



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

VANESSA WORTMANN PAULINO

AVALIAÇÃO DE RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO COMO MEDIDA DE
CONTROLE DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL GERADO EM ÁREAS
URBANAS

João Pessoa - PB

Junho de 2017

VANESSA WORTMANN PAULINO

**AVALIAÇÃO DE RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO COMO MEDIDA DE
CONTROLE DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL GERADO EM ÁREAS URBANAS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
como pré requisito para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Ambiental pela
Universidade Federal da Paraíba.

Área de concentração: Drenagem Urbana.

Orientador: Prof.^o Gustavo Barbosa Lima da Silva.

João Pessoa - PB

Junho de 2017

P284a Paulino, Vanessa Wortmann

Avaliação de reservatórios de detenção como medida de controle do escoamento superficial gerado em áreas urbanas./ Vanessa Wortmann Paulino. – João Pessoa, 2017.

76 f. il.:

Orientador: Gustavo Barbosa Lima da Silva

Monografia (Curso de Graduação em Engenharia Ambiental) Campus I UFPB / Universidade Federal da Paraíba.

1. Escoamento Superficial 2. Reservatórios de Detenção 3. SWMMI. I. Título.

FOLHA DE APROVAÇÃO

VANESSA WORTMANN PAULINO

AVALIAÇÃO DE RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO COMO MEDIDA DE CONTROLE DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL GERADO EM ÁREAS URBANAS

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado em 02/06/2017 perante a seguinte Comissão
Julgadora:

Gustavo Barbosa Q. d. P.
Prof. Gustavo Barbosa Lima da Silva (Orientador)

APROVADO

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – CT/UFPB

Leonardo Vieira Soares
Prof. Leonardo Vieira Soares

APROVADO

Universidade Federal da Paraíba – UFPB

Ana Cláudia Fernandes Medeiros Braga
Prof.ª Ana Cláudia Fernandes Medeiros Braga

APROVADO

Universidade Federal da Paraíba – UFPB

Adriano Rolim da Paz
Prof. Adriano Rolim da Paz

Coordenador do Curso de Graduação em Engenharia Ambiental

AGRADECIMENTOS

A Deus por ter me guiado nessa etapa da vida

A minha mãe, **Denise Wortmann**, por todo amor, suporte e cuidado.

A minha família, como um todo, por todo carinho.

Ao meu namorado, **André Honorato**, por todo companheirismo, amizade e apoio sem os quais eu não teria sido capaz de concluir este trabalho.

Ao meu orientador, **Gustavo Lima**, pelo encorajamento, amizade e conhecimento repassados.

A **administração do Condomínio Cabo Branco Residence Privê** por ceder dados utilizados na realização desse trabalho.

A minha banca **Ana Cláudia Medeiros** e **Leonardo Soares** pela disponibilidade de avaliar meu trabalho.

Aos bons professores do curso de Engenharia Ambiental da UFPB por todo o conhecimento repassado.

Aos funcionários da coordenação do curso de Engenharia Ambiental, **Paulinho** e **Cinara** por estarem sempre dispostos a me ajudar.

Aos meus amigos de turma, em especial, **Alecsander Daniel**, **Antero Pimentel**, **Augusto Delunardo**, **Camila Porto**, **Cassio Lemos**, **Cinthia Botelho**, **Emanuella Almeida**, **Gerlândia Bias**, **Larissa Santana**, **Lucas Britto**, **Marcela Rafaela**, **Moana Duarte**, **Oswaldo Cavassa**, **Renata Hellen** e **Victoria Lina** por todos os momentos compartilhados dentro e fora da UFPB.

Aos meus amigos do intercâmbio, **Jefferson Thomaz**, **Luiza Guedes**, **Lucas Marins**, **Pablo Girardi** e **Marcelo Hochudt** por terem feito parte de um momento muito especial da minha vida.

A **Hirla Fernandes**, **Rebecka Tannuss** e **Renan Honorato**, pela amizade.

Aos professores que me deram a oportunidade de participar de projetos de pesquisa, **Ana Claudia Medeiros** e **Celso Guimarães**.

A **Serena** por sempre estar ao meu lado.

RESUMO

A impermeabilização do solo, intensificada pelo avanço da urbanização, aumenta a disponibilidade de escoamento superficial, agravando a ocorrência de enchentes urbanas. Diante disso, as técnicas compensatórias se apresentam como alternativa a drenagem clássica, uma vez que buscam neutralizar os impactos da urbanização ao invés de apenas transferi-los para jusante. Este trabalho avaliou o efeito de reservatórios de detenção como medida de controle do escoamento superficial gerado após a construção de um condomínio residencial horizontal de grande porte, utilizando simulações hidrológicas realizadas no SWMM. O escoamento gerado no condomínio foi simulado para três estágios de desenvolvimento urbano: pré urbanização, urbanização intermediaria e pós urbanização. Para controlar o escoamento pós urbanização, foram simulados reservatórios de detenção com controle concentrado à jusante e distribuído por sub-bacias para níveis gradativos de restrição da vazão máxima no exutório da bacia: vazão máxima pré urbanização, 25% e 50% da vazão máxima pós urbanização. Com base nos comportamentos observados, foi avaliado como os reservatórios contribuem individualmente para o escoamento no exutório da bacia. Os resultados obtidos revelaram que a vazão máxima pós urbanização pode ser mais de 20 vezes superior à natural e que embora os reservatórios de detenção tenham apresentado eficiência satisfatória no controle do escoamento, tanto de forma concentrada quanto distribuída, reestabelecer a vazão máxima pré urbanização pode ser inviável diante das dimensões e do risco de transbordamento das estruturas. Além disso, o controle da vazão máxima no exutório da bacia resultou na superposição dos picos de vazão dos reservatórios, reduzindo o retardamento dos tempos de pico do hidrograma controlado.

Palavras Chave: Escoamento Superficial, Reservatórios de Detenção, SWMM.

ABSTRACT

The impermeability of the soil, intensified by the advance of the urbanization, increases the availability of surface runoff, aggravating the occurrence of urban floods. Taking that into consideration, the compensatory techniques are presented as an alternative to classical drainage, since they seek to neutralize the impacts of urbanization rather than just transfer them downstream. This work evaluated the effect of detention basins as a measure of control of runoff generated after the construction of a large horizontal residential condominium, using hydrological simulations performed in SWMM. The runoff generated in the condominium was simulated for three stages of urban development: pre urbanization, intermediate urbanization and post urbanization. In order to control the post-urbanization flow, the basins with control concentrated and distributed in subcatchments were simulated for graded levels of restriction of the maximum flow at the basin outflow: maximum pre-urbanization flow, 25% and 50% of the maximum flow after urbanization. Based on the observed behaviors, it was evaluated how the reservoirs contribute individually to the flow at the basin outflow. The results obtained showed that the post-urbanization maximum flow can be more than 20 times higher than the natural one. Moreover, although the detention basins have presented satisfactory efficiency in the control of the flow, both in concentrated and distributed forms, to reestablish the pre urbanization flow may be impracticable due to the dimensions and the overflow risk of the structures. Furthermore, the control of the maximum flow at the basin outflow resulted in the overlapping of the flow peaks of the reservoirs, reducing the delay of the flow peaks on the controlled hydrograph.

Keywords: Runoff, Detention Basin, SWMM.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1- Processos hidrológicos I) Pré-urbanização e II) Pós-urbanização.....	16
Figura 2.2- Amortecimento do hidrograma em reservatórios urbanos.....	22
Figura 2.3- Reservatório de detenção à céu aberto.....	24
Figura 2.4 - Reservatório de detenção subterrâneo.	24
Figura 2.5- Piscinões de Anhanguera e Jabaquara (SP) e praça Júlio Andreatta (RS).....	25
Figura 2.6 – Funções de armazenamento para o cálculo do amortecimento em reservatórios.	27
Figura 2.7 - Representação conceitual das sub-bacias no modelo SWMM.	29
Figura 2.8- Comportamento as infiltração definido pela fórmula de Horton	30
Figura 2.9 - Simulação do balanço hídrico feito pelo SWMM.	31
Figura 2.10- Representação da área de seção e do perímetro molhado do canal.	32
Figura 3.1- Fluxograma com a descrição geral da metodologia.....	35
Figura 3.2- Localização geográfica do Condomínio Cabo Residence Branco Privê.	37
Figura 3.3 - Vista aérea da área do Condomínio Cabo Branco Residence Privê.	38
Figura 3.4 - Espaço disponível na urbanização atual para a construção de reservatórios de detenção	39
Figura 3.5 - Alagamentos no Condomínio Cabo Branco Residence Privê.	40
Figura 3.6- Planta baixa do condomínio com as curvas de nível.	41
Figura 3.7 – Localização aproximada da área de estudo no mapa pedológico de João Pessoa e adjacências.....	42
Figura 3.8 Discretização da área de estudo em dezessete sub-bacias de contribuição.....	43
Figura 3.9 – Hietogramas de projeto para as chuvas de pré e pós-urbanização.	50
Figura 3.10- Levantamento das áreas impermeáveis nas sub-bacias de contribuição do Condomínio Cabo Branco Residence Privê.	52
Figura 3.11- Desenho esquemático dos reservatórios simulados identificando o orifício a cota do radier e a profundidade máxima.	55
Figura 3.12- Esquema utilizado para simular no SWMM o escoamento gerado no condomínio nos cenários (a) (b) e (c).	57
Figura 3.13- Esquema utilizado para simular no SWMM o efeito dos reservatórios no controle do escoamento gerado no cenário (c) com as condições propostas nos cenários (d) e (e), com a identificação dos dispositivos.	58
Figura 4.1- Hidrogramas dos cenários pré-urbanização, urbanização intermediária e pós-urbanização.....	59
Figura 4.2- Efeito do controle por reservatórios concentrados(I) e distribuídos(II), com vazão controlada próxima a vazão máxima pré-urbanização. Destaque para os hidrogramas amortecidos.....	60
Figura 4.3- Efeito do controle por reservatórios concentrados(I) e distribuídos(II) com vazão controlada próxima a 25% da vazão máxima pós-urbanização.....	62

Figura 4.4- Efeito do controle por reservatórios concentrados(I) e distribuídos(II) com vazão controlada próxima a 50% da vazão máxima pós-urbanização.....64

Figura 4.5- Hidrogramas contendo a contribuição individualizada dos reservatórios concentrados e distribuídos para os três níveis de restrição da vazão máxima no exutório da bacia.....67

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1- Área aproximada dos espaços disponíveis considerando a ocupação atual do condomínio	39
Tabela 3.2- Critérios para o espaçamento entre poços de visita.....	45
Tabela 3.3- Resumo das galerias pluviais dimensionadas.....	47
Tabela 3.4 – Chuva de projeto pré e pós-urbanização.....	49
Tabela 3.5- Parâmetros adotados para as sub-bacias na simulação do escoamento superficial no SWMM	53
Tabela 3.6- Parâmetros adotados para a infiltração na simulação do escoamento superficial no SWMM	54
Tabela 3.7 – Parâmetros adotados para as superfícies na simulação do escoamento superficial no SWMM	54
Tabela 4.1- Dimensões dos reservatórios concentrados para uma vazão controlada próxima a vazão máxima pré-urbanização.	61
Tabela 4.2 - Dimensões dos reservatórios distribuídos para uma vazão controlada próxima a vazão máxima pré-urbanização.	62
Tabela 4.3- Dimensões dos reservatórios concentrados para uma vazão controlada próxima a 25% da vazão máxima pós-urbanização.....	63
Tabela 4.4 - Dimensões dos reservatórios distribuídos para uma vazão controlada próxima a 25% da vazão máxima pós-urbanização.....	64
Tabela 4.5- Dimensões dos reservatórios concentrados para uma vazão controlada próxima a 50% da vazão máxima pós-urbanização.....	65
Tabela 4.6- Dimensões dos reservatórios distribuídos para uma vazão controlada próxima a 50% da vazão máxima pós-urbanização.....	66

LISTA DE SIGLAS E ABREVIAÇÕES

CETESB	Companhia Ambiental do Estado de São Paulo
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes
EPA	Agência de Proteção do Meio Ambiente
PMRJ	Prefeitura Municipal do Rio de Janeiro
SWMM	<i>Storm Water Management Model</i>
SCS	<i>Soil Conservation Service</i>

You might be a big fish in a little pond

Doesn't mean you've won

Cause along, may come a bigger one

And you'll be lost - **Coldplay**

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	13
1.1	Definição do Tema e do Problema.....	13
1.2	Justificativa	14
1.3	Objetivos	15
1.3.1	Objetivo Geral	15
1.3.2	Objetivos Específicos	15
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	16
2.1	Impactos da Urbanização Sobre a Drenagem Urbana	16
2.2	Legislação Aplicável à Drenagem Urbana	18
2.3	Sistema de Drenagem Urbana Clássico e Sustentável.....	19
2.4	Técnicas Compensatórias	21
2.4.1	Técnicas Compensatórias Estruturais e Não Estruturais	21
2.4.2	Técnicas Compensatórias Distribuídas e Concentradas	21
2.4.3	Técnicas Compensatórias de Infiltração e Armazenamento.....	22
2.5	Reservatórios de Detenção.....	23
2.5.1	Dimensionamento de Reservatórios de Detenção	25
2.6	Modelagem Hidrológica Aplicada a Drenagem Urbana.....	28
2.6.1	Simulação Hidrológica no SWMM	29
2.6.2	Simulação do Escoamento Superficial	29
2.6.3	Simulação do Escoamento em Condutos	33
2.6.4	Simulação do Controle do Escoamento em Reservatórios.....	34
3	METODOLOGIA.....	35
3.1	Descrição Geral.....	35
3.2	Área de Estudo.....	37
3.3	Altimetria do Terreno	41
3.4	Caracterização do Solo	42

3.5	Discretização Espacial	43
3.6	Microdrenagem Proposta.....	43
3.6.1	Critérios de Projeto da Microdrenagem	45
3.6.2	Planilhas de Cálculo	45
3.6.3	Descrição da Rede Proposta	46
3.7	Cenários de Análise	48
3.8	Dados de Precipitação.....	49
3.9	Parâmetros para Simulação do Escoamento Superficial.....	50
3.10	Parâmetros para Simulação do Escoamento em Condutos	55
3.11	Parâmetros para Simulação do Armazenamento em Reservatórios.....	55
3.12	Simulação do Escoamento Gerado em Diferentes Estágios de Urbanização.....	57
3.13	Simulação Hidrológica do Efeito dos Reservatórios de Detenção.....	57
4	RESULTADOS	59
4.1	Simulação Hidrológica do Escoamento Superficial	59
4.2	Simulação do Efeito dos Reservatórios de Detenção	60
4.2.1	Vazão Controlada = vazão máxima pré-urbanização	60
4.2.2	Vazão Controlada = 25% da vazão máxima pós-urbanização	62
4.2.3	Vazão Controlada = 50% da vazão máxima pós-urbanização	64
4.3	Análise do Impacto do Controle no Exutório da Bacia	66
5	CONCLUSÕES	68
6	RECOMENDAÇÕES.....	69

1 INTRODUÇÃO

1.1 Definição do Tema e do Problema

O processo de urbanização vem acompanhado do aumento da impermeabilização do solo, o que impacta os processos hidrológicos, pois aumenta o volume pluvial escoado e reduz o amortecimento, gerando vazões máximas até seis vezes superiores às que ocorreriam em condições naturais. Por isso, o desenvolvimento urbano tende a aumentar a magnitude e a frequência das inundações urbanas (Tucci *et al.*, 1995).

Os prejuízos das inundações urbanas são diversos e afetam os setores de habitação, transporte, saneamento e saúde pública. No entanto, muitos desses problemas decorrem da forma como as cidades se desenvolvem, sem o controle do uso do solo, permitindo a ocupação de áreas de risco e com sistemas de drenagem inadequados. No Brasil, as consequências da falta de planejamento são sentidas em praticamente todas as cidades de médio e grande porte do país (Campana e Tucci, 1999; IPH, 2005).

Na tentativa de impedir o acúmulo de águas pluviais no meio urbano, o conceito de drenagem higienista, que propõe a construção de condutos para evacuação rápida do escoamento pluvial, se difundiu mundialmente, sendo o modelo mais utilizado no Brasil até os dias atuais (Baptista *et al.*, 2005). Todavia, a sua ação localizada não soluciona o problema das inundações urbanas, mas apenas transfere os impactos de um lugar para outro da cidade, gerando a necessidade de obras recorrentes e de custo elevado (Cruz e Tucci, 2007).

Como alternativa à drenagem clássica no controle de inundações, as técnicas compensatórias, buscam neutralizar os efeitos da urbanização reestabelecendo as condições hidrológicas naturais. De acordo com a sua ação sobre o hidrograma, as técnicas compensatórias podem ser classificadas em dois grandes grupos: as técnicas de armazenamento e as técnicas de infiltração (Resende *et al.*, 2013; Baptista *et al.*, 2005).

As técnicas compensatórias com enfoque no armazenamento baseiam-se na retenção provisória da água com objetivo de recuperar, ao menos em parte, a capacidade de armazenamento natural da bacia (Miguez *et al.*, 2016). Esse armazenamento permite a redução da velocidade do escoamento e a restituição a jusante de maneira controlada (Baptista *et al.*, 2005; Tucci *et al.*, 1995). Entre os dispositivos com essa perspectiva, os mais comumente utilizados são os microreservatórios e os reservatórios de retenção e detenção (SUDREHSA, 2002).

Os reservatórios de detenção são estruturas que retém água apenas durante os eventos de precipitação, podendo ser utilizados como praças, parques e quadras esportivas quando estão secos. O seu principal objetivo é o controle das vazões máximas e podem ser aplicados em áreas com diferentes estágios de urbanização. Na microdrenagem o uso de reservatórios de detenção é recomendado para loteamentos, onde têm o intuito de controlar o escoamento gerado pela impermeabilização do solo, aliviando os sistemas de drenagem à jusante (SUDERHSA, 2002; Francischet, 2012).

No planejamento de técnicas compensatórias, seja de infiltração ou armazenamento, a modelagem hidrológica é uma ferramenta capaz de auxiliar os projetistas, pois além de permitir uma maior compreensão da dinâmica hidrológica, possibilitam o dimensionamento dos dispositivos com base no seu funcionamento integrado, mais próximo do que ocorre em situações reais (Santos, 2009; Rosmann, 2010).

1.2 Justificativa

Os impactos da urbanização sobre escoamento das águas pluviais têm sido demonstrados em diversas pesquisas que destacam o aumento do volume pluvial escoado e das vazões de pico em virtude da alteração da cobertura do solo (Tucci *et al.*, 1997; Sloto, 1998; Burns *et al.*, 2015). Como exemplo, em uma bacia de 0,67km² no Paraná, o volume pluvial escoado aumentou 139% ao comparar o desenvolvimento urbano em 1991 e 2013 (Chang *et al.*, 2015). Na bacia do Dilúvio em Porto Alegre, com 72km² de área, o volume de escoamento pluvial foi entre 6 e 7 vezes maior do que o natural considerando a bacia totalmente impermeabilizada (Silveira, 2000).

As inundações urbanas provocadas por esses impactos, têm aumentado significativamente ao longo das últimas décadas, ampliando também o número de pessoas afetadas e os danos econômicos e financeiros (Jha *et al.*, 2012). É estimado que 60% das mortes e 30% das perdas econômicas causadas por desastres naturais sejam decorrentes de enchentes (Freeman, 1999). No Brasil, somente entre os anos de 2003 e 2006, foram gastos R\$ 2,39 bilhões na reconstrução das perdas provocadas por enchentes que afetaram mais de quatro milhões de pessoas (Cunha, 2007).

Pesquisas internacionais têm mostrado a eficiência das técnicas compensatórias na redução da ocorrência de inundações, especialmente quando aplicadas na escala da bacia e para eventos de precipitação curtos (Dietz *et al.*, 2008; Ahiamble *et al.*, 2013; Qin *et al.*, 2013). A nível nacional, embora a aplicação de técnicas compensatórias seja menos difundida do que em outros países,

estudos também têm apontado as potencialidades da aplicação dessas medidas seja com enfoque no armazenamento ou na infiltração, com resultados que chegam a igualar o volume escoado as condições de pré-desenvolvimento (Tassi, 2002; Araújo, 2000; Martins *et al.*, 2016).

