária uma área equivalente a duas quadras poliesportivas (1936 m²) e uma altura de 0,42 m (813,12 m³). Dessa forma, o fundo do reservatório fica a uma profundidade de 0,74 m. Rebaixando a rede em 0,12 m, a uma profundidade de 0,84 m, o descarregador de fundo do reservatório faria a conexão 0,10 m acima do fundo da rede de jusante.

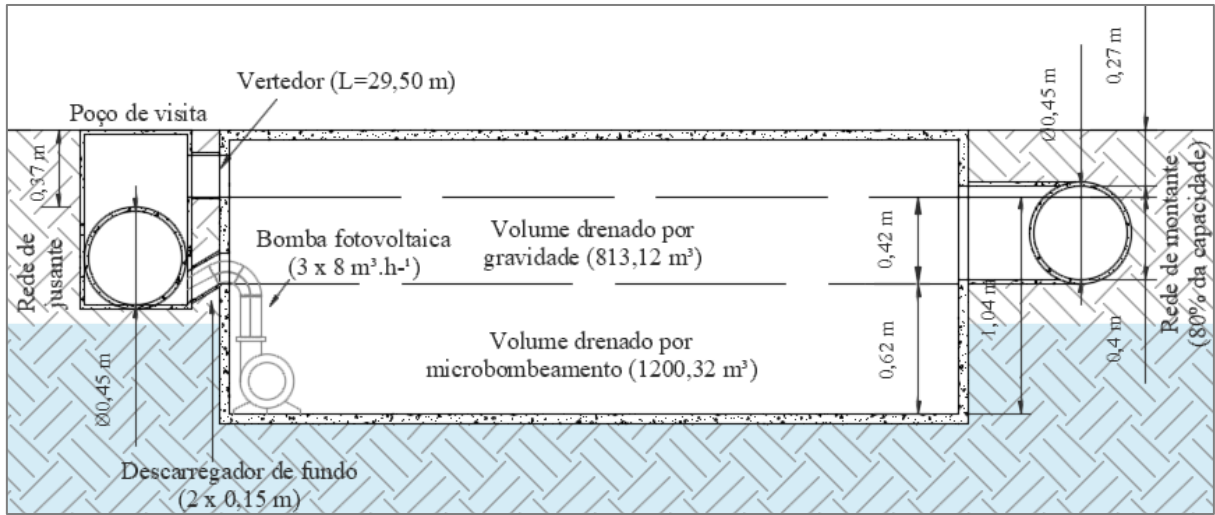
Para o reservatório com microbombeamento, propõe-se um acréscimo de 0,62 m de profundidade, gerando um volume físico adicional de 1200,32 m³ a ser microbombeado. Dessa forma, a altura total da bacia de retenção é de 1,04 m. O microbombeamento é realizado por três bombas solares submersíveis com capacidade de bombear até 8,0 m³.h⁻¹ a uma altura máxima de 11 m, com motor com potência nominal de 500 W ¹⁰. A vazão microbombeada, então, é igual a 24,0 m³.h⁻¹, correspondente a 10,9% da vazão afluente limite de 0,0611 m³.s⁻¹ ou 220,15 m³.h⁻¹. Um esquema da bacia de retenção é apresentado na Figura 9, apresentando seus principais elementos.

A fim de verificar a influência do volume adicional drenado por microbombeamento e da vazão de microbombeamento, são avaliados diferentes volumes e vazões. Os volumes avaliados são o sugerido para as condições do local, de 1200 m³, e variações de aproximadamente 0,20 m de profundidade ou de 100 m³ de volume: 1000, 1100, 1300 e 1400

¹⁰ Da empresa australiana Commodore Independent Energy Systems. Disponível em <<https://www.commodoreaustralia.com.au/product/submersible-solar-pump-for-dirty-water8-11-8000lhr-11m-head-48v-with-solar/>>.

m^3 . As vazões de microbombeamento compreendem as vazões drenadas por uma a quatro bombas solares: 8, 16, 24 e $32 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$.

Figura 9 – Principais elementos da bacia de detenção (fora de escala).



Fonte: autoria própria.

5 RESULTADOS

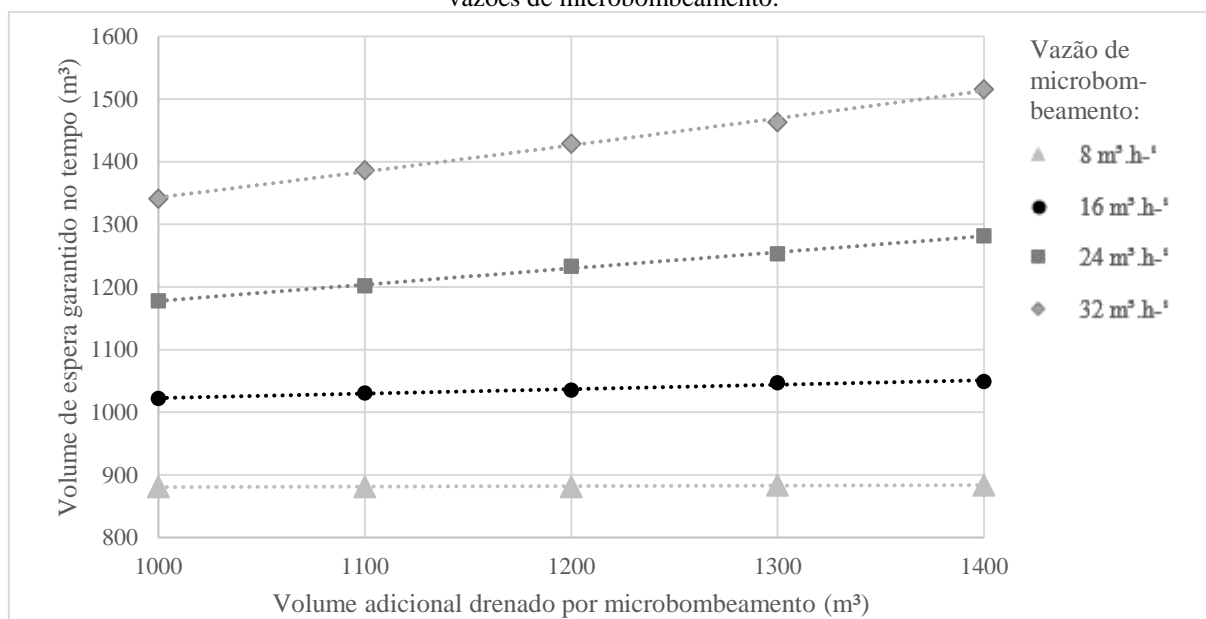
Neste item são descritos os resultados obtidos a partir da aplicação da metodologia exposta no capítulo 3 aplicado a uma bacia de detenção hipotética localizada na zona norte do município de Porto Alegre, conforme descrito no capítulo 4.

