UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE TECNOLOGIA
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA AMBIENTAL

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

AVALIAÇÃO DO EFEITO DE DIFERENTES ALTERNATIVAS DE DRENAGEM SUSTENTÁVEL NO CONTROLE DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL

MOANA DUARTE LOPES

João Pessoa - PB
Junho de 2017

MOANA DUARTE LOPES

AVALIAÇÃO DO EFEITO DE DIFERENTES ALTERNATIVAS DE DRENAGEM SUSTENTÁVEL NO CONTROLE DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL

Trabalho de conclusão de curso apresentado à Coordenação do Curso de Engenharia Ambiental da Universidade Federal da Paraíba, como pré-requisito para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Ambiental.

Orientador: Prof. Gustavo Barbosa Lima da Silva

JOÃO PESSOA
2017

L884a Lopes, Moana Duarte

Avaliação do efeito de diferentes alternativas de drenagem sustentável no controle do escoamento superficial. / Moana Duarte Lopes. – João Pessoa, 2017.

87 f. il.:

Orientador: Prof. Dr. Gustavo Barbosa Lima da Silva

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

1. Escoamento superficial 2. Técnicas sustentáveis 3. Pavimentos permeáveis 4. Trincheiras de infiltração 5. Reservatórios de detenção I. Título.

BS/CT/UFPB CDU: 2.ed. 624:504 (043)

FOLHA DE APROVAÇÃO

MOANA DUARTE LOPES

AVALIAÇÃO DO EFEITO DE DIFERENTES ALTERNATIVAS DE DRENAGEM SUSTENTÁVEL NO CONTROLE DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL

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

Prof. Dr. Gustavo Barbosa Lima da Silva — APROVADO
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do Campus I/UFPB

Prof. Dr. Adriano Rolim da Paz — APROVADO
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do Campus I/UFPB

Prof.ª Dr.ª Ana Claudia Fernandes Medeiros Braga — APROVADO
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do Campus I/UFPB

Prof. Adriano Rolim da Paz
Coordenador do Curso de Graduação em Engenharia Ambiental

AGRADECIMENTOS

Citando Neil DeGrasse Tyson: “Não existem limites quando você está cercada de pessoas que acreditam em você, pessoas cujas expectativas não são definidas pelas atitudes míopes da sociedade ou por pessoas que ajudam a abrir portas para oportunidades, não fechá-las.”. A graduação é uma jornada cheia de desafios e aprendizados. Quero agradecer a todos aqueles que fizeram parte, de um jeito ou de outro, dessa minha jornada.

Agradeço a toda minha família, em especial aos meus pais **Henrique** e **Myrna** e ao meu irmão **Yuri**, que sempre me ofereceu amor e apoio incondicionais, me ajudou nos momentos de dúvidas e desafios e compartilhou, sempre com alegria imensa, das minhas conquistas. Agradeço também aos meus pais e irmão por serem um exemplo em minha vida e por sempre me influenciarem e inspirarem a ser o melhor que eu posso ser para mim mesma e para os outros. Agradeço aos meus tios, **Atílio** e **Jane**, por sempre estarem presente e dispostos a me ajudar com muito amor e carinho.

Ao Professor **Gustavo Barbosa Lima da Silva**, um exemplo de pessoa e de profissional, por ter aceitado o convite de ser meu orientador e por toda a dedicação, paciência e todos os ensinamentos durante essa aventura chamada TCC e também durante as disciplinas ministradas por ele que tive o prazer de cursar.

Ao Professor **Adriano Rolim da Paz**, atual coordenador do curso de Engenharia Ambiental, por ter me dado a oportunidade de trabalhar com ele em um Projeto de Iniciação Científica e por todo o apoio oferecido ao longo do curso.

A todos os Professores que passaram por mim e marcaram a minha vida não só pelo ensino de suas disciplinas, mas por me influenciarem a buscar aprender cada vez mais.

Agradeço aos fundadores e financiadores do programa Ciência sem Fronteiras por terem oferecido para mim, e para milhares de estudantes, a oportunidade de participar de um intercâmbio que me proporcionou um imenso crescimento acadêmico e pessoal.

Aos “migs” que, desde o começo do curso, estiveram comigo em dias e noites de estudos, comilanças e diversão: **Alecsander**, **Antero**, **Augusto**, **Camila**, **Cassio**, **Cinthia**, **Emanuella**, **Larissa**, **Marcela, Vanessa e Victória** e todos aqueles que vieram agregando ao grupo com o passar do tempo. Agradeço em especial a **André**, que vem me aguentando há 15 anos, desde a

escola, passando pela loucura do vestibular, os trabalhos em grupo da universidade, as aventuras do intercâmbio e agora, a tão esperada formatura.