No tocante as técnicas de armazenamento, as pesquisas mostram que os reservatórios têm apresentado desempenho satisfatório no amortecimento das vazões de pico, tanto para o controle localizado quanto para o distribuído (Tassi, 2000; Nakazone, 2005; Francischet, 2012; Silva, 2014). Em áreas residenciais, um estudo realizado em um condomínio hipotético em Curitiba-PR, cuja implantação aumentou em nove vezes a vazão pluvial, mostrou que a aplicação de reservatórios praticamente reestabeleceu as condições de pré-urbanização (Figueiredo e Nunes, 2010 *apud* Sousa, 2013).

Contudo, mesmo havendo uma gama de estudos que comprovam o potencial das soluções compensatórias, a compreensão do funcionamento dos dispositivos e dos seus efeitos sobre os processos hidrológicos ainda permitem um amplo campo de pesquisas (Silva, 2006). Portanto, o presente estudo pretende contribuir com conhecimento científico no que se refere a inserção de reservatórios na contenção do escoamento produzido em um condomínio residencial horizontal, buscando trazer benefícios para o meio ambiente e para os moradores.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo Geral

Avaliar o efeito de reservatórios de detenção com controle concentrado à jusante e distribuído por sub-bacias no amortecimento das vazões máximas e no retardamento dos tempo de pico para diferentes níveis de restrição da vazão máxima lançada no exutório da bacia.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Avaliar o escoamento superficial gerado em três estágios de urbanização do condomínio Cabo Branco Residence Privê: a) Pré-urbanização b) Urbanização Intermediária c) Pós-urbanização.
- Avaliar a eficiência do controle distribuído e concentrado para três níveis de restrição das vazões máximas no exutório da bacia: a) vazão pré-urbanização b) 25% da vazão pós-urbanização e c) 50% da vazão pós-urbanização.
- Avaliar a eficiência do controle da vazão máxima no exutório da bacia tendo em vista a possibilidade de superposição dos picos de vazão amortecidos pelos reservatórios.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Impactos da Urbanização Sobre a Drenagem Urbana

A urbanização é responsável por alterar significativamente os processos hidrológicos, sobretudo, em razão da mudança na ocupação e no uso do solo. A impermeabilização de extensas áreas para construção de telhados, ruas, calçadas, pátios e outros equipamentos urbanos, reduz a parcela de água perdida por infiltração e evapotranspiração e resulta no aumento do escoamento superficial (Tucci *et al.*, 2002; Butler e Davies, 2004) (Figura 2.1).

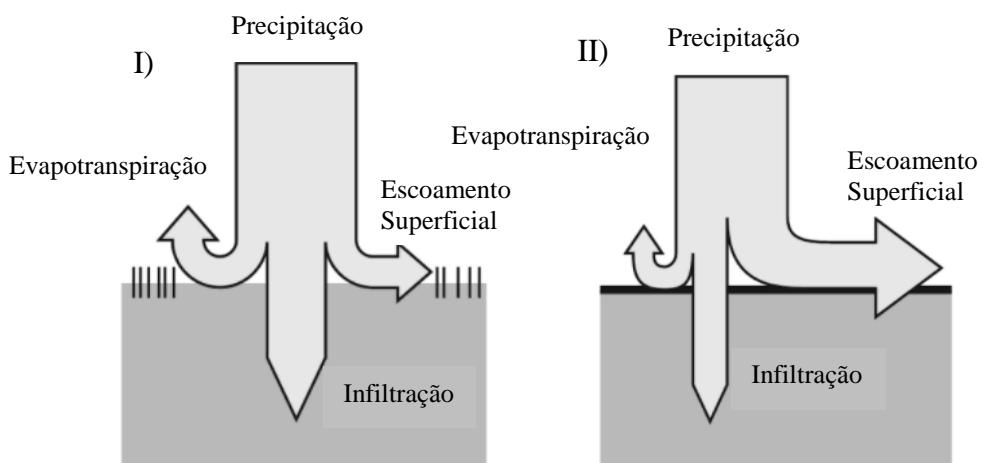


Figura 2.1- Processos hidrológicos I) Pré-urbanização e II) Pós-urbanização.

Fonte: Adaptado de Butler e Davies, 2004.

O escoamento superficial alcança os corpos hídricos mais rapidamente do que o escoamento subterrâneo, portanto o aumento do volume pluvial escoado em superfície intensifica e acelera a chegada da água aos corpos hídricos, aumentando o nível e a frequência de inundações. Além disso, com a canalização do escoamento pluvial gerado em áreas urbanizadas, o volume que antes escoava lentamente pela superfície, adquire maior velocidade nos canais, o que resulta no aumento das vazões máximas e na antecipação dos seus picos no tempo (Butler e Davies, 2004; Tucci *et al.*, 1995; IPH, 2005).

Além disso, a redução da parcela de água infiltrada no solo tende a prejudicar a recarga dos aquíferos, pois reduz o nível dos lençóis freáticos, provocando a diminuição das vazões nos períodos de estiagem. É possível que a existência de vazamentos nos próprios condutos da rede de drenagem revertam esse processo, contudo o escape da água da rede já em porções subsuperficiais pode levar a contaminação da água subterrânea (Lerner 2002; IPH, 2005).

A substituição da cobertura vegetal por superfícies impermeáveis, por si só, implica na redução das taxas de evapotranspiração da vegetação. Contudo, a rápida passagem do escoamento pela bacia, também reduz as taxas de evapotranspiração das superfícies impermeáveis. Embora no verão as taxas de evapotranspiração sejam elevadas devido ao calor armazenado nos asfaltos, telhados e outros pavimentos, nos demais períodos do ano é possível que as temperaturas não sejam suficientes para evaporar água enquanto ela permanece sobre a superfície (Tucci *et al.*, 1995).

Além dos impactos no balanço hídrico, a urbanização também afeta a qualidade das águas pluviais, pois a construção de prédios, a limpeza de terrenos, o tráfego de veículos, dentre outras atividades urbanas, aumentam significativamente a produção de sedimentos na bacia, que são carreados pelo escoamento superficial. Dessa forma, a qualidade das águas pluviais não é melhor do que a de efluentes de tratamento secundário, sobretudo nos primeiros 25 mm de escoamento em que se encontram 95% dos poluentes (Tucci, 2002).

Para atenuar os impactos da urbanização sobre a drenagem, é preciso que a expansão urbana ocorra de forma planejada, mediante o zoneamento do solo, o ordenamento da cidade e a criação de códigos e legislações específicos para drenagem. Nesse contexto, destaca-se importância dos Planos Diretores de Drenagem Urbana, que têm como principal objetivo criar os mecanismos de gestão da infraestrutura urbana relacionados com o escoamento de águas pluviais, dos rios e arroios urbanos. Esse planejamento visa evitar perdas, melhorar as condições de saneamento e qualidade do meio ambiente e da cidade dentro de princípios econômicos, sociais e ambientais (IPH, 2005 e Rezende *et al.*, 2013).

Entretanto, especialmente em países em desenvolvimento, a falta de planejamento e a insuficiência de recursos se traduz na ausência de infraestrutura apropriada para suportar o avanço da urbanização. Como resultado, não é incomum que a expansão urbana provoque perdas sociais e econômicas diversas, à exemplo de perdas de vidas humanas, danos nas infraestruturas e habitações, degradação do ambiente natural, desvalorização do ambiente construído, propagação de doenças e empobrecimento da população (Miguez *et al.*, 2016; Rezende *et al.*, 2013).

No Brasil, o desenvolvimento das cidades costuma ocorrer de forma espontânea e raramente é acompanhado por ações que controlem o aumento indiscriminado das vazões de cheia. Isso decorre de um problema de natureza institucional, pois envolve a definição de competências federais e estaduais, a falta de cooperação entre os órgãos da administração pública e a

dificuldade de comunicação entre a cidade e os cidadãos. Diante disso, a qualidade de vida da população é deteriorada por meio da ocorrência de inundações mais intensas e frequentes e da redução da qualidade da água (Tucci, 2002; Campana e Tucci, 1999).

2.2 Legislação Aplicável à Drenagem Urbana

A Constituição Federal/1988 faz menção ao controle de enchentes, no entanto, referências diretas à drenagem urbana são encontradas na Lei 11.445/2007, que estabelece diretrizes nacionais sobre saneamento básico, na qual um dos princípios fundamentais é a disponibilidade, em todas as áreas urbanas, de serviços de drenagem e manejo das águas pluviais, limpeza e fiscalização preventiva das respectivas redes (Art. 2º Inciso IV). Para isso é requerido um conjunto de atividades, infraestruturas e instalações operacionais de drenagem, transporte, amortecimento de vazões de cheias, tratamento e disposição final das águas pluviais drenadas (Art. 3º Inciso I letra d).

Também no âmbito federal, a Lei 10.257/2001, que estabelece diretrizes gerais da política urbana, dita que os planos diretores municipais devem incluir medidas de drenagem urbana necessárias à prevenção e à mitigação dos impactos dos desastres (Art. 2º Inciso IV). Em tramitação encontra-se, ainda, o Projeto de Lei 1310/2001 que dispõe sobre a Política Nacional de Gestão e Manejo Integrado de Águas Urbanas, a qual pretende reduzir o volume escoado de águas pluviais sem manejo adequado.

No estado da Paraíba, a lei 10.565/2015 dispõe sobre o reuso da água da chuva para atividades industriais que não demandem o uso de água potável. Já a lei 10.298/2014 cita a permeabilidade do solo como diretriz a ser levada em consideração no desenvolvimento de projetos sustentáveis para a construção civil. Todavia, na Paraíba não há leis estaduais específicas sobre drenagem urbana.

Na esfera municipal, o Plano Diretor da Cidade de João Pessoa, traz algumas referências sobre a necessidade de execução de projetos voltados à drenagem urbana, além de regulamentar um percentual mínimo de 4% de solo permeável em edificações verticais e loteamentos. Contudo, em João Pessoa não há um Plano Diretor de Drenagem Urbana como nas cidades de Porto Alegre – RS, Curitiba - PR, São Paulo – SP e Belo Horizonte - MG. Fato que dificulta o atendimento a legislação nacional, pois embora seja atribuição da união a prevenção de eventos críticos, a esfera pública responsável pela drenagem é o município (Nakazone, 2005).

Em Porto Alegre – RS, por exemplo, o Plano Diretor de Drenagem Urbana regulamenta o controle da drenagem em novos empreendimentos por meio da criação do Decreto 18.611/2014

que busca prevenir o aumento das inundações devido a impermeabilização do solo e canalização dos arroios naturais. Nesse decreto fica expresso que as novas ocupações devem seguir os preceitos do desenvolvimento de baixo impacto, com a aplicação de técnicas que privilegiam a infiltração e reservação do escoamento (Art. 1º). Fica definido, também, que 20,8l/s é máxima vazão de saída para rede pública permitida para ocupações que resultem na impermeabilização do solo (Art. 2º). O referido plano foi responsável, ainda, pela elaboração do Manual de Drenagem Urbana de Porto Alegre que estabelece critérios de planejamento, controle e projetos de drenagem na cidade.

2.3 Sistema de Drenagem Urbana Clássico e Sustentável

Diante das epidemias de cólera e tifo que assolaram a Europa no século XIX, surgiram os preceitos higienistas de drenagem urbana que preconizavam a rápida evacuação da água por meio de canalizações e do controle dos cursos de água. Para os defensores desse pensamento, a presença de água nas ruas era nociva e a sua retirada era fundamental para a melhoria da circulação viária e o desenvolvimento urbano, além de mitigar a ocorrência de doenças de veiculação hídrica (Baptista *et al.*, 2005).

Em contrapartida, ao combater a concentração da água de forma localizada, a concepção higienista não soluciona o problema das inundações, mas apenas o transfere para trechos à jusante. Além disso, a expansão urbana sem o devido controle e planejamento apresenta uma forte tendência de inviabilizar as estruturas de drenagem clássica, uma vez que as obras não têm capacidade de suportar o aumento indiscriminado dos volumes escoados. Assim, considerando projeções futuras, a adequação da rede de drenagem às novas vazões de cheia demandaria investimentos recorrentes e insustentáveis (Miguez *et al.*, 2016).

Frente às limitações do modelo clássico, em 1970 surgiram os pilares da abordagem sustentável da drenagem urbana, fundamentados em soluções integradas para bacia hidrográfica, com intuito de compensar os efeitos da urbanização sobre os processos hidrológicos beneficiando a qualidade de vida e a preservação ambiental. De acordo com essa temática, as técnicas aplicadas devem buscar o controle do escoamento na fonte do problema, focando nas causas das cheias e em medidas de reservação e infiltração e por isso têm sido consideradas como uma solução inovadora para drenagem de águas pluviais (Baptista *et al.*, 2005; Rezende *et al.*, 2013; Qin *et al.*, 2013).

Por outro lado, é possível que a deficiência de infraestrutura das cidades impacte negativamente a eficiência desse novo modelo de drenagem. A disposição inadequada de resíduos sólidos e a

presença elevada de cargas poluidoras nas águas pluviais podem inviabilizar a aplicação de medidas de retenção e infiltração de água. Pois quando armazenada, a água com essas características pode apresentar odores e estimular a proliferação de vetores de doenças, e quando infiltrada, pode contaminar o solo e o lençol freático. Além disso, a poluição excessiva das águas pluviais pode colmatar as estruturas e obstruir os elementos de saída agravando o risco de transbordamentos e reduzindo a vida útil dos dispositivos (Sousa *et al.*, 2012).

Outro possível entrave à drenagem sustentável, é a indisponibilidade de espaço para implantação dos dispositivos. Em áreas já densamente urbanizadas, os espaços costumam ser insuficientes e inapropriados ou ainda têm uso conflituoso, especialmente em razão do seu valor econômico (Tucci *et al.*, 1995; Miguez *et al.*, 2016). As técnicas compensatórias demandam ainda o correto planejamento e manutenção frequente, o que eventualmente pode limitar a aplicação desse sistema de drenagem (Sousa *et al.*, 2012).

Ademais, diferentemente do sistema de drenagem clássico, a eficiência das técnicas compensatórias está fortemente condicionada as características locais, tais como: tipo de solo, pluviosidade, topografia e qualidade da água. Por isso não é recomendado aplicá-las a partir de resultados e métodos utilizados em outras regiões, sendo preciso experimentar o comportamento desses dispositivos no local para poder definir a sua aplicabilidade. Fator que pode dificultar o planejamento das técnicas compensatórias (Silva, 2006; Liu *et al.*, 2015).

A transição para um estilo de drenagem mais sustentável também tem sido lenta e por isso ainda não opera efetivamente na escala necessária (Elliot e Trowsdale, 2007). No Brasil, a adoção do sistema clássico de drenagem ocorreu após a Proclamação da República (1889) e ainda que modificado por alguns aportes científicos e tecnológicos, vigora até os dias atuais como o principal sistema de drenagem (Baptista *et al.*, 2005). Já as técnicas sustentáveis ganharam destaque apenas nos anos 2000 e sobretudo nas cidades de Porto Alegre e São Paulo e ainda não estão difundidas por todo país (Sousa *et al.*, 2012). Sendo assim, embora haja um grande apoio da comunidade científica em relação a adoção dessas medidas, ainda existe uma forte resistência no meio técnico profissional (Miguez *et al.*, 2016).

Portanto, é preciso que os projetistas compreendam que as modificações do crescimento urbano sobre o ambiente natural demandam soluções integradas e duradouras e nesse sentido a drenagem sustentável é preferível à clássica, uma vez que se preocupa com a recuperação dos ambientes interna e externamente à área urbana, ao invés de apenas procurar sanear o interior das cidades. A proposição de projetos conscientes pode combinar técnicas clássicas e

sustentáveis aproveitando o potencial de atuação de cada uma delas. Basta que os projetos sejam baseados em arranjos sistêmicos e focados na reorganização espacial dos escoamentos gerados pela bacia (SUDERHSA, 2002; Miguez *et al.*, 2016).

2.4 Técnicas Compensatórias

De maneira geral, as técnicas compensatórias de drenagem urbana buscam restaurar a interceptação, infiltração e armazenamento da bacia natural por meio do equilíbrio dos parâmetros de volume, vazão, recarga de aquíferos e tempos de concentração (Rezende *et al.*, 2013; Ahiablame *et al.*, 2013). Propondo, ainda, a integração do manejo do volume escoado com a valorização da paisagem urbana, por meio da inserção da água excedente em projetos urbanísticos com fins de recreação e paisagismo (Baptista *et al.*, 2005).

2.4.1 Técnicas Compensatórias Estruturais e Não Estruturais

O controle do escoamento por técnicas compensatórias pode ser feito por meio de medidas estruturais e não estruturais. As medidas estruturais envolvem obras hidráulicas que atuam sobre a geração do escoamento e a capacidade de descarga da rede de drenagem, à exemplo de reservatórios, trincheiras de infiltração e pavimentos permeáveis. As medidas não estruturais, por sua vez, referem-se principalmente a prevenção dos impactos causados pelas cheias, à exemplo do zoneamento urbano, educação ambiental, manutenção de áreas permeáveis e alertas de segurança (Miguez *et al.*, 2016; Tucci *et al.*, 1995).

2.4.2 Técnicas Compensatórias Distribuídas e Concentradas

De acordo com a escala de atuação na bacia hidrográfica, as técnicas compensatórias podem ser caracterizadas como soluções distribuídas e concentradas. As distribuídas atuam próximo à formação de escoamento, à nível de lote, praças e passeios, à exemplo das medidas que promovem o aumento das áreas de infiltração e o armazenamento em reservatórios residenciais e telhados. Já as concentradas, atuam sobre vazões de maior porte e são implantadas à jusante do escoamento, à exemplo das medidas que proporcionam o armazenamento em tanques, lagos e reservatórios (Tucci *et al.*, 1995; Urbonas e Stahre, 1993; SUDERHSA, 2002).

A adoção de técnicas distribuídas implica numa maior flexibilidade quanto à localização e ao tipo de medida de controle a ser utilizado, além de ser mais confiável e menos susceptível à falhas do que as técnicas concentradas (Andoh, 2002). Por outro lado, a existência de vários dispositivos de controle, dificulta o monitoramento do sistema e pode ter altos custos de manutenção e operação. A aplicação de técnicas concentradas, por sua vez, resulta numa maior

facilidade de conservar e administrar os dispositivos e podem ter custo de operação e manutenção menores. Todavia, é difícil encontrar locais apropriados para sua instalação em razão do tamanho e do custo dos terrenos necessários para aplicação dessas estruturas (Urbanas e Stahre, 1993).

2.4.3 Técnicas Compensatórias de Infiltração e Armazenamento

De acordo com o princípio de funcionamento, as técnicas compensatórias podem ter dois enfoques principais: infiltração e armazenamento.

As técnicas compensatórias de infiltração visam favorecer a penetração da água no solo a fim de controlar o escoamento superficial e reduzir a carga de poluentes. Para isso, aplicam-se superfícies permeáveis capazes de reter o escoamento por períodos de tempo compatíveis com a condutividade hidráulica do solo, além de filtrar e decantar as partículas poluidoras. Entre os dispositivos com essa perspectiva existem pavimentos permeáveis, telhados verdes, valas e trincheiras de infiltração (Baptista *et al.*, 2005).

As técnicas compensatórias de armazenamento baseiam-se na retenção temporária do escoamento com propósito de controlar as vazões máximas e, se possível, reduzir as cargas poluentes presentes na água pluvial. Para isso, cria-se um volume útil de armazenamento que amortece o hidrograma de entrada e reduz o pico do hidrograma de saída a um valor desejado (Figura 2.2). Permitindo a redistribuição das vazões em um tempo maior do que seria proporcionado pelo escoamento direto, o que reduz a seção hidráulica dos condutos. Entre os dispositivos com essa perspectiva, podem ser citados os microreservatórios e os reservatórios de detenção e retenção (Miguez *et al.*, 2016; Baptista *et al.*, 2005; Tucci *et al.*, 1995).

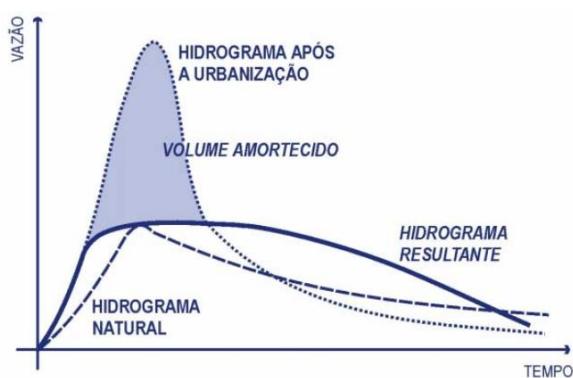


Figura 2.2- Amortecimento do hidrograma em reservatórios urbanos.

Fonte: SUDERHSA, 2002.