Os ganhos em capacidade de armazenamento devido ao volume adicional drenado por microbombeamento são apresentados a seguir, por meio de uma análise baseada nas séries integrais de precipitação e nas médias mensais de insolação diária de Porto Alegre.

5.1 GARANTIA DE CAPACIDADE DE ARMAZENAMENTO

Os valores de capacidade de armazenamento garantidos ao longo do tempo para os cenários avaliados são apresentados no Apêndice A. A capacidade de armazenamento garantida em 90% do tempo para esses cenários é apresentada na Figura 10.

Figura 10 - Variação do volume de espera total garantido em 90% do tempo para diferentes volumes adicionais e vazões de microbombeamento.



Fonte: autoria própria.

Observa-se que, conforme a Figura 10, o volume de espera garantido em 90% do tempo tende a variar consideravelmente com a vazão de microbombeamento, enquanto o volume para

microbombeamento afeta sensivelmente a garantia para vazões de microbombeamento mais baixas, e de modo mais acentuado para vazões mais elevadas. As capacidades de armazenamento totais em termos de TR são apresentadas na Tabela 10 para cada cenário.

Tabela 10 – Capacidade de armazenamento total garantida em 90% do tempo para diferentes volumes adicionais e vazões de microbombeamento.

Vazão microbombeada (m ³ .h ⁻¹)		Volume adicional drenado por microbombeamento (m ³)				
		1000	1100	1200	1300	1400
8	V_E (m ³)	880,96	880,96	881,33	883,49	883,61
	TR (anos)	17,03	17,03	17,06	17,27	17,28
16	V_E (m ³)	1021,96	1030,59	1035,32	1047,36	1049,11
	TR (anos)	35,53	37,06	37,91	40,16	40,50
24	V_E (m ³)	1178,16	1201,83	1232,95	1252,92	1281,60
	TR (anos)	72,45	80,08	91,10	98,81	110,79
32	V_E (m ³)	1341,20	1386,73	1428,77	1463,32	1515,86
	TR (anos)	139,49	165,28	192,42	217,35	260,27

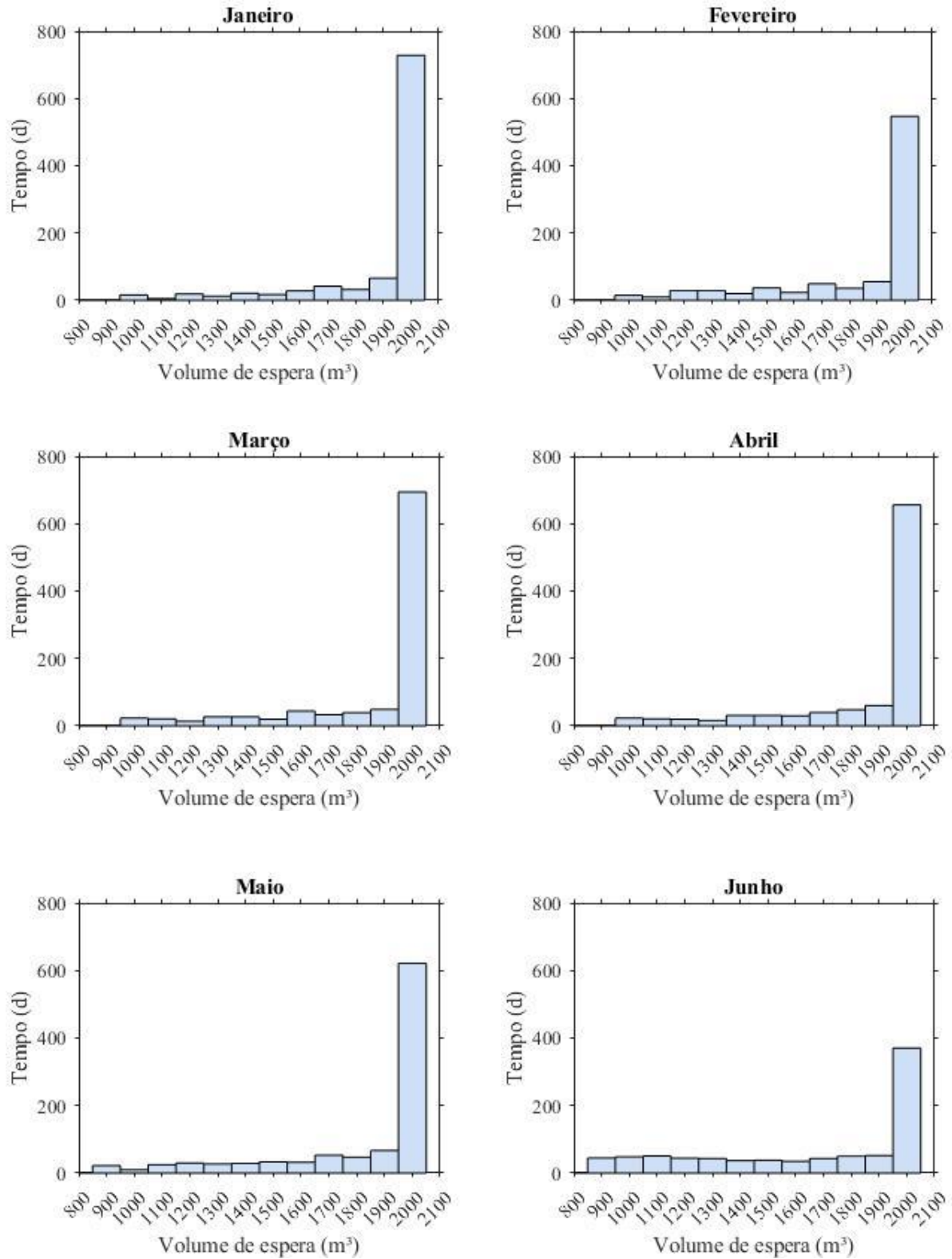
Fonte: autoria própria.