Aos amigos **Bernardo**, **Caio**, **Luluca**, **Marina** e **Victor** pelas gargalhadas e pelo carinho garantidos na reta final do TCC. Ao amigo **Jessé** pelos papos profundos e existenciais. Aos amigos do intercâmbio, em especial aos do **Flat 28**, **Flat 33** e os **agregados**, por terem feito parte do ano de maior amadurecimento da minha vida.

Ao meu amigo **Renan**, que sempre esteve ao meu lado, me ajudando a levantar todas as vezes em que caí e que, mesmo quando tudo parece errado, eu sei que vai estar lá para tentar colocar um sorriso no meu rosto e ser o melhor amigo que alguém pode querer.

Agradeço por fim a todos aqueles que de alguma maneira fizeram parte da minha formação não só acadêmica, mas também pessoal.

“I am the master of my fate.
I am the captain of my soul.”

(William Ernest Henley)

RESUMO

O sistema de drenagem de águas pluviais no Brasil segue, de maneira geral, um conceito higienista, surgido no início do século XX, que tem como objetivo principal a coleta e a canalização das águas de forma a evitar alagamentos e suas consequências como danos econômicos, ambientais e sociais. No entanto, esse tipo de sistema de drenagem não resolve o problema de inundações de maneira definitiva, apenas o transfere para jusante, muitas vezes, inclusive, aumentando as vazões de pico e fazendo com que elas aconteçam dentro de intervalos de tempo menores. O processo de impermeabilização do solo em áreas urbanas vem intensificando a ineficiência dessas técnicas de drenagem, fazendo com que a busca por novas alternativas se torne cada vez maior. A utilização de técnicas de baixo impacto ambiental aparece como uma forma de controlar as vazões, diminuindo-as e distribuindo-as melhor durante o tempo, além de buscarem uma melhora qualitativa da água coletada. Esse trabalho tem por objetivo avaliar a eficiência de diversos sistemas de drenagem sustentável propostos para um lote urbano da cidade de João Pessoa e analisar qual apresenta o melhor custo-benefício. Foram propostos oito cenários envolvendo trincheiras de infiltração, pavimentos permeáveis e reservatórios de detenção. Cada cenário teve seus dispositivos dimensionados (Método da Curva-Envelope para os de infiltração e Método de Puls para os reservatórios) e sua eficiência no controle da vazão avaliada com a utilização do software livre SWMM. Os resultados mostraram que os sistemas mais eficientes foram os que envolveram os reservatórios de detenção, tanto quando sendo a única medida de controle como quando em uso integrado com pavimentos permeáveis. Um orçamento simplificado feito para os cenários mostrou ainda que a utilização de reservatórios de detenção como a única medida de controle da vazão foi o cenário menos oneroso, apresentando, portanto, um melhor custo-benefício.

Palavras-chaves: Escoamento superficial, Técnicas sustentáveis, Pavimentos permeáveis, Trincheiras de infiltração, Reservatórios de detenção.

ABSTRACT

The storm water drainage system in Brazil follows, mostly, a hygienist concept, created in the early 20th century, in which the main objective is to collect and channelize the water seeking to avoid flooding and its consequences such as economic, environmental e social damages. Nevertheless, this kind of drainage system does not solve permanently the problems related to flooding, it just transfers it downstream, often increasing peak flows and making them happen within smaller time periods. The increase of impervious surfaces in urban areas has been intensifying this drainage techniques' inefficiency, thus the search for new alternatives is increasing significantly. The use of techniques with low environmental impact appears as a way of flow control, decreasing them and distributing them better over time, in addition to seeking a qualitative improvement of the collected water. This work aims to evaluate the efficiency of several sustainable drainage systems proposed to an urban area located in the city of João Pessoa and analyze which one presents the best cost-benefit. Eight systems were proposed, in which infiltration trenches, permeable pavements and detention tanks were considered. Each system had its devices dimensioned (Rain Envelope Method for the infiltration devices and Puls Method for the detention tanks) and its flow control efficiency evaluated using the free software SWMM. Results have shown that the most efficient systems were the ones involving detention tanks, either being the only control measure or integrated with permeable pavements. A simplified budget made for the systems showed that the ones where the detention tanks were the only flow control measure were the least costly, therefore presenting the best cost-benefit.