De maneira geral, as técnicas compensatórias de infiltração são importantes para resgatar os aspectos naturais do ciclo hidrológico, porém quando o sistema de drenagem falha e a cidade já sofre com inundações, as medidas de armazenamento tornam-se fundamentais para reorganizar o escoamento e mitigar os problemas. Além disso, a eficiência das técnicas de infiltração dependem de aspectos ligados ao solo, tais como: umidade, profundidade do lençol freático e condutividade hidráulica e por isso têm aplicação mais restrita do que as técnicas de armazenamento (Miguez *et al.*, 2016, Lucas *et al.*, 2015).

2.5 Reservatórios de Detenção

Os reservatórios de detenção são estruturas de armazenamento que funcionam a seco, ou seja, retém água apenas quando estão em operação. O principal objetivo dessas estruturas é o controle de inundações e por isso utilizam todo o volume disponível para o amortecimento das vazões máximas, sendo o controle da poluição apenas um objetivo complementar. Dessa forma, a implantação desses dispositivos pode ser considerada uma medida corretiva, pois é capaz de reabilitar os sistemas de drenagem existentes. Quando secos, os reservatórios de detenção podem ser ainda multifuncionais, servindo como área para o estabelecimento de praças e quadras esportivas (Baptista *et al.*, 2005; Tucci *et al.*, 1995).

Os reservatórios de detenção são compostos por estrutura de entrada, preferencialmente munida de grades para evitar a passagem de resíduos sólidos; corpo de armazenamento; estrutura de descarga e dispositivo de extravasão de emergência. Podem ser escavados ou materializados por uma pequena barragem, aproveitando ou não as depressões naturais do terreno (Nakazone, 2005; SUDERHSA, 2002). Com relação à forma, podem haver reservatórios de detenção à céu aberto, comumente aplicados em áreas com muita disponibilidade de espaço, ou subterrâneos, normalmente inseridos em locais densamente ocupados (Baptista *et al.*, 2005) (Figura 2.3 e Figura 2.4).

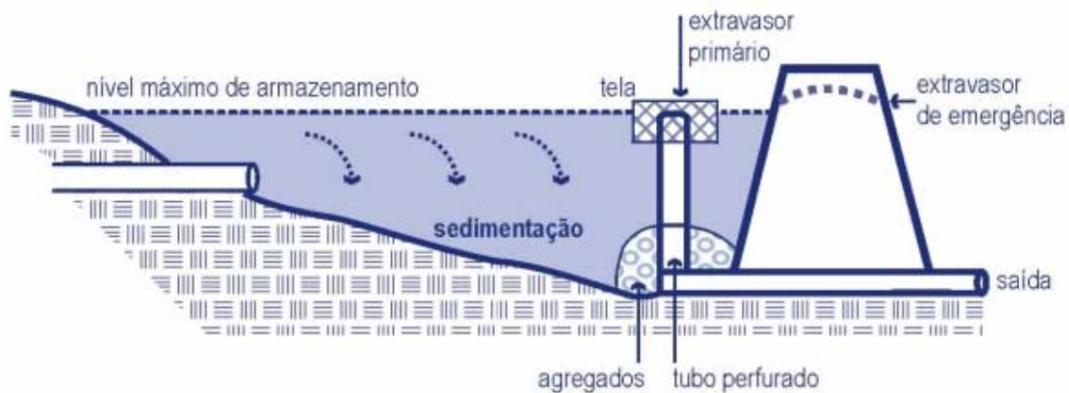


Figura 2.3- Reservatório de detenção à céu aberto.

Fonte: SUDERHSA, 2002.

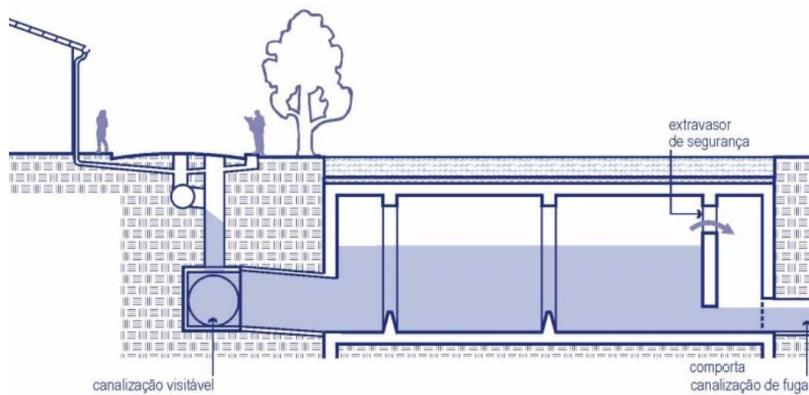


Figura 2.4 - Reservatório de detenção subterrâneo.

Fonte: SUDERHSA, 2002

Normalmente é preferível implantar reservatórios à céu aberto, pois permitem o uso a água para outros fins, como recreação e paisagismo, além reduzir os custos com a construção e manutenção dos dispositivos (Baptista *et al.*, 2005). Entretanto, além da indisponibilidade de espaço, outro fator que deve ser considerado é a proliferação potencial de mosquitos, pois a frequência de eventos chuvosos pode transformar o reservatório de detenção em um ambiente propício para algumas espécies de insetos e, por isso, nocivo para população no seu entorno. Nesses casos é interessante optar por reservatórios subterrâneos ou adotar tempos de detenção inferiores ao necessário para o ciclo reprodutivo das espécies locais de mosquitos (SUDERHSA, 2002).

Na microdrenagem, a aplicação de reservatórios de detenção é recomendada para espaços públicos como, parques e praças e áreas abertas de condomínios privados. No âmbito dos loteamentos, essa medida de contenção tem o intuito de controlar o escoamento gerado pelo

empreendimento aliviando o sistema de drenagem à jusante (SUDERHSA, 2002). Nesses casos, os dispositivos costumam ser instalados à jusante da fonte geradora e por isso demandam estruturas de médio a grande porte capazes de armazenar a água drenada por loteamentos inteiros. Todavia, os reservatórios podem ser instalados on-line, captando toda a água da rede, ou off-line, quando amortecem apenas os volumes de cheias, sendo o segundo tipo uma alternativa para estruturas muito grandes e de custo elevado (Tucci *et al.*, 1995; Miguez *et al.*, 2016).

No Brasil, a aplicação de reservatórios para contenção de cheias é razoavelmente difundida principalmente nas cidades de São Paulo e Porto Alegre (Miguez *et al.*, 2016). Como exemplos, pode-se citar os piscinões de Anhanguera e Jabaquara (SP) e a praça Júlio Andreatta (RS) (Figura 2.5). Ainda assim, o Brasil encontra-se longe do estágio de desenvolvimento do Japão, por exemplo, onde a implantação desses reservatórios é obrigatória (Cruz *et al.*, 1998).



Figura 2.5- Piscinões de Anhanguera e Jabaquara (SP) e praça Júlio Andreatta (RS).

Fonte: Almeida, 2014; Martins, 2015

2.5.1 Dimensionamento de Reservatórios de Detenção

O critério básico para o dimensionamento de reservatórios de detenção é a determinação da vazão máxima de saída. Em projetos voltados ao restabelecimento das condições naturais, a vazão máxima de saída da área urbanizada costuma ser igual a vazão máxima das condições

preexistentes para um tempo de retorno escolhido. Já em projetos menos restritivos, basta que a vazão de saída não ultrapasse a capacidade de suporte da rede de drenagem existente (Tucci *et al.*, 1995).

Após a definição do nível de restrição do projeto, o dimensionamento do reservatório pode ser feito pelo Método de Puls, um método conceitual, centrado em relações de armazenamento, que permite a simulação da dinâmica do enchimento das estruturas e do funcionamento das bacias controladas (Baptista *et al.*, 2001).

O Método de Puls se fundamenta no Princípio da Conservação de Massa por meio da aplicação Equação da Continuidade, como descrito a seguir:

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

Em que: S= Volume armazenado no reservatório (m³); Q= Vazão de saída (m³/s); I=Vazão de entrada (m³/s).

Considerando que as variações nas vazões de entrada e saída durante um intervalo Δt são funções lineares, é possível discretizar a Equação da Continuidade da seguinte maneira:

$$\frac{S_{t+1} - S_t}{\Delta t} = \frac{I_t + I_{t+1}}{2} - \frac{Q_t + Q_{t+1}}{2} \quad (2.2)$$

Em que: I_t e I_{t+1} = Vazões de entrada no reservatório no tempo t e t+1; Q_t e Q_{t+1} = Vazões de saída no reservatório no tempo t e t+1; S_t e S_{t+1} = Armazenamento do reservatório nos tempos referidos.

Tendo em vista que os valores S_t e Q_t definem a condição inicial do sistema e por isso são conhecidos, as incógnitas da equação são S_{t+1} e Q_{t+1} . Assim a equação pode ser rearranjada de forma que os termos desconhecidos fiquem no primeiro membro:

$$Q_{t+\Delta t} + \frac{2S_{t+1}}{\Delta t} = I_t + I_{t+\Delta t} - Q_t + \frac{2S_t}{\Delta t} \quad (2.3)$$

Todavia, como a equação apresenta duas incógnitas, para encontrar a sua solução é preciso inserir uma equação adicional que relaciona o armazenamento com vazão de saída:

$$Q = F \left(Q + \frac{2S}{\Delta S} \right) \quad (2.4)$$

Essa relação é obtida a partir da fusão entre duas outras relações: cota-armazenamento e cota-vazão (Cruz *et al.*, 1998).

A relação cota-armazenamento é o resultado da cubagem volumétrica do reservatório, ou seja, a correlação entre a cota do nível da água e o volume do reservatório. Para um reservatório de formato cúbico, a relação cota-armazenamento é descrita da seguinte forma:

$$S = A_b \times h \quad (2.5)$$

Em que: A_b = Área da base do reservatório (m^2), h = Altura do reservatório (m).

A relação cota-vazão é função das características dos elementos extravasores do reservatório. No caso de um reservatório com um vertedor como extravasor de emergência e um orifício circular como descarregador de fundo, a relação cota-vazão é obtida pela soma das equações características desses dispositivos descrita a seguir:

$$Q = C_v \times B \times (Z - K)^{\frac{3}{2}} + C_o \times A \times \sqrt{2gh} \quad (2.6)$$

Em que: C_v = Coeficiente de descarga do vertedor; B = largura do vertedor; Z = Cota da linha d'água do vertedor, K = Cota da crista do vertedor, C_o = Coeficiente de descarga do orifício, A = Área da seção de saída; g = Aceleração da gravidade, h = Diferença de nível entre montante e jusante do descarregador.

De posse da relação cota-armazenamento (Equação 2.5) e cota-vazão (Equação 2.6) para cada intervalo de tempo Δt , é possível construir uma curva com a relação armazenamento-vazão de saída (Figura 2.6) e a partir do valor de Q determinado nessa curva definir o armazenamento no instante seguinte (Equação 2.3) (IPH, 2005).

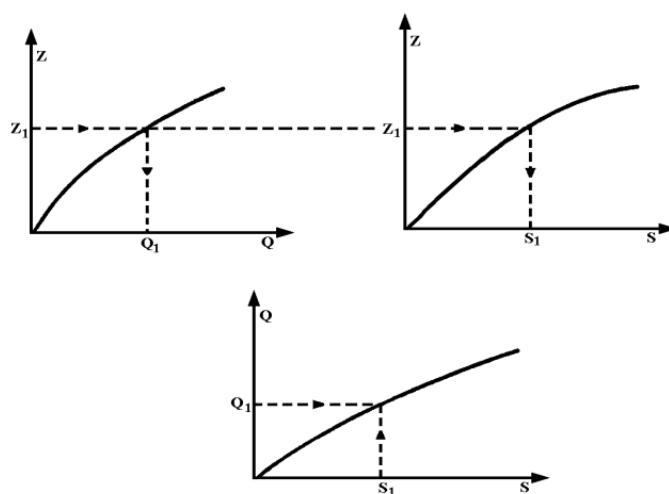


Figura 2.6 – Funções de armazenamento para o cálculo do amortecimento em reservatórios.

Fonte: IPH, 2005.

Em suma, o Método de Puls, determina o hidrograma de saída do reservatório a partir de um hidrograma de entrada conhecido e da relação entre cota e capacidade de armazenamento e cota e vazão de saída. Por isso, o dimensionamento do reservatório pelo Método de Puls é feito por um processo interativo em que as dimensões do dispositivo são arbitradas até que o hidrograma de saída resultante seja compatível com a vazão de saída desejada. Portanto, a aplicação do método de Puls pode ser facilitada quando estiver integrada com *softwares* de simulação hidrológica (Baptista et al, 2005).

2.6 Modelagem Hidrológica Aplicada a Drenagem Urbana

Os modelos hidrológicos permitem representar e simular o comportamento de uma bacia hidrográfica, possibilitando o entendimento dos processos e impactos provocados pelas mudanças na sua composição natural. Dessa forma, a modelagem é essencial para que os administradores urbanos possam tomar decisões coerentes e com elevado grau de confiabilidade e por isso se configuram como uma importante ferramenta na gestão da drenagem urbana (Tucci, 1998; Garcia *et al.*, 2004).

De maneira geral, a modelagem com aplicação voltada a drenagem urbana se propõe a atender diversos objetivos tais como: avaliar as respostas da bacia hidrográfica, contabilizar a poluição, auxiliar o controle em tempo real e analisar a interação entre sub-bacias. Nesse contexto, destaca-se a importância dos modelos chuva-vazão, caracterizados como modelos hidrológicos determinísticos, que podem ser utilizados para o planejamento urbano e para o dimensionamento e manejo da drenagem (Maksimovic, 2001).

Os modelos hidrológicos determinísticos, conferem um grau de causalidade entre os dados de entrada e saída, buscando imitar o comportamento do sistema hidrológico a partir da configuração de condições de fronteira e variáveis de estado iniciais. Entretanto, em razão da heterogeneidade das áreas urbanas, a representação do comportamento hidrológico se aproxima mais da realidade quando é simulada por modelos determinísticos distribuídos, pois consideram a variabilidade espacial e permitem analisar, com melhor embasamento, as modificações na bacia (Garcia e Paiva, 2006; Santos, 2009).

Com relação as técnicas compensatórias, a aplicação da modelagem hidrológica apresenta os seguintes aspectos positivos (Bosley,2008; Sun *et al.*, 2013):

- Promove uma representação acurada das condições pré e pós-desenvolvimento;

- Possibilita a simulação de cenários futuros com limitação de dados de entrada, permitindo avaliar as performances dos dispositivos de controle sem a necessidade de longas séries de dados monitorados;
- Simula os dispositivos de forma integrada, aproximando a análise das condições reais;
- Simula a transição do escoamento de um tipo de solo para o outro.

2.6.1 Simulação Hidrológica no SWMM

O *Storm Water Management Model* – SWMM é um modelo de transformação chuva-vazão, desenvolvido pela Agência de Proteção do Meio Ambiente dos EUA - EPA em 1971, mas com várias atualizações até a versão mais recente, o SWMM 5. Esse modelo é capaz de simular a quantidade e qualidade do escoamento superficial, especialmente em áreas urbanas, podendo ser aplicado para eventos isolados ou simulações contínuas a longo prazo. Para isso, o SWMM acompanha a evolução da qualidade e quantidade do escoamento em cada sub-bacia, bem como a vazão, altura de escoamento e qualidade da água em cada tubulação ou canal, durante um período de simulação composto por múltiplos intervalos de tempo. Em termos práticos, o SWMM permite a entrada de dados sobre a área em estudo, com posterior simulação do comportamento hidrológico e possibilidade de visualizar os resultados em uma variedade de formatos (Rossman, 2012).

2.6.2 Simulação do Escoamento Superficial

- Representação Conceitual das Sub-bacias

Na simulação do escoamento superficial, o SWMM adota uma representação conceitual para a sub-bacia (Figura 2.7), na qual ela tem superfície retangular, declividade uniforme e largura perpendicular à direção preferencial do escoamento (Rossman, 2012).

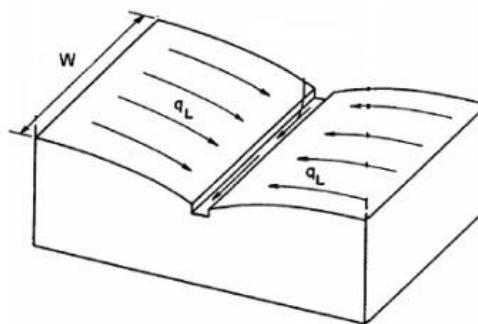


Figura 2.7 - Representação conceitual das sub-bacias no modelo SWMM.

Em que W = largura e q_L = direção preferencial do escoamento.

Fonte: Rossman, 2012.

- Divisão das Sub-Bacias em Áreas Permeáveis e Impermeáveis

No SWMM as sub-bacias podem ser divididas em subáreas permeáveis e impermeáveis, em que o escoamento superficial é capaz de infiltrar no primeiro tipo, mas não no segundo. Além disso, as áreas impermeáveis podem ser novamente divididas em áreas com armazenamento em depressões e áreas sem essa característica. Existem duas opções para o fluxo do escoamento superficial, que pode ocorrer entre sub-bacias ou ser diretamente drenado para um ponto de saída (Rossman, 2012).

- Determinação da Infiltração

No SWMM, a infiltração, processo em que a água penetra na zona não saturada do solo da área permeável da sub-bacia, pode ser modelada pela Equação de Horton, pelo modelo Green-Ampt e pelo Método SCS.

A Equação de Horton (Equação 2.7), desenvolvida em meados da década de 1930, é uma fórmula empírica que representa o fenômeno da infiltração mediante a premissa de que a capacidade de armazenamento do solo possui uma taxa inicial que decresce exponencialmente ao longo do evento de chuva até atingir um valor mínimo constante (Chow *et al.*, 1988).

$$f = f_c + (f_0 - f_c) \times e^{-kt} \quad (2.7)$$

Em que: f = Taxa de Infiltração no tempo t (mm/h), f_c = Taxa de infiltração mínima ($t \rightarrow \infty$) (mm/h), f_0 = Taxa de infiltração máxima ($t = 0$) (mm/h), k = Coeficiente de decaimento (h^{-1}).

A equação de Horton é válida quando o suprimento de água no solo é superior a sua taxa de infiltração, e nesse caso, a parcela de água que não infiltra, é transformada em escoamento superficial direto (Chow *et al.*, 1988). Esse comportamento é ilustrado na Figura 2.8.

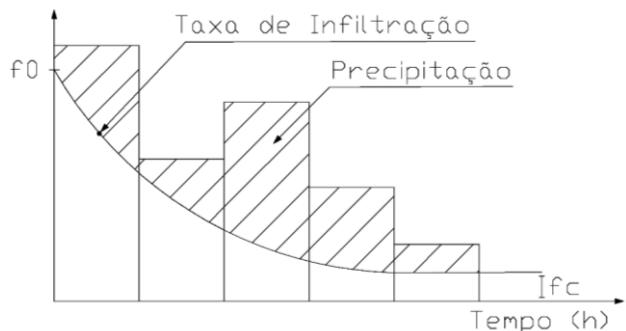


Figura 2.8- Comportamento as infiltração definido pela fórmula de Horton

Fonte: Elaboração Própria

A fórmula de Horton é um dos métodos mais conhecidos para determinação da infiltração, contudo a obtenção dos seus parâmetros em campo demanda um teste com infiltrômetro de duplo anel (Tucci *et al.*, 1995).

- Obtenção do Escoamento Superficial

No SWMM, a sub-bacia é modelada como um reservatório não-linear, cujo fluxo de entrada provem da precipitação e de contribuições a montante e o fluxo de saída se deve a infiltração, evaporação e escoamento superficial. A capacidade desse reservatório é igual ao máximo volume retido nas depressões do terreno (d_s) e a lâmina de água total sobre o reservatório (d) varia com o tempo e é determinada pela resolução da Equação da Continuidade (Equação 2.8). O escoamento superficial (Q), por sua vez, é determinado pela Equação de Manning (Equação 2.9) e ocorre apenas quando a lâmina de água no reservatório supera o armazenamento nas depressões (Figura 2.9).

$$\frac{\partial d}{\partial t} = i - f - e - qL \quad (2.8)$$

Em que: d = Lâmina de água sobre o reservatório (mm); i = Intensidade de precipitação (mm/h); f = Taxa de infiltração(mm/h); qL = Escoamento superficial por unidade de área (m/s).

$$Q = \frac{1}{n} A_s \times R h^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}} \quad (2.9)$$

Em que: Q =Escoamento superficial (m^3/s); n = Coeficiente de rugosidade de Manning; A_s = área da secção transversal do escoamento (m^2); R = Raio Hidráulico; S = Declividade da sub-bacia (m/m)

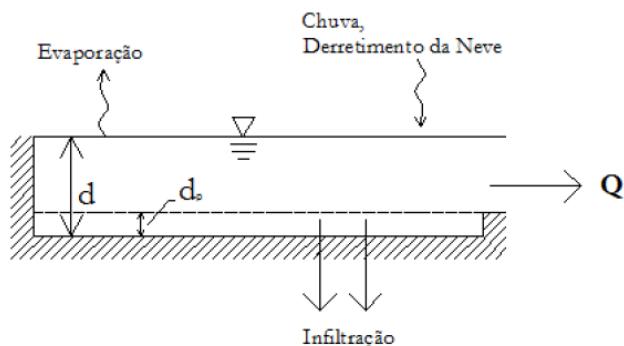


Figura 2.9 - Simulação do balanço hídrico feito pelo SWMM.