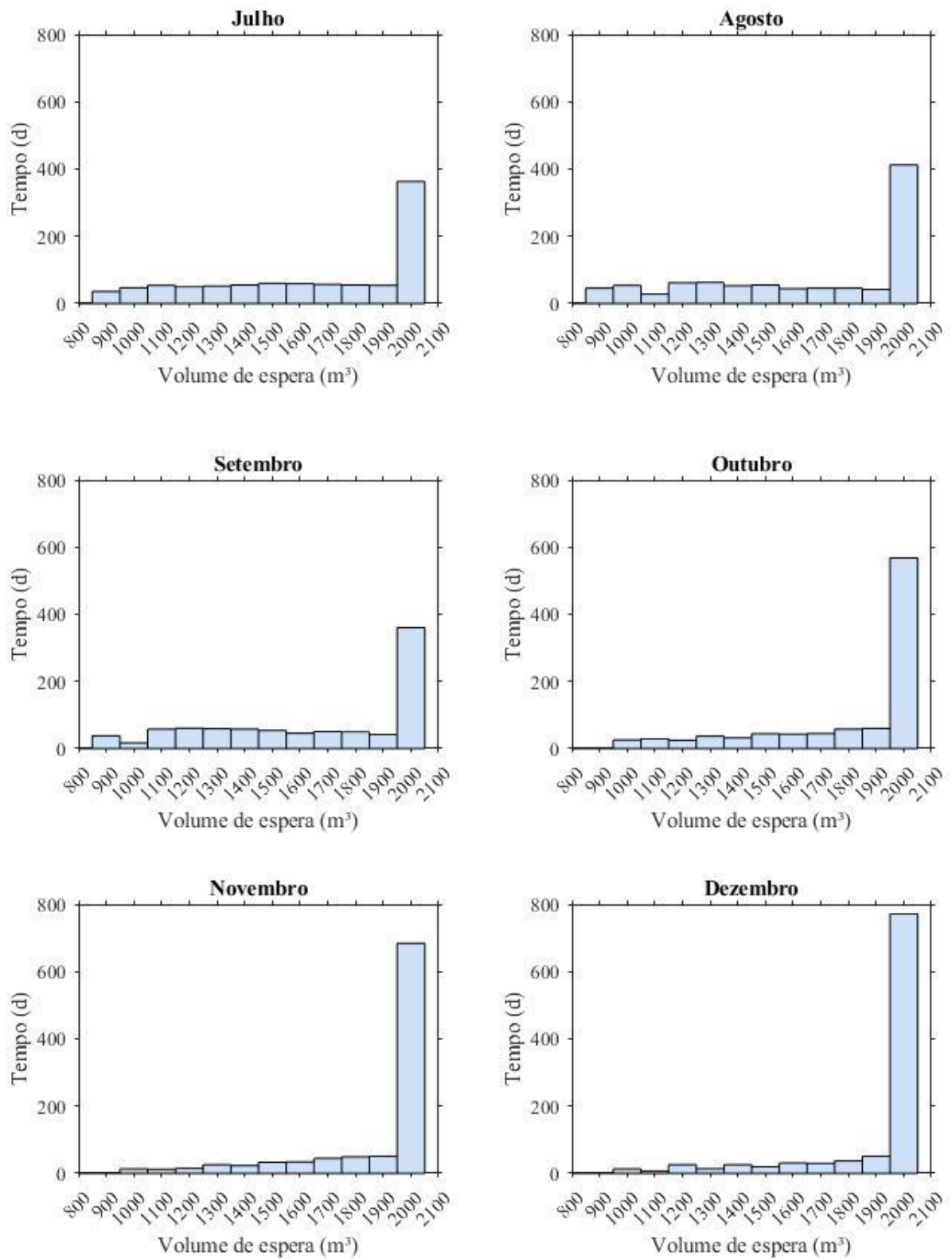
Conforme os resultados apresentados na Tabela 10, para a bacia de detenção sugerida com 1200 m³ de volume drenado por microbombeamento e três bombas fotovoltaicas de 8,0 m³.h⁻¹, é garantido em 90% do tempo um volume de espera de 1232,95 m³. Esse volume equivale a um aumento do volume de armazenamento de TR de 10 anos para 91,10 anos, com 90% de garantia.

5.2 VARIAÇÃO MENSAL DA GARANTIA DE CAPACIDADE DE ARMAZENAMENTO

Para a análise da variabilidade mensal da garantia de capacidade de armazenamento, foi analisado o reservatório com 1200 m³ de volume a ser esvaziado por microbombeamento e com uma vazão de 24 m³.h⁻¹ de microbombeamento. A variação mensal do volume de espera total para dias sem precipitação é apresentada na Figura 11.

Figura 11 – Histogramas de volume de espera total disponível para dias sem precipitação para volume adicional drenado por microbombeamento de 1200 m^3 e vazão de microbombeamento de $24 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$.