Keywords: Runoff, sustainable techniques, permeable pavements, infiltration trenches, detention tanks.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Galerias afluentes à boca coletora existente (galerias branca e verde) e galeria a efluente (parede esquerda)..... 3
Figura 1.2. Água da chuva acumulada no estacionamento do CT (15/04/2017 e 20/04/2017). 4
Figura 2.1. Hidrograma para bacias pré-urbanizadas, moderadamente urbanizadas e intensamente urbanizadas..... 6
Figura 2.2. Efeito do uso de técnica de detenção no hidrograma da bacia. 8
Figura 2.3. Desenho esquemático de uma trincheira de infiltração..... 10
Figura 2.4. Seção transversal dos diferentes tipos de pavimento permeável. 11
Figura 2.5. Determinação do volume do dispositivo pelo Método da Curva-Envelope..... 13
Figura 2.6. Desenho esquemático de um microrreservatório e seus componentes. 16
Figura 2.7. Curvas cota x armazenamento, cota x vazão de saída e vazão de saída x armazenamento..... 18
Figura 2.8. Representação de uma sub-bacia idealizada para o SWMM (q_L = vazão específica, m/s)..... 19
Figura 2.9. Reservatório não linear..... 19
Figura 2.10. Desenho esquemático da área da seção transversal ao escoamento..... 20
Figura 2.11. Representação da sub-bacia antes e depois da implantação de elemento LID. ... 25
Figura 2.12. Representação de um elemento de infiltração no SWMM – bacia de detenção.. 25
Figura 3.1. Fluxograma indicando as etapas da metodologia realizada no estudo..... 28
Figura 3.2. Localização da área de estudo: (a) Cidade de João Pessoa; (b) Universidade Federal da Paraíba, Campus I; (c) Delimitação da área de estudo; e (d) Área de estudo em detalhe. 30
Figura 3.3. Desenho esquemático da área de estudo. 31
Figura 3.4. Sentido das declividades na área..... 31
Figura 3.5. Localização da boca de lobo no Cenário Atual. 33
Figura 3.6. Desenho esquemático da rede de microdrenagem proposta (SB = sub-bacia; BL = boca de lobo; PV = sub-bacia)..... 34
Figura 3.7. Local de implantação dos reservatórios a jusante..... 35
Figura 3.8. Cenários com a utilização das técnicas compensatórias propostas (Parte 1) (MR = Reservatório; AD = área de drenagem do pavimento permeável)..... 36
Figura 3.9. Cenários com a utilização das técnicas compensatórias propostas (Parte 2) (TR = trincheira de infiltração)..... 38
Figura 3.10. Exemplo de representação de cenários no SWMM utilizados para dimensionamento de reservatórios (SB = sub-bacia)..... 44
Figura 3.11. Discretização da área em sub-bacias para a condição atual. 44
Figura 4.1. Hietogramas para os cenários de pré-urbanização e atual..... 49
Figura 4.2. Hidrograma para o cenário de pré-urbanização e cenário atual..... 50
Figura 4.3. Hidrogramas grados para os Cenários 2 e 3 55
Figura 4.4. Hidrogramas de saída para os cenários com dispositivo de controle na fonte. 56
Figura 4.5. Gráficos das vazões de entrada e saída para os reservatórios finais de cada cenário. 58

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Evolução dos conceitos de drenagem de águas pluviais ao longo dos anos. 6
Tabela 3.1. Resumo dos cenários propostos. 32
Tabela 3.2. Sub-bacias afluentes a cada boca de lobo. 34
Tabela 3.3. Áreas de contribuição para as trincheiras de infiltração. 37
Tabela 3.4. Coeficientes de escoamento adotados para os diferentes tipos de superfícies (IPH, 2005). 40
Tabela 3.5. Parâmetros necessários ao Método da Curva-Envelope para trincheiras de infiltração 41
Tabela 3.6. Parâmetros necessários ao Método da Curva-Envelope para pavimentos permeáveis. 42
Tabela 3.7. Áreas ocupadas por pavimentos permeáveis nos cenários 4 a 7. 42
Tabela 3.8. Dados de entrada referentes a área (A, em ha), largura (W, em m) e porcentagem de área impermeável (%Imper, em %). 46
Tabela 4.1. Dimensionamento da rede de microdrenagem. 51
Tabela 4.2. Dimensões encontradas para as trincheiras de infiltração. 52
Tabela 4.3. Dimensionamento da altura da camada reservatório dos pavimentos permeáveis. 53
Tabela 4.4. Valores de dimensionamento para os Cenários 5, 7, 9 e 10. 54
Tabela 4.5. Valores de vazão de pico e tempo ao pico para todos os cenários estudados. 57
Tabela 4.6. Resumo do orçamento realizado para os Cenários 3, 5, 7, 10 e 11. 59