Fonte: Rossman, 2012.

Considerando que o escoamento superficial se aproxima do fluxo uniforme de uma lâmina ($d - d_s$) em um canal retangular de largura W e declividade constante S (Figura 2.10), a área de

seção transversal do escoamento e o perímetro do reservatório podem ser definidos respectivamente pelas equações 2.10 e 2.11:

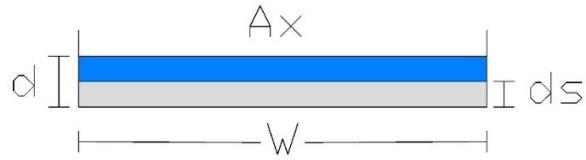


Figura 2.10- Representação da área de seção e do perímetro molhado do canal.

Fonte: Elaboração Própria.

$$As = W(d - ds) \quad (2.10)$$

$$P = W + 2(d - ds) \quad (2.11)$$

Tendo em vista que normalmente a largura da sub-bacia é muito maior do que a diferença entre a lâmina de água e a capacidade de armazenamento superficial, para o cálculo do raio hidráulico adota-se que $P = W$.

$$Rh = d - ds \quad (2.12)$$

Substituindo (2.12) e (2.11) em (2.9) temos que:

$$Q = \frac{WS^{1/2} (d - ds)^{5/3}}{N} \quad (2.13)$$

Considerando que o escoamento por unidade de área é dado por:

$$qL = \frac{Q}{A} \quad (2.14)$$

Obtém-se que:

$$qL = \frac{WS^{1/2}}{An} (d - ds)^{5/3} \quad (2.15)$$

Considerando que o termo $\frac{WS^{1/2}}{An}$ é uma constante temos que:

$$qL = \alpha (d - ds)^{5/3} \quad (2.16)$$

Substituindo (2.16) em (2.8), obtém-se a equação governante do SWMM para determinação do escoamento. (2.17)

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

Considerando que as taxas de precipitação (i), infiltração (f) e evaporação (e) são constantes foi adotado que:

$$Ie = i - f - e \quad (2.18)$$

Assim a equação governante pode ser expressa como:

$$\frac{\partial d}{\partial t} = Ie - \alpha(d - ds)^{5/3} \quad (2.19)$$

Para $d > ds$, o escoamento superficial por unidade de área é dado por:

$$qL = \alpha(d - ds)^{\frac{5}{3}} \quad (2.20)$$

Para $d \leq ds$, o escoamento superficial por unidade de área é nulo:

$$qL = 0 \quad (2.21)$$

Portanto só há escoamento quando a lâmina de água sobre o reservatório é maior do que a capacidade de armazenamento superficial.

2.6.3 Simulação do Escoamento em Condutos

A propagação do escoamento em condutos é regida pelas leis da Conservação de Massa e da Quantidade de Movimento para fluxo gradualmente variado não permanente, e é calculada pelas equações de *Saint Venant*.

No SWMM é possível determinar o nível de sofisticação para resolução dessas equações, por meio da seleção de um modelo de transporte hidráulico dentre os três disponíveis: fluxo uniforme, onda cinemática e onda dinâmica.

O modelo da onda cinemática resolve a equação da continuidade adotando uma simplificação para a equação da quantidade de movimento nos condutos, considerando os seguintes critérios:

- A declividade da superfície da água é igual a declividade de fundo do canal;
- A vazão máxima do conduto é aquela que o conduto com a seção totalmente preenchida é capaz de transportar, sendo perdida para o sistema toda e qualquer vazão que exceder esse limite;
- Aplicação restrita a redes ramificadas.

Com a utilização do modelo da onda cinemática, permite-se que a vazão e a área possam variar no espaço e no tempo no interior do conduto, o que pode resultar no amortecimento ou defasagem entre os hidrogramas de saída e os hidrogramas de entrada. Entretanto, o modelo da onda cinemática não é capaz de simular efeitos como o ressalto hidráulico, as perdas nas entradas e saídas, o remanso e o fluxo pressurizado. Portanto, é possível utilizar o modelo com eficiência satisfatória na simulação do transporte hidráulico desde que esses efeitos não estejam presentes no sistema ou não tenham importância significativa para análise (Rosmann, 2012).

2.6.4 Simulação do Controle do Escoamento em Reservatórios

A simulação dos reservatórios no SWMM é feita de forma diferente das demais técnicas compensatórias. O modelo simula os reservatórios como unidades de armazenamento, representados por nós inseridos no sistema de drenagem com a função de armazenar determinados volumes de água. Como dados de entrada, é preciso informar ao modelo: a cota do radier, a altura máxima do dispositivo e as suas propriedades volumétricas, que podem ser definidas por uma função ou tabela que relate a área superficial à profundidade. O SWMM ainda permite considerar a evaporação da água no dispositivo e possibilidade de ocorrer alagamentos. Por fim, é preciso definir os elementos de saída do reservatório, estruturas fundamentais para controle do escoamento realizado pelo dispositivo (Rosmann, 2012).

3 METODOLOGIA

3.1 Descrição Geral

As avaliações realizadas no presente estudo foram baseadas na simulação hidrológica do efeito dos reservatórios de detenção no controle do escoamento superficial, com aplicação voltada ao condomínio horizontal Cabo Branco Residence Privê, utilizando o SWMM. Os processos metodológicos realizados para isso, podem ser organizados em três categorias principais: Pré-simulação, Determinação dos dados de entrada e Simulação do Escoamento (Figura 3.1).

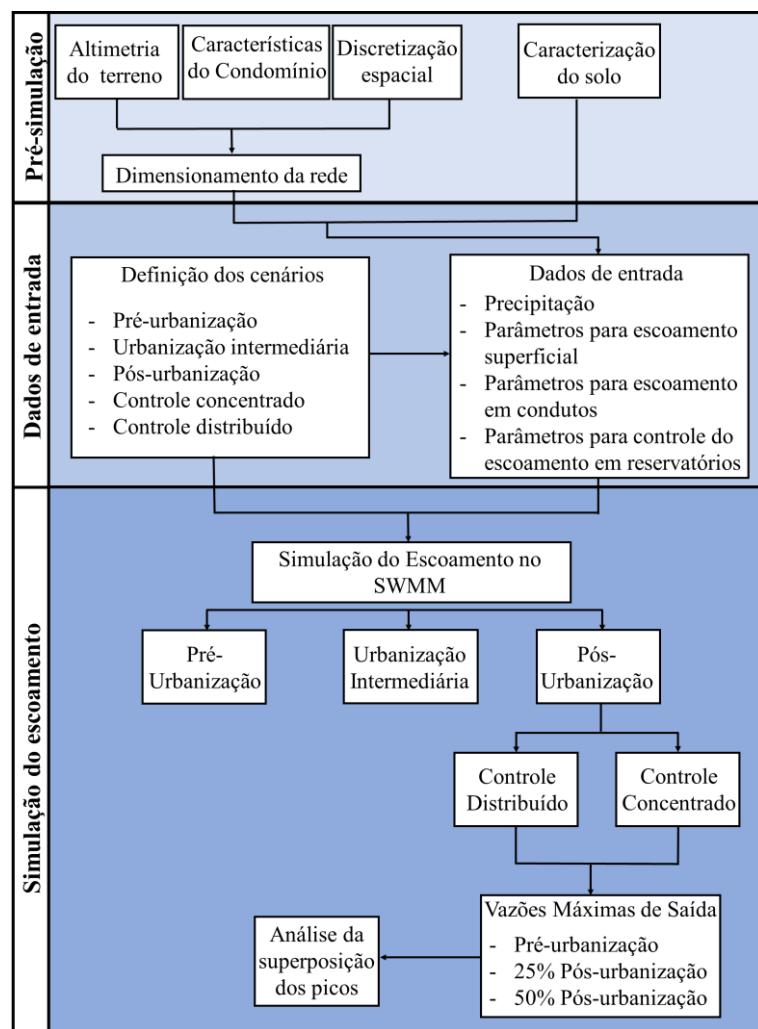


Figura 3.1- Fluxograma com a descrição geral da metodologia.

Fonte: Elaboração Própria.

Na fase de pré-simulação, foi feito um levantamento das características do condomínio Cabo Branco Residence Privê e do ambiente em que o empreendimento está inserido, com intuito de embasar os parâmetros e considerações adotadas nas simulações. De posse dessas informações,

a área do condomínio foi discretizada em sub-bacias de contribuição, o que permitiu a análise do escoamento gerado em porções menores da área de estudo.

Com base na altimetria do terreno, na ocupação do solo e na discretização espacial foi dimensionada uma rede de microdrenagem simplificada para o condomínio, contendo apenas as galerias pluviais principais e os poços de visita. Essa rede foi dimensionada por meio da aplicação do Método Racional adotando critérios de projeto estabelecidos para obras de microdrenagem em áreas residenciais. O dimensionamento da rede de microdrenagem permitiu considerar nas simulações a propagação do escoamento em condutos interligando as sub-bacias e os reservatórios de detenção.

Na determinação dos dados de entrada, foram definidos cinco cenários de análise para simulação da área de estudo de acordo com os critérios para o uso e ocupação do solo e para o controle do escoamento: a) Pré-urbanização: solo totalmente permeável e coberto por grama b) Urbanização Intermediária: apenas ruas impermeabilizadas c) Pós-urbanização: impermeabilização atual, d) Controle com reservatórios de detenção concentrados e) Controle com reservatórios de detenção distribuídos.

Em seguida, com base nos cenários foram definidos os dados de entrada das simulações. Primeiramente foi determinada a precipitação, representada por um evento crítico de chuva. Em sequência, foram definidos os parâmetros do SWMM para propagação do escoamento em superfície, considerando as características das sub-bacias e a ocupação e caracterização do solo; e em condutos, considerando a microdrenagem proposta. Finalmente, foram definidos os parâmetros do SWMM para o controle do escoamento em reservatórios, envolvendo as características das unidades de armazenamento e dos elementos de saída.

Na última fase, foi simulado no SWMM o escoamento superficial gerado no exutório da bacia em diferentes estágios de urbanização do condomínio definidos nos cenários (a) (b) e (c). Em seguida, conhecendo o escoamento gerado no cenário (c), foram simulados os reservatórios de detenção definidos nos cenários (d) e (e) para diferentes níveis de restrição da vazão máxima de saída no exutório da rede de drenagem: i) vazão máxima pré-urbanização, ii) 25% da vazão máxima pós-urbanização iii) 50% da vazão máxima pós-urbanização. Por fim, foi avaliado o efeito do controle do escoamento no exutório da rede de drenagem tendo em vista a possibilidade de superposição dos picos amortecidos pelos reservatórios.

3.2 Área de Estudo

A área de aplicação do presente estudo é o condomínio horizontal Cabo Branco Residence Privê, localizado no bairro Portal do Sol, zona leste da cidade de João Pessoa (PB). O bairro Portal do Sol faz divisa com o Altiplano ao norte; com Cabo Branco, Seixas e Penha ao leste; com Jardim Cidade Universitária e Bancários a oeste e com Mangabeira e Costa do Sol ao sul (Figura 3.2). Trata-se de uma região com ocupação recente, por isso alvo de intensa especulação imobiliária e ao mesmo tempo carente em infraestrutura e serviços. Na sua extensão, a cobertura vegetal, incluindo remanescentes de Mata Atlântica, vem sendo substituída pela construção de equipamentos urbanos, a exemplo de grandes avenidas, e da expansão de condomínios residenciais (Alexandre *et al.*, 2009).

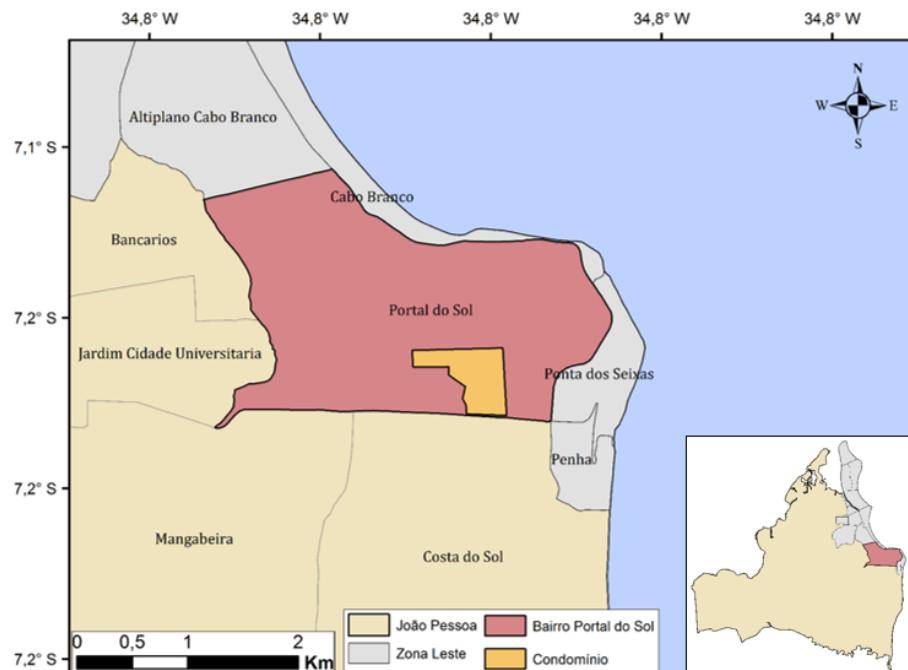


Figura 3.2- Localização geográfica do Condomínio Cabo Branco Residence Privê.

Fonte: Elaboração Própria.

O condomínio Cabo Branco Residence Privê foi construído em 1998, dispondo de uma área de 33,8 ha dos quais aproximadamente 9,5 ha (28% da área total) correspondem à áreas de remanescente florestal. Nesse espaço estão dispostos 438 lotes, com tamanho padrão de 360m², para os situados no meio das quadras e 450m² para os localizados nas esquinas, o que caracteriza o referido empreendimento como um condomínio residencial de grande porte (Lira, 2012).

Segundo a administração do condomínio Cabo Branco Residence Privê, no ano de 2016, havia apenas 49 lotes vazios e um total de 335 casas construídas onde moram aproximadamente 2.000 pessoas (Figura 3.3). Portanto o condomínio possui uma densidade populacional aproximada de 58 hab/ha.



Figura 3.3 - Vista aérea da área do Condomínio Cabo Branco Residence Privê.

Fonte: *Google Earth*.

Com exceção das áreas de remanescente florestal, percebe-se que a delimitação dos lotes do condomínio buscou aproveitar ao máximo o terreno disponível, e por isso, existem poucos espaços disponíveis para implantação de medidas de controle do escoamento. Além disso, alguns locais sem uso específico se encontram a montante da propagação do escoamento, dificultando a proposição das técnicas compensatórias. Dessa forma, existem três espaços remanescentes que poderiam ser utilizados para o controle a jusante são eles: 1) o entorno do salão de festas 2) um terreno classificado como área comum mas sem uso específico 3) um canteiro gramado que compõe a fachada do empreendimento (Figura 3.4 e Tabela 3.1).



Figura 3.4 - Espaço disponível na urbanização atual para a construção de reservatórios de detenção

Fonte: Elaboração própria

Tabela 3.1- Área aproximada dos espaços disponíveis considerando a ocupação atual do condomínio.

Fonte: Elaboração própria

Áreas disponíveis na ocupação atual	
Espaço Remanescente	Área (m ²)
1	750
2	670
3	885

Com relação a rede de drenagem, o projeto executado no condomínio Cabo Branco Residence Privê foi cedido pela administração do empreendimento, no entanto, percebeu-se que as informações obtidas eram insuficientes e estavam desatualizadas. Mesmo assim, sabe-se que o escoamento é transportado em sarjetas e sarjetões por praticamente toda a extensão do empreendimento, havendo bocas de lobo apenas na porção mais baixa da avenida principal e em duas ruas adjacentes, nas quais, provavelmente o escoamento é muito intenso. Não há poços de visita e existem três galerias pluviais, duas recebem a contribuição das bocas de lobo

localizadas na avenida principal e a outra fica próximo ao muro que delimita o lado direito do condomínio e está em manutenção.

Como resultado da drenagem existente, os moradores do Condomínio Cabo Branco Residence Privê convivem com constantes alagamentos, percebidos sobretudo, após eventos de chuva com maior intensidade. Na avenida principal, a água ocupa praticamente toda largura da rua, que mede 6 metros, enquanto que a faixa de escoamento máxima recomendada pra vias principais é 0,80 metros (PMRJ, 2010). Nas avenidas secundárias, para as quais é recomendado uma faixa máxima de escoamento de 1 metro (PMRJ, 2010), alguns trechos ficam completamente alagados dificultando o tráfego de pedestres e veículos (Figura 3.5).



Figura 3.5 - Alagamentos no Condomínio Cabo Branco Residence Privê.

Fonte: Acervo Pessoal.

No tocante a qualidade das águas pluviais, foi informado pela administração do condomínio a ocorrência de dois casos recentes de ligações clandestinas de esgoto na galerias pluviais feitas pelos próprios moradores. O esgotamento sanitário do condomínio é feito por fossas sépticas, e possivelmente os moradores fizeram as ligações indevidas para não arcar com custos de manutenção desses dispositivos. Ambos os casos foram encaminhados ao órgão ambiental responsável.

3.3 Altimetria do Terreno

A administração do condomínio Cabo Branco Residence Privê, que forneceu grande parte dos dados referentes ao empreendimento utilizados nesse estudo, não possuía nenhum projeto ou documentação contendo o levantamento altimétrico do local. Por isso, para definir a altimetria do condomínio, foi preciso realizar a triangulação dos pontos cotados do bairro Portal do Sol fornecidos online pela Prefeitura Municipal de João Pessoa. Esse processo de triangulação e consequente determinação das curvas de nível foi gerado com o auxílio do software Topocal, contudo, é importante considerar que os resultados obtidos não têm a mesma precisão de um levantamento em terra, pois são provenientes de imagens de satélite cuja resolução não fornece uma quantidade expressiva de pontos por unidade de área. Diante disso, observações *in loco*, foram utilizadas para corrigir erros muito bruscos e tentar aproximar o levantamento altimétrico gerado das condições reais (Figura 3.6).

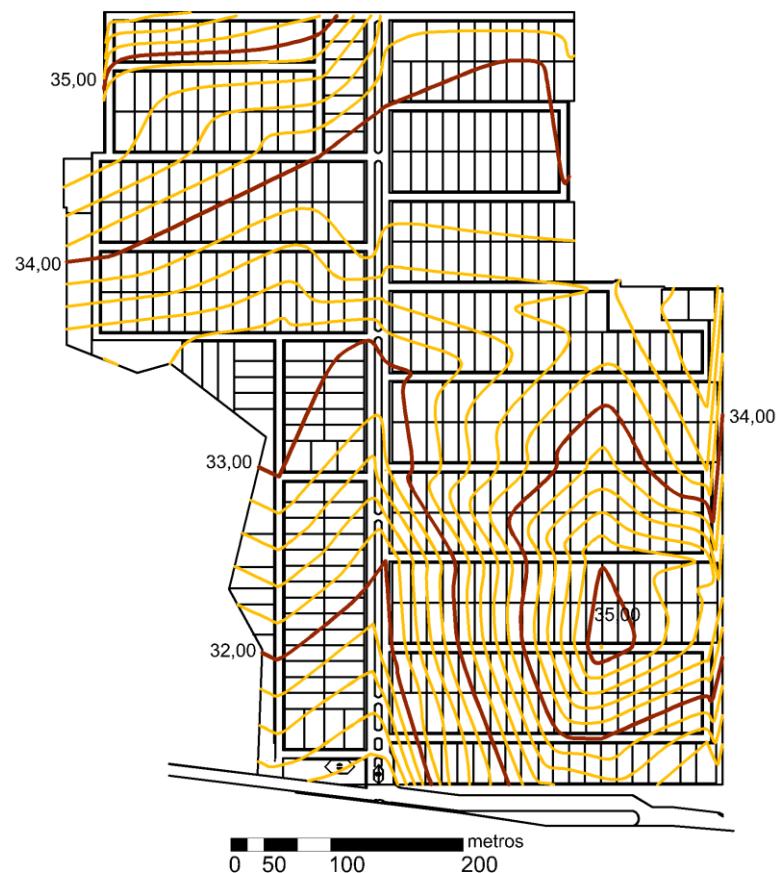


Figura 3.6- Planta baixa do condomínio com as curvas de nível.
Fonte: Elaboração Própria.