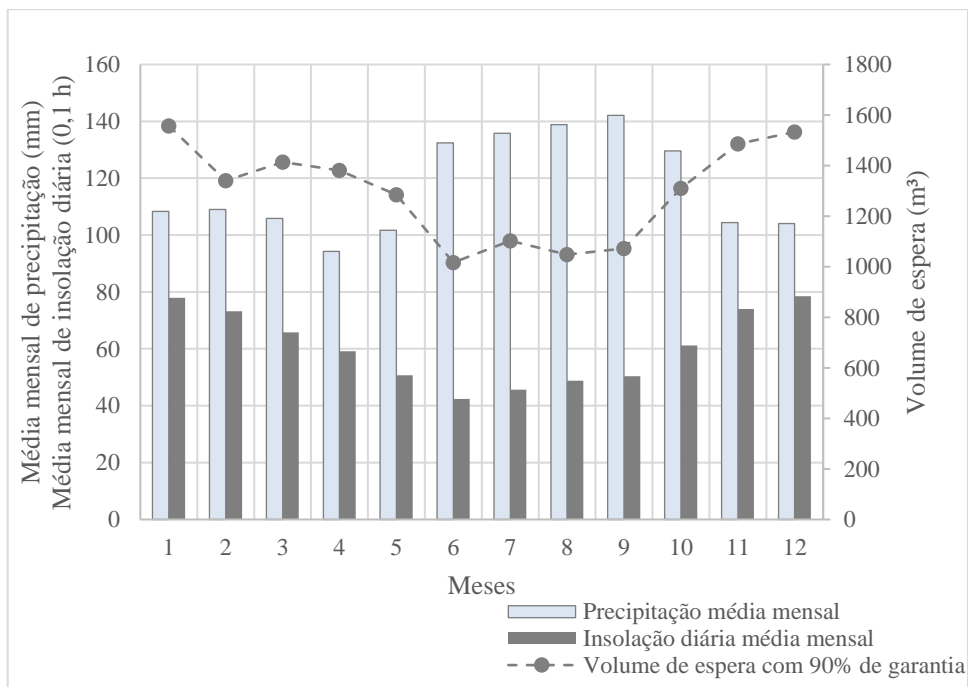


Fonte: autoria própria.

A partir dos histogramas da Figura 11, observa-se que entre os meses de novembro e janeiro os volumes de espera são mais elevados na maior parte do tempo, enquanto esse volume é mais baixo entre junho e setembro. Esses resultados levam a valores de volume de espera total maiores no verão e menores no inverno. Isso se justifica pela combinação de maior média de insolação diária com média de precipitação mediana no verão (dezembro a fevereiro), e da maior média de precipitação para o inverno (junho a agosto) com menor média de insolação diária.

A garantia de capacidade de armazenamento para cada mês é apresentada no Apêndice B. A variação do volume de espera garantido em 90% do tempo ao longo dos meses é apresentada na Figura 12, bem como a variação da precipitação e da insolação diária. A Tabela 11 apresenta as médias sazonais de volume de espera garantido em 90%, indicando que o menor volume relaciona-se à estação de maior precipitação e de menor insolação diária, enquanto o maior volume de espera relaciona-se à estação com maior insolação diária, mesmo não possuindo as menores médias de precipitação.

Figura 12 – Volume de espera com garantia de 90%, precipitação e insolação mensais para volume adicional drenado por microbombeamento de 1200 m³ e vazão de microbombeamento de 24 m³.h⁻¹.



Fonte: autoria própria.

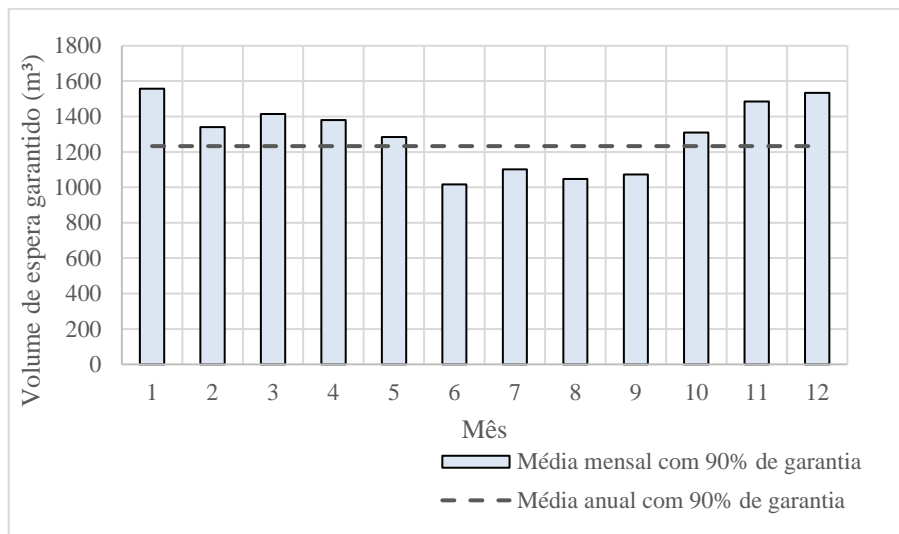
Tabela 11 – Média sazonal de volume de espera com 90% de garantia para volume adicional drenado por microbombeamento de 1200 m³ e vazão de microbombeamento de 24 m³.h⁻¹.

Estação (meses)	Inverno (6 - 8)	Primavera (9 - 11)	Verão (12 - 2)	Outono (3 - 5)
V_E (m ³)	1047,36	1309,49	1533,09	1380,48

Fonte: autoria própria.

A Figura 13 apresenta o volume de espera médio garantido em 90% do tempo ao longo dos meses em relação ao volume médio garantido ao ano, indicando volumes garantidos abaixo da média para os meses de junho a setembro, e volumes maiores para os meses de novembro a janeiro.

Figura 13 – Variação do volume de espera garantido ao longo dos meses de um ano para volume adicional drenado por microbombeamento de 1200 m³ e vazão de microbombeamento de 24 m³.h⁻¹, com 90% de garantia.



Fonte: autoria própria.

Os valores de volume médio de espera ao longo dos meses com 90% de garantia são apresentados na Tabela 12, em metros cúbicos e em termos de período de retorno. Em janeiro o volume de espera aumenta de TR de 10 anos para 298,74 anos com 90% de garantia, enquanto em junho o volume garantido em 90% é de 34,62 anos de período de retorno.

Tabela 12 – Variabilidade mensal do volume de espera garantida em dias sem precipitação para volume de microbombeamento de 1200 m³ e microbombeamento de 24 m³.h⁻¹, com 90% de garantia.

Mês	1	2	3	4	5	6
Vol (m ³)	1557,25	1340,16	1414,23	1380,48	1284,05	1016,64
TR (anos)	298,74	138,94	182,65	161,53	111,86	34,62
Mês	7	8	9	10	11	12
Vol (m ³)	1102,18	1047,36	1071,99	1309,49	1485,93	1533,09
TR (anos)	51,84	40,16	45,11	123,55	235,05	275,76

Fonte: autoria própria.

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Este estudo teve como objetivo verificar os ganhos em capacidade de amortecimento do emprego de microbombeamento em uma bacia de retenção em região plana e com lençol freático superficial, e avaliar o ganho em armazenamento em termos de período de retorno em relação ao reservatório sem o emprego de microbombeamento. Além disso, teve como objetivo avaliar os efeitos da variação do volume drenado por microbombeamento e da vazão de microbombeamento na capacidade do armazenamento, bem como sua variação mensal.

A metodologia apresentada foi aplicada em uma bacia de retenção hipotética na zona norte do município de Porto Alegre. Para as condições deste local, o volume necessário para armazenamento com período de retorno de 10 anos é igual a 790,13 m³, e foi avaliada a capacidade de armazenamento para os volumes adicionais drenados por microbombeamento de 1000 m³, 1100 m³, 1200 m³, 1300 m³ e 1400 m³, com vazões de microbombeamento de 8 m³.h⁻¹, 16 m³.h⁻¹, 24 m³.h⁻¹ e 32m³.h⁻¹.

Através da aplicação dos métodos apresentados, obteve-se que, para a bacia de retenção em questão, para um volume adicional drenado por microbombeamento de 1200 m³ a uma vazão de 24 m³.h⁻¹, a capacidade de armazenamento aumenta de 10 anos de período de retorno para 91,10 anos com 90% de garantia. A variação mensal da capacidade garantida tende a ser acima dessa média para os meses de outubro a maio, com garantias maiores entre novembro e janeiro, enquanto a garantia tende a ser abaixo da média entre junho e setembro. Janeiro apresenta uma capacidade equivalente a 298,74 anos de período de retorno com 90% de garantia, enquanto junho apresenta um volume equivalente a 34,62 anos com 90% de garantia. Esses resultados refletem os regimes de chuva e de insolação do município de Porto Alegre: no inverno, as médias de precipitação são mais elevadas e as de insolação diária são baixas, enquanto no verão as médias de precipitação são medianas e as de insolação diária são mais elevadas.

Além disso, observou-se que a variação da vazão microbombeada tem efeitos consideráveis sobre a garantia de capacidade de armazenamento, enquanto os efeitos da variação do volume adicional a ser esvaziado por microbombeamento são mais visíveis quanto maior for a vazão de microbombeamento.

Concluiu-se, então, que para as características do local em estudo, a implantação de uma bacia de detenção com microbombeamento traz benefícios para a redução de eventos de alagamento, uma vez que os ganhos em capacidade de armazenamento aumenta de volume correspondente a 10 anos de período de retorno para 91,10 anos com 90% de garantia. Mesmo para o mês de junho, o menos favorável em termos de insolação e de precipitação, o ganho em capacidade de armazenamento mostra-se considerável, tendo um volume correspondente a 34,62 anos de período de retorno com 90% de garantia.

Tendo em vista as limitações e delimitações do presente estudo, recomenda-se os seguintes pontos:

- a) Realização do estudo em outras regiões, a fim de realizar a avaliação em regimes pluviométricos e de insolação distintos;
- b) Realização de estudo de viabilidade econômica, comparando com o bombeamento convencional;
- c) Realização de estudo de viabilidade estrutural e hidráulica da bacia de detenção.

REFERÊNCIAS

ANA. **Portal Hidroweb**. [s.d.]. Disponível em: <<http://www.snirh.gov.br/hidroweb/>>. Acesso em: 10 ago. 2018.

ANDOH, Robert Y. G.; IWUGO, Kenneth O. Sustainable Urban Drainage Systems: - A UK Perspective. In: 9TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON URBAN DRAINAGE (9 ICUD) 2002, Portland, Oregon. **Anais...** Portland, Oregon

BARBOSA, A. E.; FERNANDES, J. N.; DAVID, L. M. Key issues for sustainable urban stormwater management. **Water Research**, [s. l.], v. 46, n. 20, p. 6787–6798, 2012. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.watres.2012.05.029>>

BOURSCHEID ENGENHARIA E MEIO AMBIENTE S.A. **Processo de Planejamento da Bacia do Rio Gravataí - Plano da Bacia. Relatório da Etapa A - REA**. Porto Alegre: Estado do Rio Grande do Sul, 2012.