3.4 Caracterização do Solo

A caracterização do solo do Condomínio Cabo Privê foi fundamentada no Mapa Pedológico do Estado da Paraíba (2004) considerando os ajustes propostos por Furrier, 2007 (Figura 3.7). Contudo, como o mapa encontra-se na escala 1:400.000 e a área de estudo situa-se na transição entre dois tipos de solo, não foi possível definir a pedologia com precisão apenas pela análise espacial. Foi preciso, também, correlacionar os tipos de solo possíveis com as características topográficas e altimétricas da área de estudo. Portanto, em virtude do Condomínio Cabo Branco Residence Privê estar inserido nos planaltos costeiros ao sul de João Pessoa (Alexandre *et al.*, 2009), ele encontra-se em um região onde o tipo de solo é o Argissolo Vermelho-Amarelo distrófico Tb, com horizonte A moderado e textura média.

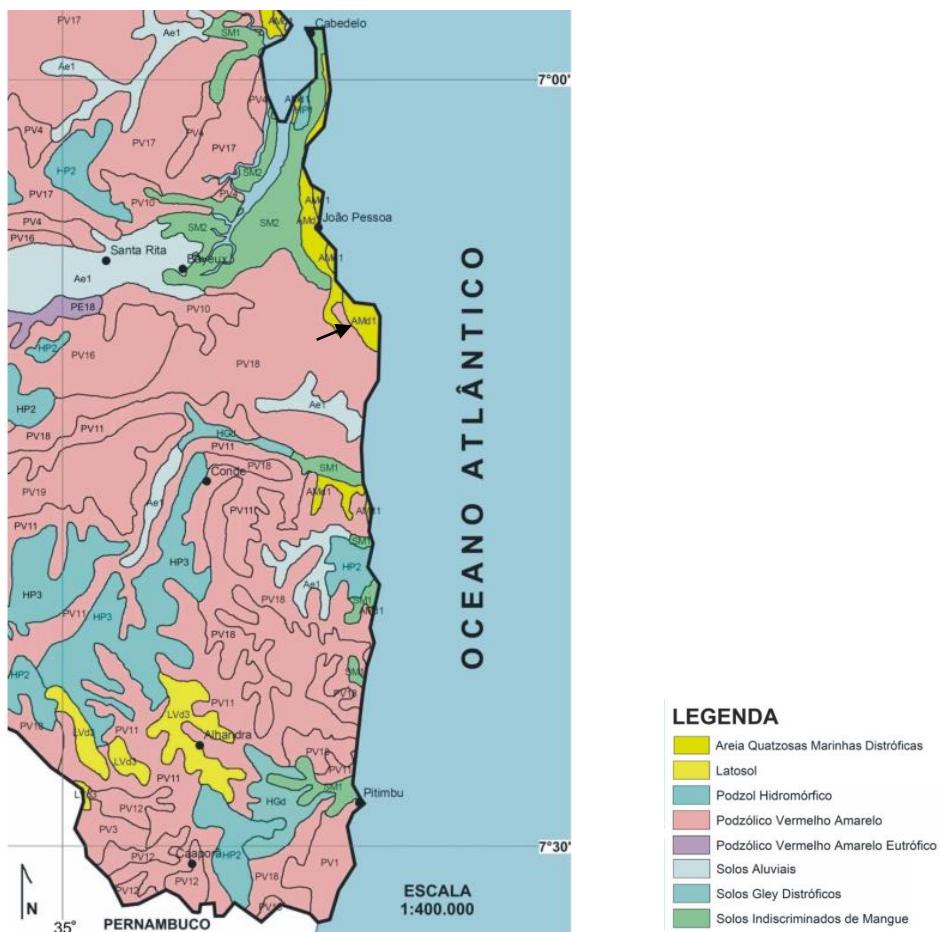


Figura 3.7 – Localização aproximada da área de estudo no mapa pedológico de João Pessoa e adjacências.

Fonte: Furrier, 2007 adaptado de Paraíba, 2004.

3.5 Discretização Espacial

A área de estudo foi discretizada em dezessete sub-bacias de contribuição delimitadas de acordo com a disposição dos lotes e das ruas e com a direção preferencial do escoamento indicada pelas curvas de nível. Nessa discretização as áreas de remanescente florestal foram desconsideradas por não gerarem escoamento superficial significativo para as análises pretendidas (Figura 3.8).



Figura 3.8 Discretização da área de estudo em dezessete sub-bacias de contribuição.

Fonte: Elaboração própria.

3.6 Microdrenagem Proposta

Em virtude dos problemas destacados no projeto de drenagem pluvial fornecido pela administração do condomínio, foi proposto para este trabalho um sistema de microdrenagem simplificado isto é, contendo apenas os poços de visita e as galerias pluviais principais. Essa simplificação não comprometeu os resultados pretendidos pelo estudo, pois não havia interesse em analisar o comportamento detalhado do escoamento nos condutos, mas apenas considerar a existência da rede de drenagem nas simulações realizadas posteriormente.

O dimensionamento da rede de microdrenagem foi realizado pelo Método Racional em razão da simplicidade da sua aplicação, da abrangência de informação existente sobre os seus parâmetros e do fato da área de estudo ter uma área inferior a 3km², limite recomendado para aplicação do método (Tucci *et al.*, 1995).

No Método Racional a transformação chuva-vazão é obtida pela relação direta da vazão com a intensidade de precipitação incluindo as perdas por interceptação vegetal, retenções superficiais e infiltração no coeficiente de escoamento (Miguez *et al.*, 2016). Logo, a equação proposta pelo Método Racional é expressa da seguinte forma:

$$Q = 0,278 \times C_e \times i \times A_{dren} \quad (3.1)$$

Em que: Q= vazão (m³/s), Ce= Coeficiente de escoamento superficial, i= Intensidade da precipitação (mm/h), A= Área de drenagem (km²).

O coeficiente de escoamento superficial é determinado em função do tipo de solo, ocupação da bacia, umidade antecedente, entre outros fatores. Para área de estudo foi considerado um coeficiente de escoamento de 0,6 indicado para zonas com poucas superfícies livres, geralmente localizadas em áreas residenciais, com construções cerradas e ruas pavimentadas (Tucci *et al.*, 1995).

A intensidade de precipitação pode ser determinada pela relação curva- intensidade- frequência características do local de estudo. Por isso, as intensidades de precipitação sobre a área do condomínio foram calculadas pela curva IDF definida por Aragão (2010) para a cidade de João Pessoa, Paraíba.

$$I = \frac{708 \times T_R^{0,095}}{(t + 13)^{0,566}} \quad (3.2)$$

Em que: I = Intensidade da precipitação (mm/h), TR = Tempo de Retorno (min), t = Tempo de concentração da bacia (min).

Na curva IDF, o tempo de retorno define o risco adotado para o projeto, em obras de microdrenagem esse tempo varia entre 2 e 10 anos mediante os danos que as chuvas com tempos de retorno elevado podem provocar. No caso em estudo, foi adotado um tempo de retorno de 2 anos, recomendado para projetos de microdrenagem em áreas residenciais (IPH, 2005).

O tempo de concentração, pode ser entendido como o intervalo de tempo decorrido entre o início da precipitação e o momento em que toda a bacia hidrográfica passa a contribuir para a seção analisada. Para o dimensionamento da rede, foi considerado que o tempo de entrada é o

tempo em minutos para que a água drenada na primeira sub-bacia de contribuição atinja o poço de visita mais próximo. Esse tempo foi estimado com base na recomendação da Prefeitura de Estado do Rio de Janeiro, 2010 que define que em áreas residenciais em que a declividade da sarjeta é inferior a 3% a água leva 12 minutos para chegar ao primeiro poço da rede. Logo, o tempo de concentração da bacia com a rede de drenagem, foi a soma do tempo de entrada com o maior tempo de percurso nas galerias propostas.

Com relação a área de drenagem, foram consideradas as áreas das sub-bacias de contribuição delimitadas na discretização espacial da área de estudo abordada no item 3.5.

3.6.1 Critérios de Projeto da Microdrenagem

O dimensionamento das galerias levou em consideração os critérios propostos pelo Manual de Drenagem de Rodovias (DNIT, 2006) segundo o qual o escoamento deve ocorrer com superfície livre e enchimento máximo: $y/d < 85\%$, o diâmetro mínimo deve ser 0,4 m e o recobrimento mínimo é determinado pela seguinte relação:

$$Rec_{min} = 0,4 + \frac{D}{2} \quad (3.3)$$

Em que: Rec_{min} = Recobrimento mínimo (m); D = Diâmetro da galeria (m)

Para galerias de concreto, a velocidade mínima do escoamento deve ser 0,75m/s e a máxima 5m/s (SUDERHSA, 2002).

A disposição dos poços de visita atendeu as considerações do Manual de Drenagem do Paraná (SUDERHSA, 2002) que indica a obrigatoriedade de instalação em pontos de mudanças de direção, declividade e diâmetro, em cruzamento de ruas e em junções de galerias. Quanto ao espaçamento máximo entre poços de visita, foi adotado o critério estabelecido pela Companhia Ambiental do Estado de São Paulo (CETESB, 1980) (Tabela 3.2).

Tabela 3.2- Critérios para o espaçamento entre poços de visita.

Fonte: CETESB, 1980 apud SUDERHSA, 2002.

Espaçamento entre Poços de Visita			
Diâmetro do conduto (m)	0,3	0,50-0,90	1,0 ou mais
Espaçamento (m)	120	150	180

3.6.2 Planilhas de Cálculo

Usualmente o dimensionamento da rede de drenagem tradicional é feito por meio da utilização de planilhas eletrônicas. Portanto, o cálculo das galerias de águas pluviais principais do

condomínio em estudo foi feito por uma adaptação das planilhas sugeridas pelo Manual de Hidráulica (Azevedo Netto, 1998) e pelo Manual de Drenagem de Rodovias (DNIT, 2006).

3.6.3 Descrição da Rede Proposta

A rede de microdrenagem do Condomínio Cabo Branco Residence Privê foi dimensionada para conduzir o escoamento em três galerias principais, com 22 poços de visita (Apêndice A).

A galeria 1 recebe o volume escoado pelo lado esquerdo do condomínio (sub-bacias 1 a 6) e está localizada na avenida principal no sentido que leva a saída do empreendimento. A galeria tem extensão de 478 m, distribuída em seis trechos, começando com diâmetro de 700 mm e chegando ao exutório com 900 mm. Nas seções, o enchimento máximo, 82%, e as velocidades de escoamento, entre 1,5 e 2,9 m/s, ficaram dentro dos critérios de projeto. Em praticamente todos os trechos a declividade do terreno foi adotada como declividade de projeto, a exceção foi o trecho L1-2, para o qual uma declividade superior buscou evitar o aumento contínuo do diâmetro. A profundidade de jusante do último conduto foi 1,51 m.

A galeria 2 é responsável por drenar o lado direito do condomínio, exceto uma faixa cuja declividade é desfavorável (sub-bacias 7-14), também está situada na avenida principal porém no sentido que leva ao interior do empreendimento. A galeria se estende por 514 m e está dividida em oito trechos, com diâmetro inicial de 600 mm e final de 900 mm. O enchimento máximo nas seções, 81%, e as velocidades de escoamento, entre 1,1 e 3,5, novamente se enquadram nos critérios estabelecidos. Quanto as declividades de projeto, optou-se pelas declividades do terreno, exceto nos trechos L7-8, L10-11 e L12-13, mais uma vez por considerar mais viável aprofundar um pouco a rede do que aumentar o diâmetro dos condutos continuamente. Ainda assim, a galeria 2 chega ao exutório com profundidade de 1,65 m.

A galeria 3 recebe a contribuição pluvial da parte do lado direito do condomínio que não é drenada pela galeria 2 (sub-bacias 15-17) e está situada próximo ao muro que delimita o empreendimento. Embora realize a drenagem de apenas três sub-bacias de contribuição, a galeria 3, com comprimento de 558 m, é mais extensa do que as demais por estar mais distante do exutório da bacia. Se divide em sete trechos com diâmetro de 600 mm no início e 800 mm no fim. O enchimento máximo nas seções, 66%, e as velocidades de escoamento entre 0,75 e 3,42 m/s também obedecem os critérios de projeto. A declividade dessa área é desfavorável em alguns pontos, por isso a declividade de projeto dos trechos L15-16 e L16-17 foi consideravelmente superior a declividade do terreno, resultando em um maior aprofundamento da galeria que chega ao exutório com 3,57 m de profundidade (Tabela 3.3).

Tabela 3.3- Resumo das galerias pluviais dimensionadas.

Fonte: Elaboração Própria

Trecho entre PVs	Declividade S (m/m)	Diâmetro D (m)	Enchimento y/d (%)	Velocidade (m/s)	Extensão (m)	Declividade do terreno (m/m)	Cota do Coletor (m)	Profundidade do PV (m)
L1-2	0,003	0,7	73	1,5	68,00	0,001	32,55 32,35	1,45 1,55
L2-3	0,013	0,7	59	2,9	67,50	0,013	32,35 31,47	1,55 1,53
L3-4	0,005	0,8	77	2,1	104,00	0,005	31,47 30,95	1,53 1,55
L4-5	0,007	0,8	82	2,3	100,00	0,007	30,95 30,25	1,55 1,55
L5-6	0,005	0,9	71	1,9	110,00	0,005	30,25 29,70	1,55 1,50
L6-22	0,007	0,9	73	2,7	27,00	0,007	29,70 29,51	1,50 1,49
L7-8	0,002	0,6	69	1,1	70,00	0,001	32,70 32,56	1,30 1,34
L8-9	0,006	0,6	67	1,9	68,50	0,006	32,56 32,15	1,34 1,35
L9-10	0,009	0,6	76	2,3	67,00	0,009	32,15 31,55	1,35 1,35
L10-11	0,003	0,8	81	1,6	68,00	0,001	31,55 31,34	1,35 1,46
L11-12	0,012	0,8	58	2,9	68,00	0,012	31,34 30,53	1,46 1,47
L12-13	0,004	0,9	75	2,0	68,00	0,001	30,53 30,25	1,47 1,65
L13-14	0,009	0,9	62	3,2	69,40	0,009	30,25 29,63	1,65 1,67
L14-22	0,008	0,9	71	3,5	35,30	0,008	29,63 29,35	1,67 1,65
L15-16	0,001	0,6	61	0,8	60,00	-0,005	32,00 31,94	1,30 1,66
L16-17	0,002	0,7	66	1,2	100,00	-0,009	31,94 31,74	1,66 2,76
L17-18	0,010	0,7	41	2,1	100,00	0,010	31,74 30,74	2,76 2,76
L18-19	0,011	0,7	51	2,5	45,00	0,011	30,74 30,25	2,76 2,76
L19-20	0,002	0,8	71	1,1	100,00	-0,006	30,25 30,05	2,76 3,56
L20-21	0,008	0,8	46	2,2	76,70	0,008	30,05 29,43	3,56 3,57
L21-22	0,026	0,8	33	3,4	76,70	0,026	29,43 27,44	3,57 3,56

3.7 Cenários de Análise

Para as avaliações propostas neste trabalho, foram definidos cinco cenários de urbanização para a área do condomínio Cabo Branco Residence Privê, descritos em seguida:

a) Pré-urbanização

A determinação do cenário de pré-urbanização buscou representar as condições naturais da área referente ao condomínio horizontal Cabo Branco Residence Privê, portanto foi considerado que o solo é totalmente permeável e coberto por grama. Nesse cenário, a rede de drenagem pluvial dimensionada não foi incluída e por não haver condutos foi considerado que a área possui apenas uma bacia de contribuição que deságua diretamente no exutório

b) Urbanização Intermediária

A determinação do cenário de urbanização intermediária pretende representar a evolução gradativa da urbanização no local e portanto é uma situação que se encontra entre a pré-urbanização e a urbanização atual. Nesse cenário, as ruas e a rede de drenagem de águas pluviais dimensionada já foram construídas, porém o restante do solo permanece permeável e ocupado por grama.

c) Pós-urbanização

O cenário pós-urbanização visa representar a ocupação da área de estudo com base nas informações coletadas em 2016, isto é, depois da construção do condomínio e com aproximadamente 90% dos seus lotes ocupados. Para esse cenário, a rede de drenagem pluvial construída desde o cenário intermediário não foi alterada.

d) Controle com Reservatórios de Detenção Concentrados

Esse cenário considera a implantação de reservatórios de detenção no estágio de urbanização atual, tendo em vista a limitação de espaço existente. Por isso, nesse cenário, é proposta a inserção de três reservatórios de detenção subterrâneos a jusante da área de contribuição como medida de controle do escoamento gerado pela urbanização atual. Neste trabalho, se faz referência a esses dispositivos como reservatórios concentrados.

e) Controle com Reservatórios de Detenção Distribuídos

Esse cenário considera a implantação de reservatórios de detenção em um estágio em que a urbanização ainda não está concretizada e por isso as medidas de controle podem ser planejadas sem limitação de espaço. Portanto, nesse cenário, é proposta a inserção de dezessete

reservatórios de detenção subterrâneos, um em cada sub-bacia, como medida de controle do escoamento gerado na urbanização atual. Neste trabalho, se faz referência a esses dispositivos como reservatórios distribuídos.

3.8 Dados de Precipitação

As simulações hidrológicas propostas nesse trabalho foram realizadas a partir da distribuição temporal de eventos de precipitação isolados calculados pela curva IDF característica para a cidade de João Pessoa (Equação 3.2) para tempos de concentração calculados de acordo com a ocupação prevista nos cenários Pré e Pós-urbanização.

No cálculo da chuva para o cenário pré-urbanização, foi considerado que o tempo de concentração é o tempo em minutos para que a água drenada na bacia de contribuição chegue ao exutório considerando o solo totalmente permeável e coberto por grama. Esse tempo de concentração foi calculado pelo método SCS (Equação 3.4), considerando que o coeficiente de Manning para grama é 0,2 e que o maior percurso feito pela água tem 620 m de comprimento e 0,008 m/m de declividade média.

$$T_c = \frac{5,474 \times (n \times L)^{0,8}}{P^{24,0,5} \times S^{0,4}} \quad (3.4)$$

Em que: T_c = Tempo de Concentração (min), n= Coeficiente de Manning, L=Percorso da água (m), P^{24} = Precipitação em 24horas (mm), S= Declividade média (m/m)

No cálculo da chuva para o cenário pós-urbanização, foi considerado que o tempo de concentração é o tempo em minutos para que a água drenada nas galerias pluviais dimensionadas chegue ao exutório da bacia. Foi verificado que o maior tempo de percurso ocorreu na galeria 2, na qual a água levou aproximadamente 17 minutos para atingir o exutório da bacia, porem para facilitar os cálculos foi adotado um tempo de concentração de 20 minutos.

A comparação entre as chuvas de projeto pré e pós-urbanização acima descritas demonstram que com o avanço da urbanização os eventos se tornam mais críticos, com aumento da intensidade de precipitação e redução do tempo de concentração da bacia (Tabela 3.4).

Tabela 3.4 – Chuva de projeto pré e pós-urbanização

Fonte: Elaboração Própria

Pré-urbanização		Pós-urbanização	
Tc (min)	I(mm/h)	Tc (min)	I(mm/h)
90	47,27	20	79,56

Para obtenção da distribuição temporal das intensidades de precipitação calculadas pela curva IDF foi utilizado o Método dos Blocos Alternados, que propõe a distribuição dos totais de chuva em intervalos de tempo contidos na duração total, por meio do cálculo da altura da chuva acumulada, seguido do incremento da altura e da redistribuição dos picos de precipitação (Tucci *et al.*, 1995).

Com a aplicação do Método dos Blocos Alternados, as intensidades de precipitação calculadas para os cenários pré e pós-urbanização foram transformadas em alturas de chuva discretizadas em intervalos de um minuto, com os picos localizados no meio do evento de maneira que o evento simulado não fosse nem tão favorável, como o que ocorreria com os picos no início, nem tão crítico, como o que ocorreria com os picos no final (Figura 3.9).