BRASIL. **Ginásio - Opções de Layout - Quadra poliesportiva CIE-S40-ARQ-EX-1700-R00.dwg** Brasil Ministério do Esporte. CIE - Centro de Iniciação ao Esporte., , 2013. Disponível em: <<http://www.esporte.gov.br/arquivos/cie/projetos/ginasioQuadraSimples/arquiteturaCIE-S40/pdf/CIE-S40-ARQ-EX-1700-R00.pdf>>

BRITISH PHOTOVOLTAIC ASSOCIATION. **Glossary**. [s.d.]. Disponível em: <<http://www.bpva.org.uk/solar-photovoltaic/glossary/>>. Acesso em: 6 dez. 2018.

BRITTO, Fabiane Pereira. **Distribuição espaço-temporal da precipitação pluvial no estado do Rio Grande do Sul**. 2004. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2004.

BUTLER, David; DAVIES, John W. **Urban drainage**. 2. ed. Londres: Spon Press, 2004. Disponível em: <<http://ebooks.cambridge.org/ref/id/CBO9781107415324A009>>

CANHOLI, A. P. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. 2ª edição ed. São Paulo: Oficina de textos, 2014.

CHANDEL, S. S.; NAGARAJU NAIK, M.; CHANDEL, Rahul. Review of solar photovoltaic

water pumping system technology for irrigation and community drinking water supplies.

Renewable and Sustainable Energy Reviews, [s. l.], v. 49, p. 1084–1099, 2015.

CIRIA. **The SUDS manual**. Londres: CIRIA, 2015. Disponível em:

<<http://www.persona.uk.com/A47postwick/deposit-docs/DD-181.pdf>>

CREDIT VALLEY CONSERVATION AUTHORITY. **Low Impact Development**

Stormwater Management Planning and Design Guide. Toronto. Disponível em:

<www.creditvalleyca.ca/wp.../04/LID-SWM-Guide-v1.0_2010_1_no-appendices.pdf%5Cn>.

CSOBI, A. **Amortecimento superficial nos sistemas de microdrenagem em regiões de**

baixa declividade. 2011. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

DEP. **Plano Diretor de Drenagem Urbana - Volume VII - Bacia dos Arroios Passo das Pedras e Mangueira**. [s.l.] : PMPA, 2002. v. VII

DEP. **Plano Diretor de Drenagem Urbana - Manual de Drenagem Urbana**. Porto Alegre: PMPA, 2005. a. v. VI

DEP. **Caderno de encargos**. Porto Alegre: PMPA, 2005. b.

DIETZ, Michael E. Low impact development practices: A review of current research and recommendations for future directions. **Water, Air, and Soil Pollution**, [s. l.], v. 186, n. 1–4, p. 351–363, 2007.

FILHO, Kamel Zahed et al. Gestão de Águas Pluviais Urbanas: Retenção e Detenção. **Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Energia Hidráulica e Ambiental. Disciplina PHA2537 - Água em Ambientes Urbanos**, São Paulo, p. 1–30, 2014.

FUJIMOTO, N. Implicações ambientais na área metropolitana de Porto Alegre - RS: um estudo geográfico com ênfase na geomorfologia urbana. **GEOUSPP - Espaço e Tempo**, [s. l.], v. 12, p. 141–177, 2002.

HASENACK, H.; WEBER, E. J.; LUCATELLI, L. M. L. **Base altimétrica vetorial contínua do município de Porto Alegre-RS na escala 1:1000 para uso em sistemas de informação geográfica**. Porto Alegre: UFRGS-IB-Centro de Ecologia, 2010. Disponível em:

<<http://www.ecologia.ufrgs.br/lagbeo>>

HESTER, J.; NELSON, K.; NUSSBAUM, M. Performance of a solar pump system for subirrigating corn through a subsurface drainage system. [s. l.], p. 33–44, 2008. Disponível em: <<https://greenley.missouri.edu/assets/sites/5/Performance-of-a-Solar-Pump-System-for-Subirrigating-Corn-through-a-Subsurface-Drainage-System..pdf>>

HOBAN, A.; EADIE, M.; ROWLANDS, L. .. Urban design solutions for stormwater treatment on flat sites. **13th International Rainwater Catchment Systems Conference. Rainwater and Urban Design 2007**, Sidnei, 2007.

INMET. **BDMEP - Banco de Dados Meteorológicos para Ensino e Pesquisa**. [s.d.]. Disponível em: <<http://www.inmet.gov.br/projetos/rede/pesquisa/>>.

INPE. **Atlas Brasileiro de Energia Solar**. 2 ed ed. [s.l.] : INPE, 2017. Disponível em: <http://sonda.ccst.inpe.br/publicacoes/atlas_solar.html>

MELBOURNE WATER. **Introduction to WSUD**. [s.d.]. Disponível em: <<https://www.melbournewater.com.au/planning-and-building/stormwater-management/introduction-wsud>>.

MIGUEZ, M. G.; VORÓL, A. P; REZENDE, O. M. **Drenagem urbana: do projeto tradicional à sustentabilidade**. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2015.

MORISON, Peter J.; BROWN, Rebekah R. Understanding the nature of publics and local policy commitment to Water Sensitive Urban Design. **Landscape and Urban Planning**, [s. l.], v. 99, n. 2, p. 83–92, 2011. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.landurbplan.2010.08.019>>

PORTO, R. et al. Drenagem urbana. In: TUCCI, CARLOS E. M.; SILVEIRA, André L. L. Da (Ed.). **Hidrologia: ciência e aplicação**. 4. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH, 2007. p. 805–847.

RAUBER, V. J. **Prevenir é o melhor remédio: sistemas de proteção contra inundações e alagamentos de Porto Alegre**. Porto Alegre: Prefeitura Municipal, 1992.

REZA, Khan Mamun; DAS, Subrata; MAHMOOD, Zahid Hasan. Performance Analysis of a PV Pump Harvesting Rain Water in the Drought Prone Area of. [s. l.], v. 60, n. 1, p. 37–41, 2012.

ROY, Allison H. et al. Impediments and solutions to sustainable, watershed-scale urban stormwater management: Lessons from Australia and the United States. **Environmental Management**, [s. l.], v. 42, n. 2, p. 344–359, 2008.

SCHEREN, Rudimar Schuster. **Urbanização na planície de inundação do rio Gravataí - RS**. 2014. UFRGS, Porto Alegre, 2014.

SILVA, Rutelly Marques Da. ENERGIA SOLAR NO BRASIL: dos incentivos aos desafios. **Brasília: Senado Federal, Consultoria Legislativa**, [s. l.], p. 46, 2015. Disponível em: <www.senado.leg.br/estudos>

SMURB. **Mapas**. [s.d.]. Disponível em: <<http://dmweb.procempa.com.br/dmweb/searchBox.seam>>. Acesso em: 23 maio. 2018.

SOUZA, G. M.; ROMUALDO, S. S. Inundações urbanas: a percepção sobre a problemática socioambiental pela comunidade do bairro Jardim Natal - Juiz de Fora (MG). **XIII Simpósio Brasileiro de Geografia Física Aplicada, 2009, Viçosa. A Geografia Física e as Dinâmicas de Apropriação da Natureza**, [s. l.], 2009.

TOMINAGA, Erika Naomi Souza. **Urbanização e cheias: medidas de controle na fonte**. 2013. Universidade de São Paulo, São Paulo, 2013.

TUCCI, C. E. M.; GENZ, F. Controle do impacto da urbanização. In: TUCCI, C. E. M.; PORTO, R.; BARROS, M. (Ed.). **Drenagem urbana**. 1. ed. Porto Alegre: ABRH/Editora da universidade/UFRGS, 1995. p. 277–347.

TUCCI, C. E. M. Conflitos do controle de inundação ribeirinha em Porto Alegre. In: TUCCI, C. E. M.; MARQUES, D. M. (Ed.). **Avaliação e controle da drenagem urbana - volume 1**. Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS, 2000. p. 537–548.

TUCCI, C. E. M. **Inundações Urbanas**. 1. ed. Porto Alegre: ABRH/RHAMA, 2007. a.

TUCCI, C. E. M. **Hidrologia: ciência e aplicação**. 4. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH, 2007. b.

VILLANUEVA, A. O. N. TASSI, R.; ALLASIA, D. G. Planos diretores de drenagem urbana: Os casos de Porto Alegre e Caxias do Sul - RS - Brasil. In: VILLANUEVA, A. O. N.;

GOLDENFUM, J. A.; SILVEIRA, A. L. L. (Ed.). **Soluções para a drenagem urbana em países da América Latina**. Porto Alegre: ABRH, 2001. p. 159–174.

WALESH, S. G. **Street Storage System for Control of Combined Sewer Surcharge**. Washington, DC: U.S. Environmental Protection Agency, 2000.

WORLD HEALTH ORGANIZATION. **Surface Water Drainage for Low-Income Communities**. Genova: WHO, 1991. Disponível em:
<<http://apps.who.int/iris/handle/10665/39775>>

ZHOU, Qianqian. A review of sustainable urban drainage systems considering the climate change and urbanization impacts. **Water (Switzerland)**, [s. l.], v. 6, n. 4, p. 976–992, 2014.

APÊNDICE A – Garantia de capacidade de armazenamento

Tabela 13 – Garantia de capacidade de armazenamento para volume adicional de 1000 m³.

Garantia	Vazão de microbombeamento (m ³ .h ⁻¹)			
	8	16	24	32
5%	1813,12	1813,12	1813,12	1813,12
10%	1767,69	1813,12	1813,12	1813,12
15%	1635,14	1813,12	1813,12	1813,12
20%	1523,52	1813,12	1813,12	1813,12
25%	1427,14	1813,12	1813,12	1813,12
30%	1350,41	1813,12	1813,12	1813,12
35%	1283,32	1813,12	1813,12	1813,12
40%	1226,86	1786,67	1813,12	1813,12
45%	1176,36	1716,14	1813,12	1813,12
50%	1128,23	1641,97	1813,12	1813,12
55%	1087,11	1561,27	1813,12	1813,12
60%	1049,92	1484,35	1787,46	1813,12
65%	1014,16	1404,29	1708,20	1813,12
70%	985,64	1322,64	1620,57	1813,12
75%	956,57	1247,91	1525,95	1734,43
80%	930,24	1170,37	1417,92	1619,52
85%	907,68	1094,45	1299,84	1494,70
90%	880,96	1021,96	1178,16	1341,20
95%	861,18	946,44	1047,36	1153,70
96%	853,68	931,52	1023,00	1124,25
97%	853,44	911,04	990,87	1084,48
98%	852,16	893,76	954,96	1033,94
99%	849,60	886,47	930,24	974,40

Tabela 14 – Garantia de capacidade de armazenamento para volume adicional de 1100 m³.

Garantia	Vazão de microbombeamento (m ³ .h ⁻¹)			
	8	16	24	32
5%	1913,12	1913,12	1913,12	1913,12
10%	1817,91	1913,12	1913,12	1913,12
15%	1668,83	1913,12	1913,12	1913,12
20%	1547,12	1913,12	1913,12	1913,12
25%	1447,77	1913,12	1913,12	1913,12
30%	1365,80	1913,12	1913,12	1913,12
35%	1294,60	1913,12	1913,12	1913,12
40%	1237,23	1859,14	1913,12	1913,12
45%	1182,46	1779,25	1913,12	1913,12
50%	1135,01	1696,46	1913,12	1913,12
55%	1093,11	1615,89	1913,12	1913,12
60%	1052,77	1532,20	1865,28	1913,12
65%	1015,92	1445,06	1777,33	1913,12
70%	988,80	1359,71	1681,21	1904,71
75%	959,01	1278,87	1578,10	1801,82
80%	930,97	1189,92	1463,95	1686,50
85%	908,66	1104,96	1335,63	1546,84
90%	880,96	1030,59	1201,83	1386,73
95%	861,89	948,80	1055,04	1191,36

Tabela 15 – Garantia de capacidade de armazenamento para volume adicional de 1200 m³.