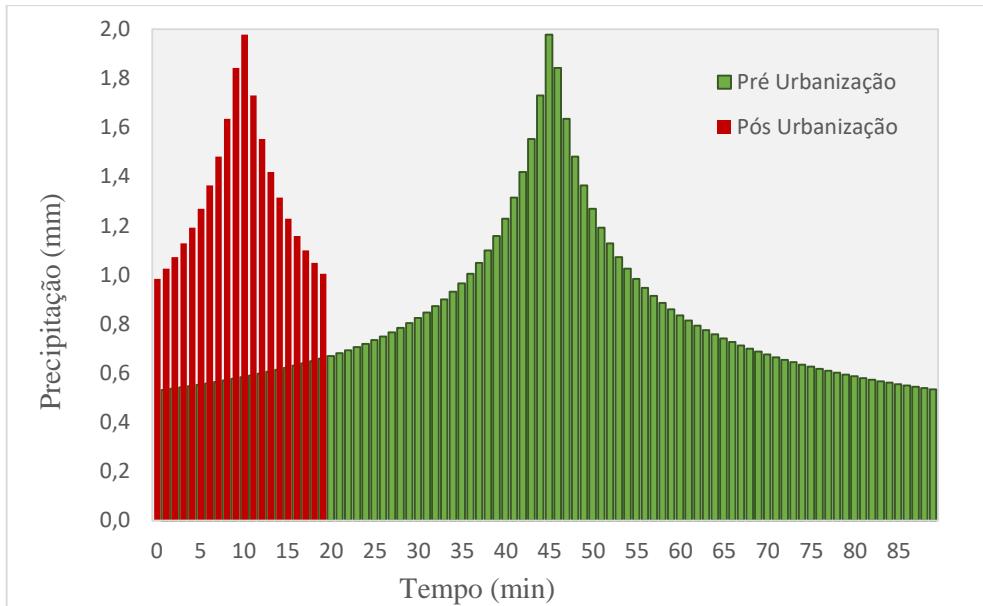


Figura 3.9 – Hietogramas de projeto para as chuvas de pré e pós-urbanização.

Fonte: Elaboração Própria

3.9 Parâmetros para Simulação do Escoamento Superficial

Nas simulações realizadas o efeito da evaporação na obtenção do escoamento superficial foi considerado desprezível pois foram utilizados dados de precipitação isolados.

- Área e Declividade da Sub-bacias

As informações relativas a área e a declividade das sub-bacias foram obtidas a partir da planta baixa do condomínio disponibilizada pela administração do empreendimento e do levantamento altimétrico realizado no item 3.3.

- Largura Representativa das sub-bacias

Considerando que o modelo SWMM representa as sub-bacias conceitualmente como superfícies retangulares, a largura representativa das sub-bacias foi determinada como a largura do retângulo equivalente.

$$le = \frac{K_C \times \sqrt{A}}{1,12} \times \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_C} \right)^2} \right) \quad (3.5)$$

$$K_C = 0,282 \times \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (3.6)$$

Em que: le = Largura do retângulo equivalente (m), K_C = Coeficiente de Compacidade, A = Área da sub-bacia de contribuição (m^2), P = Perímetro da sub-bacia de contribuição (m).

A escolha desse método para determinação da largura foi fundamentada na sua utilização em outros trabalhos com enfoque em simulações hidrológicas no SWMM (Garcia *et al.*, 2004; Garcia e Paiva, 2006; Gomes e Paiva, 2010).

- Porcentagem Impermeável das Sub-bacias

Seguindo a representação adotada pelo SWMM, as sub-bacias foram divididas em duas áreas: permeável e impermeável. Para isso, foi feito um levantamento percentual da impermeabilização de cada sub-bacia, nos cenários de ocupação (b) e (c) previamente descritos.

No cenário (b), esse levantamento percentual se deteve a quantificação da área ocupada pelas ruas em cada sub-bacia definida para o condomínio. Dessa forma, o cálculo das áreas impermeáveis foi baseado nas dimensões das ruas apresentadas na planta baixa do empreendimento.

No cenário (c), além das ruas foi preciso fazer um levantamento da impermeabilização causada pela construção de calçadas, telhados e outras superfícies existentes nas casas, como o piso de garagens, sacadas e áreas externas. Para as calçadas, novamente foram utilizados os dados da planta do condomínio, visto que as dimensões das calçadas são padronizadas pelo empreendimento. Entretanto, para as demais superfícies, o levantamento precisou das informações fornecidas por imagens de satélite.

A quantificação das superfícies impermeáveis em imagens de satélite, foi baseada na imagem do condomínio Cabo Branco Residence Privê registrada em 2016, a mais recente disponibilizada com qualidade pelo *Google Earth*. Entretanto, a ampliação necessária a

identificação das superfícies impermeáveis, implicou na necessidade de repartir a área total do condomínio em quatro imagens, que foram novamente unidas e colocadas em escala real (1:1) no *AutoCad*. Para unir as imagens, foi feita uma sobreposição dos elementos coincidentes e para converter as escalas para escala real, foi informado ao programa o comprimento da barra de escala da imagem. Por fim, as áreas ocupadas por superfícies impermeáveis foram calculadas pela delimitação e quantificação de polígonos (Figura 3.10).



Figura 3.10- Levantamento das áreas impermeáveis nas sub-bacias de contribuição do Condomínio Cabo Branco Residence Privê.
Fonte: Elaboração Própria.

É notório que o procedimento utilizado pode resultar em distorções, inerentes a utilização de imagens de satélite, mas também decorrentes da junção das imagens e da conversão da escala. No entanto, ao comparar as dimensões dos lotes, que são conhecidas, com as representadas na imagem utilizada, foi observado uma distorção máxima de um metro que ocorre principalmente nas extremidades na imagem. Portanto, as distorções foram desconsideradas por não serem significativas diante dos 21,8 ha da área analisada. Além disso, foi percebido que os resultados

do levantamento percentual na urbanização atual foram próximos ao valor de referência de 65% para áreas residenciais.

Os valores obtidos para os parâmetros das sub-bacias, área, declividade, largura e porcentagem impermeável estão apresentados na tabela 3.5

Tabela 3.5- Parâmetros adotados para as sub-bacias na simulação do escoamento superficial no SWMM

Fonte: Elaboração Própria.

Parâmetros para as sub-bacias					
Sub-bacias	Área (ha)	Declividade	Largura (m)	Porcentagem Impermeável Cenário b)	Cenário c)
S1	2,94	0,72%	136	17,72	67,32
S2	1,63	0,32%	49	12,67	66,48
S3	1,23	0,45%	37	14,76	66,04
S4	1,06	0,40%	80	15,54	68,09
S5	0,40	1,12%	40	15,12	56,18
S6	1,77	0,81%	71	13,89	60,83
S7	1,48	0,19%	91	13,94	67,92
S8	1,02	0,13%	42	16,16	60,67
S9	1,12	0,14%	50	14,03	63,29
S10	1,22	0,71%	49	11,31	67,99
S11	1,07	1,06%	49	12,77	58,73
S12	1,15	1,37%	54	12,04	66,43
S13	1,15	2,03%	50	11,93	63
S14	1,19	1,82%	56	14,12	68,46
S15	0,89	0,22%	70	12,33	62,47
S16	1,23	0,86%	91	10,98	72,46
S17	1,25	1,52%	92	10,84	63,2

- Coeficientes de Infiltração de Horton

Devido à falta de uma caracterização detalhada do solo da área de estudo, a simulação da infiltração foi feita pela relação do Método de Horton com os grupos hidrológicos do solo definidos pelo Método SCS. Para isso, foi verificado que as características do solo da área de estudo, argissolo vermelho-amarelo, se enquadram no grupo hidrológico B do SCS (Sartori, 2005). Diante disso, a literatura permite adotar os seguintes coeficientes para a Fórmula de Horton: Taxa de infiltração máxima (f_0) = 200mm/h, Taxa de infiltração mínima(f) = 13mm/h e Coeficiente de decaimento (k) = $2h^{-1}$ (Tucci *et al.*, 1995). Entretanto, optou-se por adotar uma situação mais desfavorável, considerando uma capacidade de infiltração inicial próxima à

intensidade máxima de precipitação. Nesse caso, o valor adotado para f_0 foi a 90mm/h (Tabela 3.6).

Tabela 3.6- Parâmetros adotados para a infiltração na simulação do escoamento superficial no SWMM

Fonte: Elaboração Própria

Parâmetros de Infiltração		
f_0 (mm/h)	f_c (mm/h)	k (h^{-1})
90	13	2

- Altura do Armazenamento em Depressões

Com relação ao armazenamento de água nas depressões da superfície, foi considerado que o solo impermeável é totalmente coberto por asfalto e por isso retém uma lâmina de água superficial de 1,5 mm. Já o solo permeável, é totalmente coberto por grama e por isso acumula uma lâmina de água de 3 mm. Como opção de fluxo, foi selecionado o tipo *Outlet*, segundo o qual, o escoamento superficial proveniente das áreas permeáveis e impermeáveis é transferido diretamente para o exutório da bacia (Rossman, 2012).

- Coeficiente de Rugosidade de Manning

Para obtenção da vazão escoada é preciso fornecer ao modelo os coeficientes de Manning para as áreas permeáveis e impermeáveis, assim, considerando que as áreas permeáveis da área de estudo são gramadas e as impermeáveis são cobertas por asfalto, foi definido um coeficiente de Manning de 0,2 para o primeiro caso e 0,011 para o segundo (Rossman, 2012).

Os valores considerados para os parâmetros das superfícies descritos acima estão apresentados na tabela 3.7:

Tabela 3.7 – Parâmetros adotados para as superfícies na simulação do escoamento superficial no SWMM.

Fonte: Elaboração Própria

Parâmetros das Superfícies		
Superfícies	Armaz. em Depressões (mm)	Coeficiente de Manning
Permeável - Grama	3,0	0,200
Impermeável - Alfalto	1,5	0,011

3.10 Parâmetros para Simulação do Escoamento em Condutos

Na simulação do transporte do escoamento em condutos, o SWMM resolve as equações de Saint Venant com maior precisão utilizando o modelo da onda dinâmica. Entretanto, como não é relevante para esse estudo avaliar o comportamento detalhado do escoamento no interior nos condutos, optou-se por utilizar o modelo mais simplificado, a onda cinemática.

Para esse modelo de transporte hidráulico, foi considerado que todos os condutos da rede tem seção circular e são construídos de concreto pré-moldado, com coeficiente de Manning igual a 0,013 (Rossman, 2012). O diâmetros e comprimentos dos condutos foram os calculados no dimensionamento da microdrenagem descrito no item 3.6.

3.11 Parâmetros para Simulação do Armazenamento em Reservatórios

Nas simulações do armazenamento em reservatórios, cada dispositivo foi representado por um nó inserido no sistema. Assim, no controle concentrado foram inseridos três nós e no distribuído dezessete. Foram desconsiderados os efeitos da evaporação no reservatório e a possibilidade de alagamentos. E como elementos de saída dos reservatórios foram adotados os orifícios circulares. Um desenho esquemático dos reservatórios simulados é mostrado na figura 3.11.

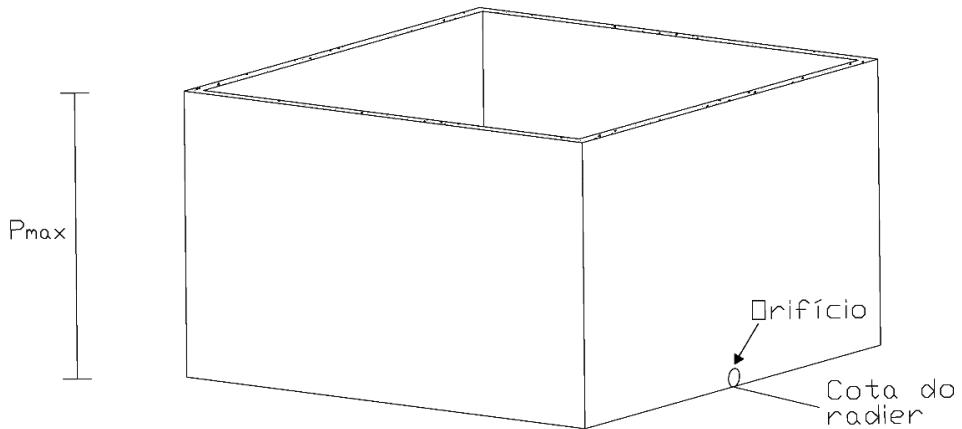


Figura 3.11- Desenho esquemático dos reservatórios simulados identificando o orifício a cota do radier e a profundidade máxima.

Fonte: Elaboração Própria

- Cota do Radier

Os reservatórios foram posicionados numa cota de fundo 10cm superior a do poço de visita no qual desaguam, pois considerou-se que dessa forma o escoamento passaria do dispositivo para rede numa declividade favorável, evitando transbordamentos.

- Profundidade Máxima

A profundidade máxima dos reservatórios foi padronizada como 1,5 m para os concentrados e 1,2 m para os distribuídos a fim de não considerar dispositivos com profundidades superiores a ao condutos que recebem o escoamento amortecido. Além disso, fixar o valor da profundidade facilitou a comparação da área necessária para implantação dos dispositivos com diferentes níveis de restrição da vazão de saída.

- Profundidade Inicial

Foi considerado que a lâmina de água inicial nos reservatórios é zero por se tratarem de dispositivos de detenção, que só armazenam água durante eventos de precipitação. Sabe-se que a ocorrência de eventos de precipitação intensos e seguidos pode implicar numa lâmina inicial mesmo em reservatórios de detenção, porém isso não foi avaliado.

- Relação da Área X Profundidade

Foi considerado que o formato definido para os reservatórios simulados segue os atributos de um prisma, isto é, a área superficial permanece a mesma independentemente da profundidade analisada. Portanto, o modelo escolhido para descrever a forma geométrica das unidades de armazenamento, foi a curva funcional, anulando os coeficientes B e C e atribuindo a A o valor da área do reservatório, de forma que não haja variação da área em função da profundidade (Equação 3.7).

$$\text{Área} = A \times \text{Profundidade}^B + C \quad (3.7)$$

Em que: A= Área do reservatório (m²), B= 0; C=0.

- Orifícios

O diâmetro dos orifícios está diretamente relacionado com o armazenamento do fluxo dentro dos reservatórios, portanto na simulação do controle em nível de pré-urbanização, o diâmetro dos orifícios adotados foi menor do que os considerados para vazões de saída menos restritas. Com relação ao coeficiente de descarga, foi adotado um coeficiente padrão de 0,65 para todos os elementos.

3.12 Simulação do Escoamento Gerado em Diferentes Estágios de Urbanização

A simulação do escoamento gerado no condomínio Cabo Branco Residence Privê para diferentes estágios de urbanização, foi realizada com base nos cenários de ocupação do solo: (a) Pré-urbanização, (b) Urbanização Intermediária e (c) Pós-urbanização. Entretanto, embora tenham sido analisados três cenários, foi inserida apenas a distribuição temporal de chuva calculada para pré-urbanização, uma vez que a consideração de eventos de chuva diferentes poderia comprometer as análises pretendidas. Nessa simulação, foi considerada a propagação do escoamento apenas em superfície no cenário (a) em que não há rede de drenagem e a propagação do escoamento em superfície e nos condutos nos cenários (b) e (c). De posse dos resultados, foi realizada uma análise comparativa dos escoamentos gerados no exutório da bacia tomando como base as vazões máximas e os tempos de pico (Figura 3.12).

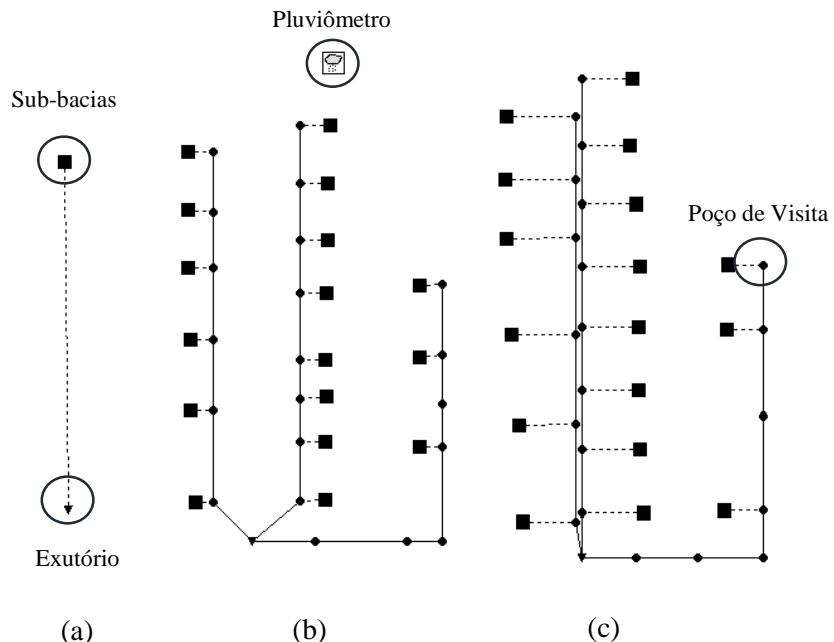


Figura 3.12- Esquema utilizado para simular no SWMM o escoamento gerado no condomínio nos cenários (a) (b) e (c).

Fonte: Elaboração Própria

3.13 Simulação Hidrológica do Efeito dos Reservatórios de Detenção

A simulação do efeito dos reservatórios de detenção no controle do escoamento gerado no condomínio, foi embasada nos cenários de ocupação do solo (c) Pós-urbanização (d) Controle com Reservatórios de Detenção Concentrados e (e) Controle com Reservatórios de Detenção Distribuídos. Nessa simulação, o evento de precipitação considerado foi a distribuição temporal

da chuva calculada para o cenário pós-urbanização, pois havia a necessidade de simular dispositivos capazes de suportar os eventos críticos característicos da urbanização atual. Foi considerada a propagação do escoamento em superfície e em condutos em todos os cenários avaliados e o controle do escoamento por reservatórios apenas nos cenários d) e e). Dessa forma, foi possível comparar as vazões máximas e os tempo de pico com e sem controle do escoamento, bem como verificar os tempos de esvaziamento e as dimensões dos reservatórios para o controle concentrado e distribuído. Na determinação das dimensões dos dispositivos, foi efetuado um processo iterativo como parte do Método de Puls, descrito no item 2.5.1. Foram arbitrados valores para a área do reservatório e para os diâmetros dos orifícios até que os dispositivos atendessem aos três níveis de restrição da vazão máxima no exutório da bacia sem transbordamentos: a) Vazão máxima de pré-urbanização b) 25% da vazão máxima de pós-urbanização e c) 50% da vazão máxima de pós-urbanização (Figura 3.13).

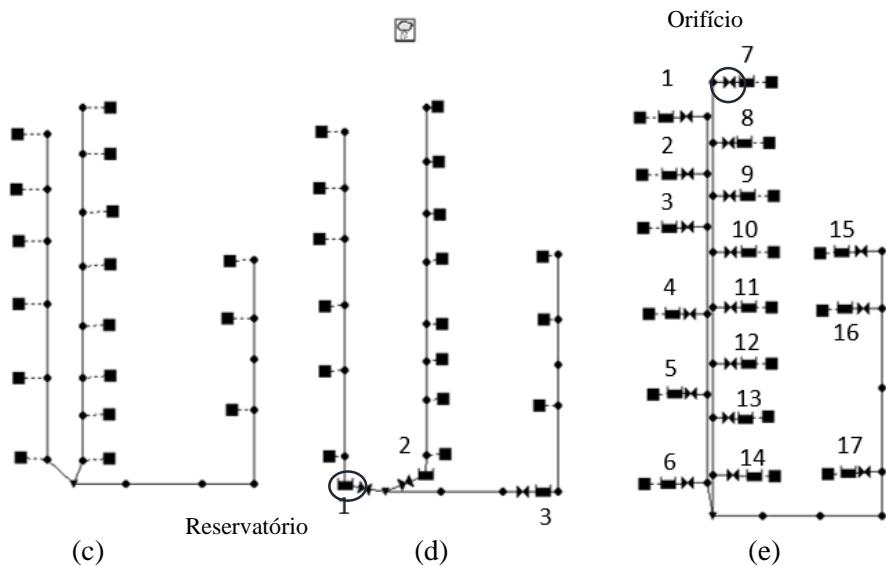


Figura 3.13- Esquema utilizado para simular no SWMM o efeito dos reservatórios no controle do escoamento gerado no cenário (c) com as condições propostas nos cenários (d) e (e), com a identificação dos dispositivos.

Fonte: Elaboração Própria

4 RESULTADOS

4.1 Simulação Hidrológica do Escoamento Superficial

Analizando os hidrogramas dos três cenários de ocupação da área de estudo gerados no SWMM, é possível observar um aumento significativo do volume pluvial escoado à medida que a expansão urbana vai acontecendo (Figura 4.1).

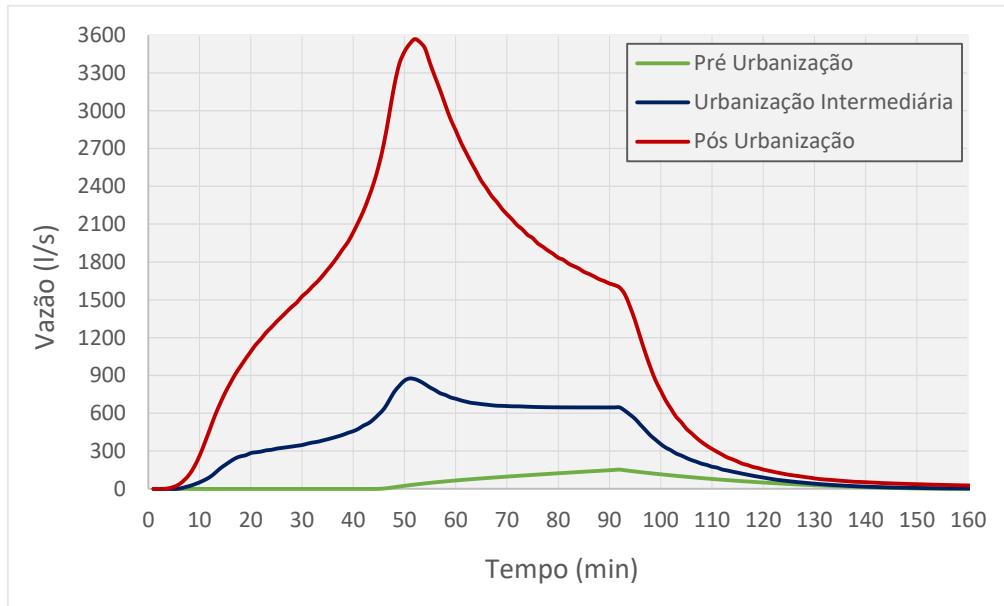


Figura 4.1- Hidrogramas dos cenários pré-urbanização, urbanização intermediária e pós-urbanização.

Fonte: Elaboração Própria.

No cenário de pré-urbanização a vazão máxima é 150 l/s, apenas com a pavimentação das ruas no cenário intermediário esse valor cresce para 900 l/s e o valor gerado com a ocupação atual do condomínio atinge 3600 l/s. Logo, a vazão máxima aumentou 6 vezes entre o estágio natural e o início da urbanização, quando a impermeabilização passou de 0 para 14% em média e 4 vezes entre o início da urbanização e o estágio atual, quando a área impermeabilizada cresceu de 14 para 65% em média. Comparando os extremos, o pico de vazão da urbanização atual foi 24 vezes superior ao de pré-urbanização.

Além disso, é possível perceber que, com a implantação do condomínio, ocorre um adiantamento do tempo de pico, pois enquanto a vazão máxima no cenário de pré-urbanização acontece em cerca de 90 minutos, no cenário atual ela já é verificada em menos de 55 minutos, 35 minutos antes. Entretanto, esse padrão não foi observado no cenário intermediário, cujo hidrograma apresenta um comportamento um pouco distorcido à esquerda do pico.

Possivelmente, a causa para esse comportamento do hidrograma do cenário intermediário tenha sido a determinação da largura representativa das sub-bacias no SWMM. Nesse cenário, as

áreas impermeabilizadas têm maior participação na geração do escoamento do que as permeáveis, todavia como a porção impermeabilizada é composta apenas por ruas, cuja a largura é pequena, a largura calculada pelo método do retângulo equivalente no item 3.7.7, não representa satisfatoriamente a capacidade de armazenamento das sub-bacias, o que resulta numa hidrograma distorcido.

Mesmo assim, a simulação hidrológica comprovou as expectativas, pois demonstrou que a construção de um condomínio horizontal de grande porte em uma área cujo solo era predominantemente permeável resultou em um impacto significativo sobre à geração de escoamento.

4.2 Simulação do Efeito dos Reservatórios de Detenção

4.2.1 Vazão Controlada = vazão máxima pré-urbanização

A simulação de reservatórios de detenção para uma vazão máxima no exutório da bacia igual a vazão máxima pré-urbanização, 150 l/s, mostrou que para esse nível de restrição do escoamento, o controle por dispositivos de armazenamento é possível, porém pode não ser viável em função das dimensões e do tempo de esvaziamento das estruturas (Figura 4.2).

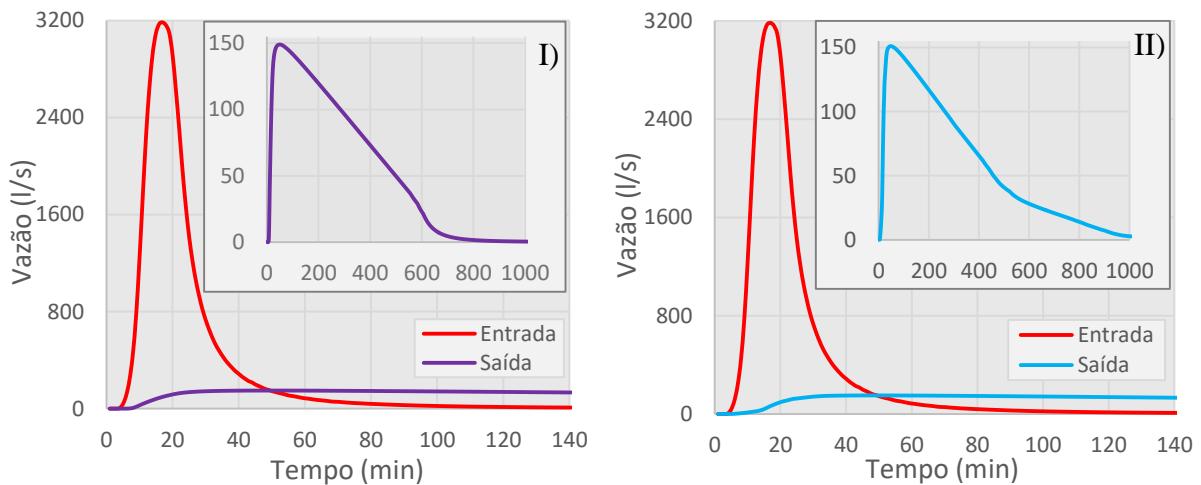


Figura 4.2- Efeito do controle por reservatórios concentrados(I) e distribuídos(II), com vazão controlada próxima a vazão máxima pré-urbanização. Destaque para os hidrogramas amortecidos.

Fonte: Elaboração própria.

Analizando os hidrogramas da figura 4.2, percebe-se que os reservatórios concentrados e distribuídos apresentam um comportamento bastante semelhante, uma vez que ambos amortecem a vazão máxima de entrada, 3200 l/s, a uma vazão máxima de saída em torno de

150l/s, retardando o tempo de pico em aproximadamente 30 minutos. Entretanto, o lançamento do escoamento na rede, que termina quando o hidrograma amortecido se aproxima a zero, é 5 horas (300 minutos) mais lento quando amortecido por reservatórios distribuídos.

Com relação a viabilidade de aplicação, para conter o escoamento à nível de pré-urbanização, tanto os reservatórios concentrados como os distribuídos precisariam ter áreas consideravelmente extensas. Por isso, apenas o reservatório concentrado 3 poderia ser construído com as dimensões necessárias e os reservatórios distribuídos ocupariam 50% da área de um lote padrão de meio. Além disso, para controlar a vazão de saída estabelecida, os orifícios teriam diâmetros bastante reduzidos, 0,10 a 0,15 m para os reservatórios concentrados e 0,03 a 0,1 m para os reservatórios distribuídos, o que poderia levar a ocorrência de entupimentos pelo aporte de resíduos sólidos e impurezas, aumentando o risco de transbordamento das estruturas. Por fim, o tempo de esvaziamento dos reservatórios foi em média 15 horas para os reservatórios concentrados e distribuídos, o que também pode ocasionar transbordamentos caso ocorram eventos de precipitação seguidos (Tabela 4.1 e 4.2).

Tabela 4.1- Dimensões dos reservatórios concentrados para uma vazão controlada próxima a vazão máxima pré-urbanização.

Fonte: Elaboração Própria

Reservatórios Concentrados					
Reservatório	Área Disponível (m ²)	Área do reservatório (m ²)	Profundidade (m)	Diam. Orifício (m)	Tempo de Esvaziamento (h)
1	750	800	1,5	0,15	16
2	670	820	1,5	0,15	16
3	885	350	1,5	0,10	12

Tabela 4.2 - Dimensões dos reservatórios distribuídos para uma vazão controlada próxima a vazão máxima pré-urbanização.

Fonte: Elaboração Própria

Reservatórios Distribuídos				
Reservatório	Área (m ²)	Profundidade (m)	Diam. Orificio (m)	Tempo de Esvaziamento (h)
1	350	1,2	0,10	12
2	180	1,2	0,08	10
3	150	1,2	0,05	18
4	150	1,2	0,05	20
5	50	1,2	0,03	6
6	180	1,2	0,08	10
7	180	1,2	0,08	10
8	150	1,2	0,05	16
9	150	1,2	0,05	16
10	150	1,2	0,05	18
11	150	1,2	0,05	18
12	150	1,2	0,05	16
13	150	1,2	0,05	17
14	150	1,2	0,05	17
15	150	1,2	0,05	16
16	180	1,2	0,08	10
17	150	1,2	0,05	17

4.2.2 Vazão Controlada = 25% da vazão máxima pós-urbanização

Para melhorar a viabilidade de aplicação dos reservatórios de detenção, mas ainda amortecer o escoamento em níveis significativos, foi adotada uma vazão máxima no exutório da bacia próxima a 800l/s, o que equivale a 25% da vazão máxima pós-urbanização (Figura 4.3).

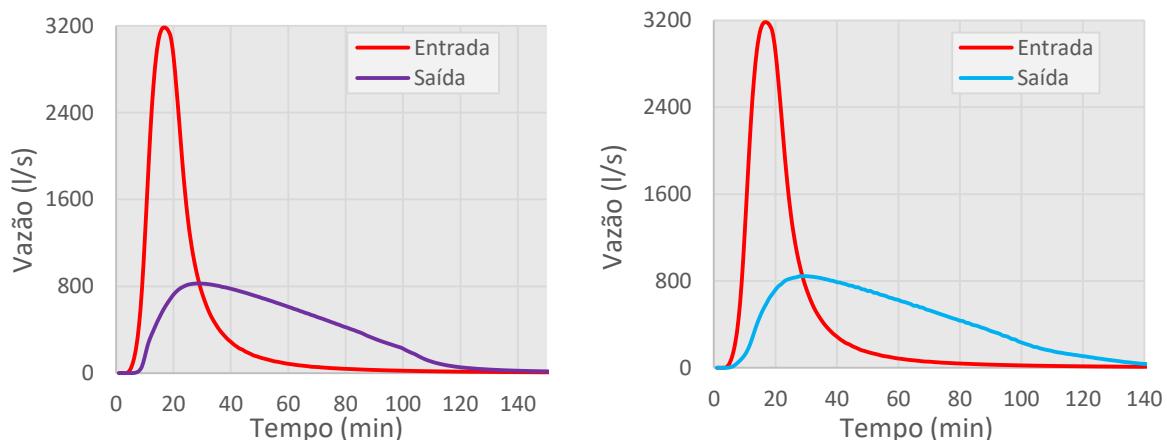


Figura 4.3- Efeito do controle por reservatórios concentrados(I) e distribuídos(II) com vazão controlada próxima a 25% da vazão máxima pós-urbanização.

Fonte: Elaboração própria

Analizando os hidrogramas da figura 4.3, percebe-se que novamente tanto os reservatórios concentrados quanto os distribuídos apresentam um comportamento parecido, sendo capazes de amortecer a vazão máxima de entrada 3200 l/s, a uma vazão de aproximadamente 800 l/s, retardando o tempo de pico em 10 minutos. O lançamento do escoamento na rede permaneceu menor quando controlado por reservatórios concentrados do que por distribuídos, no entanto essa diferença caiu para apenas 20 minutos.

Com relação ao espaço, a adoção de uma vazão de saída menos restritiva permitiu uma redução média de 30% nas áreas dos reservatórios concentrados e 20% nos reservatórios distribuídos. Portanto, considerando a ocupação atual, os três reservatórios concentrados poderiam ser construídos. Na ocupação hipotética, a maior parte dos reservatórios ocupariam áreas inferiores a metade de um lote de meio padrão, reduzindo os custos de aquisição dos terrenos. Os diâmetros dos orifícios também puderam ser aumentados em pelo menos 50% nos reservatórios distribuídos e concentrados, reduzindo o risco de transbordamento das estruturas. Por fim, tempo de esvaziamento foi em média 4 horas no reservatórios concentrados e 3 horas nos distribuídos, novamente reduzindo o risco de transbordamentos (Tabela 4.3 e 4.4).

Tabela 4.3- Dimensões dos reservatórios concentrados para uma vazão controlada próxima a 25% da vazão máxima pós-urbanização.

Fonte: Elaboração Própria

Reservatórios Concentrados					
Reservatório	Área Disponível (m ²)	Área do Reservatório (m ²)	Profundidade (m)	Diam. Orifício (m)	Tempo de Evaziamento (h)
1	750	540	1,5	0,35	4
2	670	600	1,5	0,35	4
3	885	250	1,5	0,25	3

Tabela 4.4 - Dimensões dos reservatórios distribuídos para uma vazão controlada próxima a 25% da vazão máxima pós-urbanização.

Fonte: Elaboração Própria

Reservatórios Distribuídos				
Reservatório	Área (m ²)	Profundidade (m)	Diam. Orificio (m)	Tempo de esvaziamento (h)
1	280	1,2	0,20	4
2	150	1,2	0,15	4
3	120	1,2	0,15	4
4	120	1,2	0,15	3
5	40	1,2	0,10	4
6	150	1,2	0,15	4
7	150	1,2	0,15	4
8	120	1,2	0,15	2
9	120	1,2	0,15	2
10	120	1,2	0,15	3
11	120	1,2	0,15	3
12	120	1,2	0,15	3
13	120	1,2	0,15	3
14	120	1,2	0,15	3
15	120	1,2	0,15	3
16	150	1,2	0,15	3
17	120	1,2	0,15	3

4.2.3 Vazão Controlada = 50% da vazão máxima pós-urbanização

Para analisar o controle do escoamento com uma vazão de saída ainda menos restritiva, os reservatórios de detenção foram dimensionados para uma vazão máxima no exutório da bacia de aproximadamente 1600l/s, 50% da vazão máxima pós-urbanização (Figura 4.4).

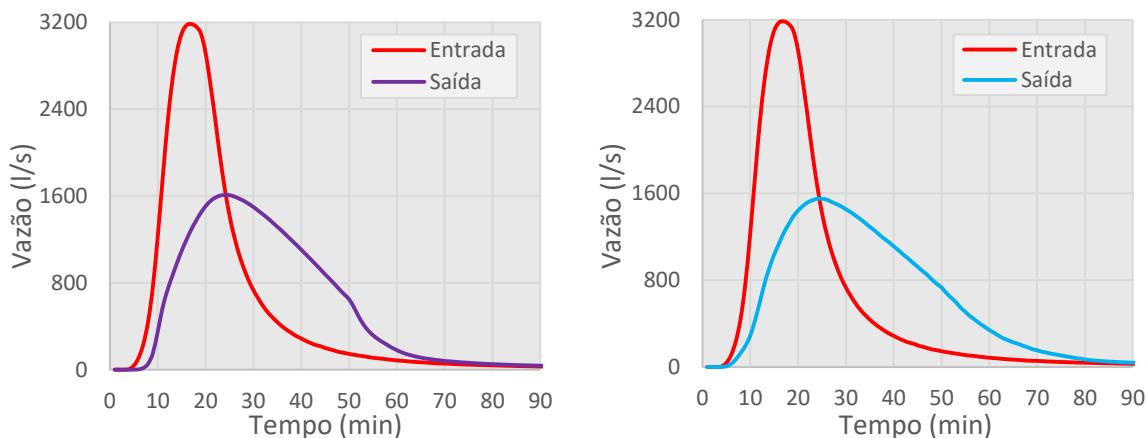


Figura 4.4- Efeito do controle por reservatórios concentrados(I) e distribuídos(II) com vazão controlada próxima a 50% da vazão máxima pós-urbanização.

Fonte: Elaboração própria

Observando os hidrogramas da figura 4.4, verifica-se que os reservatórios concentrados e distribuídos continuam controlando a vazão de forma semelhante, visto que ambos amortecem a vazão de pico, 3200 l/s, para uma vazão máxima de 1600 l/s, retardando o tempo de pico em aproximadamente 10 minutos. O lançamento do escoamento na rede permanece mais lento nos reservatórios distribuídos, no entanto essa diferença caiu ainda mais, sendo apenas 10 minutos.

Para esse nível de restrição das vazões máximas, as áreas necessárias à construção dos reservatórios concentrados diminuíram em torno de 50% e dos reservatórios distribuídos por volta de 40% quando comprados com os reservatórios propostos para reestabelecer as vazões máximas pré-urbanização. Na ocupação atual, os reservatórios poderiam ser construídos com folga e na ocupação hipotética os reservatórios ocupariam aproximadamente um terço da área de um lote de meio padrão. O diâmetro dos orifícios foi três vezes maior do que na vazão mais restritiva e o tempo de esvaziamento foi em média 3 horas nos reservatórios concentrados e 2 horas nos distribuídos, novamente reduzindo o risco de transbordamentos (Tabela 4.5 e 4.6).

Tabela 4.5- Dimensões dos reservatórios concentrados para uma vazão controlada próxima a 50% da vazão máxima pós-urbanização.

Fonte: Elaboração Própria.

Reservatórios Concentrados					
Reservatório	Área Disponível (m ²)	Área do Reservatório (m ²)	Profundidade (m)	Diam. Orifício (m)	Tempo de Esvaziamento (h)
1	750	350	1,5	0,5	2
2	670	380	1,5	0,5	3
3	885	180	1,5	0,3	3

Tabela 4.6- Dimensões dos reservatórios distribuídos para uma vazão controlada próxima a 50% da vazão máxima pós-urbanização.

Fonte: Elaboração Própria.

Reservatórios Distribuídos				
Reservatório	Área (m ²)	Profundidade (m)	Diam. Orifício (m)	Tempo de Esvaziamento (h)
1	200	1,2	0,30	2
2	110	1,2	0,20	2
3	80	1,2	0,20	2
4	80	1,2	0,20	2
5	25	1,2	0,15	2
6	110	1,2	0,20	1
7	80	1,2	0,20	3
8	80	1,2	0,20	3
9	80	1,2	0,20	2
10	80	1,2	0,20	2
11	80	1,2	0,20	2
12	80	1,2	0,20	2
13	80	1,2	0,20	2
14	80	1,2	0,20	2
15	80	1,2	0,20	2
16	110	1,2	0,20	2
17	80	1,2	0,20	2

4.3 Análise do Impacto do Controle no Exutório da Bacia

A aplicação de reservatórios para o amortecimento das vazões no exutório da bacia, pode não apresentar o resultado esperado em função da superposição dos picos de vazão. Portanto, para verificar se esse processo ocorreu nos reservatórios simulados, foi avaliado como os três dispositivos concentrados e os dezessete distribuídos contribuem individualmente para o hidrograma de saída no exutório da bacia considerando as três vazões de saída estabelecidas.

Em todos os níveis de restrição avaliados, é possível perceber que os picos de vazão dos reservatórios concentrados e distribuídos ocorrem praticamente ao mesmo tempo, e por isso o pico gerado no exutório da bacia é a superposição dos picos amortecidos em cada dispositivo. Portanto, a simulação dos reservatórios com enfoque no controle da vazão máxima no exutório da bacia, não proporcionou uma defasagem das contribuições controladas. Uma situação desfavorável que pode justificar o fato dos hidrogramas dos reservatórios mostrados no item 4.2 não terem apresentado um retardamento considerável dos tempos de pico (Figura 4.5).