Garantia	Vazão de microbombeamento (m ³ .h ⁻¹)			
	8	16	24	32
5%	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12
10%	1859,35	2013,12	2013,12	2013,12
15%	1696,19	2013,12	2013,12	2013,12
20%	1567,98	2013,12	2013,12	2013,12
25%	1460,49	2013,12	2013,12	2013,12
30%	1374,69	2013,12	2013,12	2013,12
35%	1302,45	2009,89	2013,12	2013,12
40%	1243,35	1928,61	2013,12	2013,12
45%	1187,02	1845,23	2013,12	2013,12
50%	1138,98	1754,12	2013,12	2013,12
55%	1096,80	1668,15	2013,12	2013,12
60%	1055,04	1576,36	1936,89	2013,12
65%	1016,64	1487,11	1849,73	2013,12
70%	988,80	1391,88	1747,62	1982,20
75%	959,04	1299,34	1636,79	1874,35
80%	931,52	1206,48	1515,59	1751,63
85%	910,02	1121,00	1374,57	1601,25
90%	881,33	1035,32	1232,95	1428,77
95%	862,08	954,57	1067,68	1220,16

Tabela 16 – Garantia de capacidade de armazenamento para volume adicional de 1300 m³.

Garantia	Vazão de microbombeamento (m ³ .h ⁻¹)			
	8	16	24	32
5%	2113,12	2113,12	2113,12	2113,12
10%	1894,03	2113,12	2113,12	2113,12
15%	1719,07	2113,12	2113,12	2113,12
20%	1582,82	2113,12	2113,12	2113,12
25%	1471,68	2113,12	2113,12	2113,12
30%	1382,19	2113,12	2113,12	2113,12
35%	1308,99	2085,40	2113,12	2113,12
40%	1247,70	2000,85	2113,12	2113,12
45%	1191,11	1908,03	2113,12	2113,12
50%	1142,51	1813,28	2113,12	2113,12
55%	1099,30	1719,18	2106,91	2113,12
60%	1057,33	1623,79	2016,30	2113,12
65%	1019,92	1525,13	1920,24	2113,12
70%	990,72	1425,47	1812,26	2063,75
75%	960,00	1320,21	1687,18	1950,57
80%	931,52	1221,74	1554,12	1817,05
85%	911,04	1128,96	1402,96	1656,68
90%	883,49	1047,36	1252,92	1463,32
95%	862,08	959,04	1092,69	1248,47

Tabela 17 – Garantia de capacidade de armazenamento para volumes adicional de 1400 m³.

Garantia	Vazão de microbombeamento (m ³ .h ⁻¹)			
	8	16	24	32
5%	2175,29	2213,12	2213,12	2213,12
10%	1926,10	2213,12	2213,12	2213,12
15%	1740,37	2213,12	2213,12	2213,12
20%	1596,65	2213,12	2213,12	2213,12
25%	1483,38	2213,12	2213,12	2213,12
30%	1387,96	2213,12	2213,12	2213,12
35%	1315,26	2164,05	2213,12	2213,12
40%	1250,88	2071,27	2213,12	2213,12
45%	1194,85	1970,96	2213,12	2213,12
50%	1146,03	1872,17	2213,12	2213,12
55%	1102,88	1767,23	2186,24	2213,12
60%	1057,92	1668,49	2095,86	2213,12
65%	1022,01	1561,10	1993,53	2213,12
70%	990,72	1455,85	1878,72	2146,07
75%	960,00	1344,35	1747,92	2026,36
80%	931,52	1241,03	1602,72	1886,08
85%	911,04	1137,60	1440,28	1718,38
90%	883,61	1049,11	1281,60	1515,86
95%	862,08	959,04	1106,88	1281,60

APÊNDICE B – Garantia de capacidade de armazenamento mensal

Tabela 18 – Garantia de capacidade de armazenamento mensal para volume adicional de 1200 m³ e vazão de microbombeamento de 24 m³.h⁻¹.

Garantia	Mês											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
5%	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12
10%	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12
15%	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12
20%	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12
25%	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12
30%	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12
35%	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	1989,97	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12
40%	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	1988,19	1901,43	1994,69	1978,21	2013,12	2013,12	2013,12
45%	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	1895,54	1808,35	1884,17	1880,07	2013,12	2013,12	2013,12
50%	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	1822,06	1729,74	1769,35	1780,80	2013,12	2013,12	2013,12
55%	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	1743,59	1649,49	1660,43	1683,77	2013,12	2013,12	2013,12
60%	2013,12	2013,12	2013,12	2013,12	1978,83	1642,05	1573,77	1564,30	1583,83	1935,65	2013,12	2013,12
65%	2013,12	1925,13	2013,12	1968,68	1897,29	1525,44	1491,34	1488,78	1512,12	1865,02	2013,12	2013,12
70%	2013,12	1851,34	1963,85	1895,87	1799,15	1411,22	1422,18	1392,14	1416,88	1780,24	1927,94	2013,12
75%	1929,63	1748,65	1853,92	1792,14	1707,46	1304,80	1346,70	1285,23	1337,86	1681,40	1835,96	1951,76
80%	1845,50	1652,57	1724,55	1670,58	1593,84	1208,32	1250,88	1234,89	1276,46	1575,93	1736,72	1855,98
85%	1729,38	1515,84	1581,33	1530,36	1441,50	1118,40	1179,58	1164,48	1176,00	1453,22	1611,19	1722,37
90%	1557,25	1340,16	1414,23	1380,48	1284,05	1016,64	1102,18	1047,36	1071,99	1309,49	1485,93	1533,09
95%	1329,19	1168,57	1182,97	1151,22	1056,48	917,96	1022,90	951,15	1015,34	1137,92	1289,02	1307,02