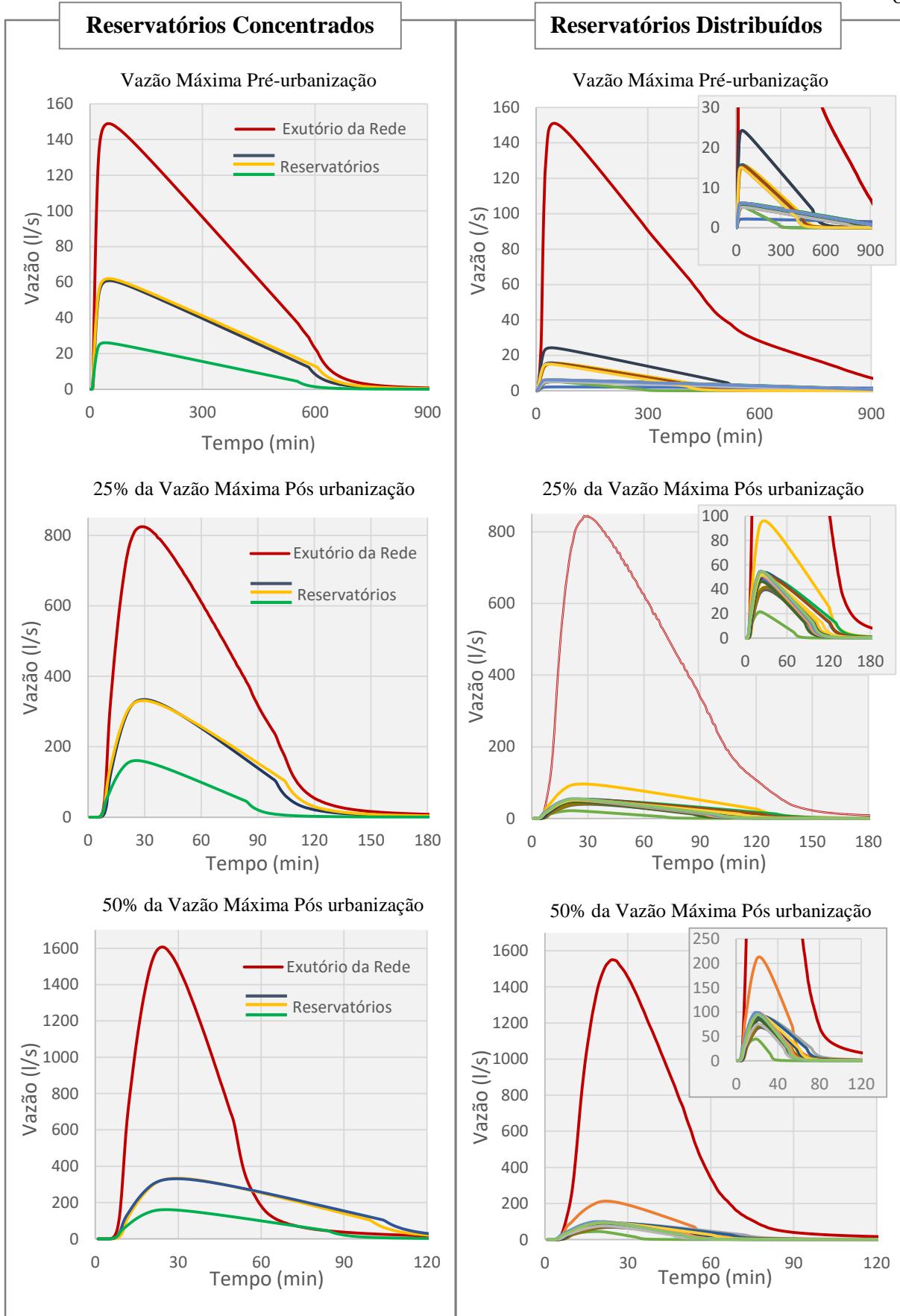


Figura 4.5- Hidrogramas contendo a contribuição individualizada dos reservatórios concentrados e distribuídos para os três níveis de restrição da vazão máxima no exutório da bacia.

Fonte: Elaboração Própria

5 CONCLUSÕES

As simulações hidrológicas realizadas no presente trabalho demonstraram o impacto da expansão urbana sobre o escoamento superficial e permitiram avaliar a viabilidade dos reservatórios de detenção distribuídos e concentrados como medida de controle, considerando a adoção de vazões máximas com diferentes níveis de restrição.

Com relação ao escoamento gerado para diferentes estágios da expansão urbana, foi observado que a construção de um condomínio residencial horizontal de grande porte em uma área predominantemente permeável pode aumentar em mais de 20 vezes as vazões máximas geradas, além de reduzir o tempo de pico em 35 minutos. Fato que destaca a magnitude do impacto da expansão urbana sobre a drenagem pluvial e ressalta a relevância das técnicas compensatórias que buscam solucionar esse problema.

Nesse sentido, os reservatórios concentrados e distribuídos se mostraram eficientes no controle das vazões máximas, para todos os três níveis de restrição avaliados. No entanto, foi percebido que o alcance da vazão máxima de saída de pré-urbanização resultou em dispositivos com áreas bastante extensas, que não estão mais disponíveis na ocupação atual e talvez não fossem viáveis numa ocupação hipotética. Além disso, esse nível de restrição da vazão implica na adoção de orifícios com diâmetros muitos reduzidos, e reservatórios com tempos de esvaziamento muito longos, aumentando os riscos de transbordamento das estruturas.

Diante disso, a consideração de vazões máximas menos restritivas se mostrou como uma alternativa mais eficiente, pois ainda permite a contenção de uma parcela significativa do escoamento superficial, porém com dispositivos menores, o que possibilita o controle do escoamento com o limite de espaço imposto pela ocupação atual do empreendimento e reduz o risco de transbordamento das estruturas.

Por fim, embora os reservatórios simulados tenham sido capazes de amortecer o escoamento alcançando as vazões máximas estabelecidas, o controle no exutório da bacia resultou na superposição das contribuições dos reservatórios, e por isso não retardou os tempos de pico de maneira satisfatória. Diante disso, o escoamento controlado teve tempo de pico semelhante ao existente antes do controle.

6 RECOMENDAÇÕES

Com intuito de aprimorar o trabalho realizado são sugeridas as seguintes atividades:

- Realizar um levantamento topográfico do condomínio a fim de propor uma rede de microdrenagem mais coerente com a realidade do que a dimensionada com base em uma altimetria definida por imagens de satélite.
- Realizar um teste de infiltração para determinar os parâmetros da Fórmula de Horton com maior precisão do que a adoção de valores expressos na literatura. Embora tenham havido estudos que comprovem a aplicabilidade dos valores utilizados, eles acabam por generalizar as características do solo, o que pode alterar os resultados esperados.
- Avaliar a eficiência de outros métodos de determinação da largura representativa das sub-bacias na simulação do escoamento no SWMM, sobretudo no cenário com urbanização intermediária.
- Simular reservatórios de detenção para chuvas com tempos de retorno e duração superiores as analisadas como forma de verificar o efeito dos reservatórios para situações mais críticas.
- Simular o controle das vazões máximas de saída em cada reservatório como forma de evitar a superposição dos picos de vazão no exutório.

REFERÊNCIAS

- AHIABLAME, L.M., ENGEL, B.A., CHAUBEY, I. Effectiveness of low impact development practices in two urbanized watersheds: Retrofitting with rain barrel/cistern and porous pavement. **Journal of Environmental Management**. N. 119, p. 151-161, 2013.
- ALEXANDRE, W., DINIZ, R., BARBOSA, C.L., SILVA, L.M. T. Altiplano cabo branco em João Pessoa, Paraíba, Brasil: Gestão urbana e valorização imobiliária do meio ambiente. In: XII Encuentro de Geógrafos da América Latina, 2009.
- ALMEIDA, M.F. Aplicação de técnicas compensatórias na drenagem urbana, sob a ótica dos usuários do espaço: Estudo de caso em São Carlos – SP. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana) – Universidade Federal de São Carlos, São Paulo, 132p, 2014.
- ANDOH, R.Y.G. Urban Drainage and wastewater treatment for 21st century. In: Proceedings of the Ninth International Conference on Urban Drainage. Portland, EUA, 2002.
- ARAGÃO, R. Chuvas intensas no Estado da Paraíba. In: V Simpósio de Recursos Hídricos do Nordeste. Natal – RN, 2000.
- ARAÚJO, P.R., TUCCI, C.E.M., GOLDFUN, J.A. Avaliação da eficiência dos pavimentos permeáveis na redução do escoamento superficial. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**. v.5 n.3 p. 21-29, 2000.
- AZEVEDO NETO, J.M., FERNANDES, M.F., ITO, A.E., DE ARAÚJO, R. **Manual de Hidráulica**. 8^a edição, São Paulo: Edgar Blucher, 1998.
- BAPTISTA, M., NASCIMENTO, N., BERNARD, S. **Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana**. 1^a edição, Porto Alegre: ABRH, 2005. 266 p.
- BRASIL. Lei nº 11.445 de 5 de Janeiro de 2007. **Estabelece diretrizes nacionais sobre saneamento básico. Diário Oficial da República Federativa do Brasil**. Poder Executivo, Brasília, DF, 8 jan. 2007. Seção 1, p.3.
- BRASIL. Lei nº 10.257 de 10 de Julho de 2001. **Estabelece diretrizes gerais da política urbana. Diário Oficial da República Federativa do Brasil**. Poder Executivo, Brasília, DF, 11 jul. 2001. Seção 1, p.1.
- BRASIL. Projeto de Lei 1310/2001. **Diário da Câmara dos Deputados**. Poder Legislativo, Brasília, DF, 27 out. 2001

- BOSLEY, E.K. Hydrologic Evaluation of Low Impact Development Using a Continuous Spatially-Distributed Model. Dissertação (Mestrado) Faculty of Virginia Polytechnic Institute and State University. Blacksburg, Virginia – US, 2008.
- BURNS, D., VITVAR, T., MCDONNELL, J., HASSET, J., DUNCAN, J., KENDALL, C. Effects of suburban development on runoff generation in the Croton River Basin, New York, USA. **Journal of Hydrology.** n. 311, p. 266-281, 2005.
- BUTLER, D., DAVIES, J.W. **Urban Drainage.** 2^a edição, Nova Iorque: Spon Press, 2004. 536p.
- CAMPANA, N. A., TUCCI, C. E. M. Previsão da vazão em microbacias urbanas: Arroio Dilúvio em Porto Alegre. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos.** v. 4 n. 1, p. 19-33, 1999.
- CHANG, M.M., PINHEIRO. H.D., LOPES. D.D. Simulação do escoamento superficial de uma área pré e pós urbanização. **Revista do Centro de Ciências Naturais e Exatas- Universidade Federal de Santa Maria.** Santa Maria – RS v. 37, n. 4, p.198-209, 2015.
- CHOW, V.T., MAIDMENT, D.R., MAYS, L.W. **Applied Hydrology.** Estados Unidos, Mc Graw-Hill, 1998.
- CRUZ, M.A.S, TUCCI, C.E.M., SILVEIRA, A.L.L. Revista Brasileira de Recursos Hídricos. v.3 n. 4 p.19-31, 1998.
- CRUZ, M.A.S. & TUCCI, C.E.M. Otimização das Obras de Controle de Cheias em uma Bacia Urbana. **Instituto de Pesquisas Hidráulicas**, Porto Alegre –RS, 2007.
- CUNHA, M.I.R. Aspectos socioeconômicos e ambientais das inundações no Brasil no período de 2003 a 2006. Dissertação (Mestrado em Desenvolvimento Sustentável) – Universidade de Brasília, 2007.
- CETESB/DAEE. **Drenagem Urbana - Manual de Projeto.** 2^a edição, São Paulo: CETESB/DAEE, 1980.
- DIETZ, M. E. & CLAUSEN, J. C. Stormwater runoff and export changes with development in a traditional and low impact subdivision. **Journal of Environmental Management.** v. 87, n. 4, p.560-566, 2008.
- DNIT Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes. **Manual de Drenagem de Rodovias.** 2^a edição, Rio de Janeiro, 2006.

- ELLIOTT, A.H. & TROWSDALE, S.A. A review of models of low impact urban stormwater drainage. **Environmental Modelling & Software**. v.22, p. 395-405, 2007.
- FIGUEIREDO, M.B.C., NUNES, P.L. **Dimensionamento de reservatórios de detenção para condomínios horizontais para controle de cheias**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Positivo, Curitiba, 2010.
- FRANCISCHET, M.M. Análise da influência dos reservatórios de detenção domiciliares no escoamento superficial urbano. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Uberlândia – Minas Gerais, 2012.
- FREEMAN, P. Gambling on globe catastrophe. **Urban Age**. v.7, n.1. Summer, p. 18-19. Washington – USA, 1999.
- FURRIER, M. Caracterização Geomorfológica e do Meio Físico da Folha João Pessoa – 1:100.000. Tese (Doutorado) - Universidade de São Paulo, São Paulo, p. 213, 2007.
- GARCIA, J.I.B., PAIVA, E.M.C.D., BRITES, A.P.Z., PAIVA, R.C.D. Avaliação da discretização de uma bacia hidrográfica urbana, através do modelo SWMM. In: XXI Congresso Latino Americano de Hidráulica São Pedro, Estado de São Paulo, Brasil, 2004.
- GARCIA J.I.B., PAIVA, E.M.C.D. Monitoramento hidrológico e drenagem e modelagem da drenagem urbana na bacia do Arroio Canela – RS. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**. v. 11, p. 1-10, 2006.
- GOMES, A.P., PAIVA, E.M.C.D. **Acumulação e Transporte de sedimentos na microdrenagem: monitoramento e modelagem**. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**. v. 15 n. 4, p. 45-55, 2010
- IPH, Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Plano Diretor de Drenagem Urbana de Porto Alegre – **Manual de Drenagem Urbana**. Porto Alegre: IPH – UFRGS, 2005. 233p.
- JHA, A. K., BLOCK, R., Lamond, J. **Cities and Flooding: A guide to integrated urban flood risk management for the 21st century**. Washington: The world bank, 2012.
- JOÃO PESSOA. Decreto nº 5.844, de 08 de Janeiro de 2007.
- LERNER, D. N. Identifying and quantifying urban recharge: a review. **Hydrogeology journal**, v. 10, n. 1, p. 143-152, 2002.

LIRA, A.H.C. O fenômeno dos condomínios horizontais em João Pessoa – PB. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana e Ambiental). Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, p. 106, 2012.

LIU, Y., BRALTS, V.F., ENGEL, B.A. Evaluating the effectiveness of management practices on hydrology and water quality at watershed scale with a rainfall- runoff model. **Science of the total environment.** v.511, p. 298-308, 2015.

LUCAS, A.H., SOBRINHA, L.A., MORUZZI, R.B., BARBASSA, A.P. Avaliação da operação e construção de técnicas compensatórias de drenagem urbana: o transporte de finos, a capacidade de infiltração, a taxa de infiltração real do solo e a permeabilidade da manta têxtil. **Engenharia Sanitária e Ambiental.** v. 20 n. 1. , 2015

MAKSIMOVIC, C. **General overview of urban drainage principles and practice. Urban drainage in specific climates.** Paris: Unesco, v. 1, n. 40, p.1-21, 2001.

MARQUES, D.M, 2000. **Avaliação e controle da drenagem urbana.** Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, p.153-163.

MARTINS, L.R. Viabilidade Técnica da construção de banhados no espaço urbano para controle quali-quantitativo do escoamento pluvial. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Universidade Federal de Rio Grande do Sul, 108p., 2015.

MARTINS, L.S., PINTO, J.S. Avaliação quali-quantitativa de telhado verde extensivo em escala piloto. **Disciplinarum Scientia.** Série: Naturais e Tecnológicas. Santa Maria – RS, v.17, n.2, p.245-257, 2016.

MIGUEZ, M. G. et al. **Drenagem Urbana – Do projeto tradicional à sustentabilidade.** 1^a edição, Rio de Janeiro: Editora ELSEVIER, 2016.

NAKAZONE, L.M. Implantação de reservatório de detenção em conjuntos habitacionais: A experiência da CDHU. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, p.273, 2005.

PARAÍBA. Lei 10.298/2014 de 7 de maio de 2014. Poder Legislativo, João Pessoa, PB.

PARAÍBA. Lei 10.565/2015 de 18 de novembro de 2015. Poder Legislativo, João Pessoa, PB.

PMRJ. Prefeitura Municipal do Rio de Janeiro. **Instruções técnicas para elaboração de estudos hidrológicos e dimensionamento hidráulico do sistemas de drenagem urbana.**

Secretaria Municipal de Obras. Subsecretaria de gestão de Bacias Hidrográficas – Rio/Águas. Rio de Janeiro. 2010

PORTO ALEGRE. Decreto nº. 18.611, 09 de Abril de 2014.

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

RESENDE, O. M.; MIGUEZ, M.G.; VERÓL, A. P. Manejo de águas urbanas e sua relação com o desenvolvimento urbano em bases sustentáveis integradas – Estudo de caso dos rios Pilar-Calombé, em Duque de Caxias/ RJ. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos** v. 18 n. 2, p.149-163, 2013.

ROSMANN, L.A. Modeling low impact development alternatives with SWMM. **Journal of Water Management Modeling**, 2010.

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

SANTOS, L.L Modelos hidráulicos- hidrológicos: Conceitos e aplicações. **Revista Brasileira de Geografia Física** v. 2 n. 3, p.1-19, 2009.

SARTORI, A., NETO, F. L. & GENOVEZ, A. M. **Classificação Hidrológica de Solos Brasileiros para a Estimativa de Chuva Excedente com o Método do Serviço de Conservação do Solo dos Estados Unidos Parte 1: Classificação**. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 10 n.4, p 05-18, 2005.

SILVA, G.B.L. **Avaliação experimental sobre a eficiência de superfícies permeáveis com vistas ao controle do escoamento superficial em áreas urbanas**. Tese (Doutorado em tecnologia ambiental e recursos hídricos). Universidade de Brasília, Distrito Federal, 2006.

SILVA, P.O., CABRAL, J.J.S.P. Atenuação de picos de vazão em área problema: Estudo comparativo de reservatórios de detenção em lote, em logradouros e em grande área da bacia. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**. v.19, n.2, p. 7-18, 2014.

SILVEIRA, A.L.L. Impactos hidrológicos da urbanização em Porto Alegre. In: TUCCI, C.E.M; MARQUES, D.M. **Avaliação e Controle da Drenagem Urbana**, Editora da Universidade/UFRGS, Porto Alegre, pp 153-163, 2000.

- SLOTO, R.A. Effects of urbanization on storm-runoff volume and peak discharge of Valley Creek, eastern Chester County, Pennsylvania. **U.S. Geological Survey, Water sources investigation reports**. Harrisburg, Pensilvania, v. 87, 1998.
- SOUZA, C. F., CRUZ, M.A.S., TUCCI, C.E.M. Desenvolvimento urbano de baixo impacto: Planejamento e tecnologias verdes para a sustentabilidade das águas urbanas. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**. v. 17, n.2, p. 9-18, 2012.
- SOUZA, R.C.C. **Análise da utilização de reservatórios de contenção de cheias em edificações e o seu impacto no sistema de drenagem urbana**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia de Produção Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba – PR, 2013.
- SUDERHSA, Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. **Manual de Drenagem Urbana da Região Metropolitana de Curitiba – PR**. Curitiba, PR, 2002.
- SUN, Y., LI, Q., LIU, L., XU, C., LIU, Z. Hydrological simulation approaches for BMPs and LID practices in highly urbanized area and development of hydrological performance indicator system. **Water Science and Engineering**. v. 7 n.2 p.143-154, 2014
- TASSI, R. **Efeito dos microreservatórios de lote sobre a macrodrenagem urbana**. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2002.
- TUCCI, C.E.M., CLARKE, R.T. **Impacto das mudanças na cobertura vegetal no escoamento: Revisão**. Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Porto Alegre – RS, 1997.
- TUCCI, C. E. M; PORTO, R. L, BARROS, M. T. **Drenagem Urbana**. 1^a edição, Porto Alegre- RS: Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1995.
- TUCCI, C.E.M. **Hidrologia: Ciência e Aplicação**. 1^a edição, Porto Alegre- RS: Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2002.
- TUCCI, C. E. M. Regulamentação da drenagem urbana no Brasil. **Revista de Gestão de Água da América Latina**. v. 13, n. 1,p.29-42, 2016.
- URBONAS, B.; STAHLRE, P. Stormwater best management practices and detention. Prentice Hall, New Jersey, 450 p. 1993.

APÊNDICE A