LISTA DE ABREVIATURAS

CN	Curve Number
BMP	Best Management Practices
CT	Centro de Tecnologia
DER	Departamento de Estradas e Rodagens
EPA	Environmental Protection Agency
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IDF	Intensidade-Duração-Frequencia
IPH	Instituto de Pesquisas Hidráulicas
LARHENA	Laboratório de Recursos Hídricos e Engenharia Ambiental
LENHS	Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento
LID	Low Impact Development
NRCS	National Resources Conservation Service
SCS	Soil Conservation Service
SEINFRA	Secretaria de Infraestrutura de Sergipe
SINAPI	Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil
SUDERHSA	Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental
SUDS	Sustainable Drainage Systems
SWMM	Storm Water Management Model
UFPB	Universidade Federal da Paraíba
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
WSUD	Water Sensitive Urban Design

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO 1

1.1. Justificativa 2

1.2. Objetivos 4

1.2.1. Objetivo geral 4

1.2.2. Objetivos específicos 4

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA 5

2.1. Impactos da urbanização na drenagem urbana 5

2.2. Sistema de Drenagem Tradicional 7

2.3. Drenagem Sustentável 8

2.3.1. Técnicas de Infiltração 9

2.3.1.1. Trincheiras de Infiltração 9

2.3.1.3. Dimensionamento das estruturas de infiltração 12

2.3.2. Técnicas de Armazenamento – Reservatórios de Detenção 15

2.3.2.1. Dimensionamento de Reservatórios de Detenção 16

2.4. Modelagem Hidrológica 17

2.4.1. Storm Water Management Model (SWMM) 18

2.4.1.1. Escoamento Superficial 18

2.4.1.2. Propagação do Escoamento em Galerias 22

2.4.1.3. Modelos de Infiltração 23

2.4.1.4. Dispositivos LID 23

2.4.1.5. Reservatórios 26

3. METODOLOGIA 28

3.1. Caracterização da pesquisa e descrição geral da metodologia 28

3.2. Área de Estudo 29

3.3. Cenários Avaliados 32

3.3.1. Cenário 1: Pré-Urbanização 32

3.3.2. Cenário 2: Condição Atual 32

3.3.3. Cenário 3: Condição Atual com implantação da rede de drenagem convencional 33

3.3.4. Cenários 4 a 11: Condição Atual com implantação de técnicas compensatórias 34

3.3.4.1. Cenários 4 e 5 34

3.3.4.2. Cenários 6 e 7 35

3.3.4.3. Cenários 8 e 9 37

1.1.1.1. Cenários 10 e 11 37

3.4. Tempo de Concentração e Chuva de Projeto 37

3.5. Dimensionamento da rede de microdrenagem 40

3.6. Dimensionamento das estruturas de controle 41
3.6.1. Trincheira de infiltração 41
3.6.2. Pavimento permeável 41
3.6.3. Reservatório 42
3.7. Simulação do Escoamento Superficial 43
3.7.1. Discretização da área em sub-bacias 43
3.7.2. Dados de entrada 45
3.8. Orçamento 48
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES 49
4.1. Tempos de Concentração e Chuvas de Projeto 49
4.2. Simulação hidrológica – Impacto da urbanização na vazão escoada 49
4.3. Dimensionamento da rede de drenagem tradicional 50
4.4. Dimensionamento dos dispositivos de controle 51
4.4.1. Trincheiras de infiltração 51
4.4.2. Pavimentos permeáveis 52
4.4.3. Reservatórios 53
4.5. Simulação hidrológica – Sistemas de drenagem propostos 54
4.5.1. Sistema de drenagem tradicional 54
4.5.2. Eficiência dos dispositivos de controle 55
4.6. Orçamento 58
5. CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES 60
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 62
APÊNDICE A – TABELAS DO ORÇAMENTO 70

1. INTRODUÇÃO

Sabe-se que a água é um fator essencial na fixação e desenvolvimento dos seres humanos, desempenhando um papel imprescindível seja para fins de consumo, higiene, agricultura ou incontáveis outros. Com o tempo, porém, a proximidade e a dependência das cidades em relação aos rios próximos a estas acabaram se tornando os principais fatores de alteração da paisagem natural (Miguez *et al.*, 2016). Pompêo (2000) afirma que a impermeabilização de grandes superfícies, a ocupação de áreas ribeirinhas como várzeas e zonas alagadiças, além de obras de drenagem inadequadas foram algumas das alterações ocorridas ao longo do tempo que fizeram com que a relação entre cidades e rios se tornasse uma via de mão dupla.

Por um lado, essa proximidade com os rios determinava vantagens na facilidade de captação de água para manutenção das cidades e para os inúmeros fins desejados. Por outro, o adensamento populacional nessas áreas com sua consequente impermeabilização levava a alterações no ciclo hidrológico, como por exemplo, a diminuição da capacidade de infiltração da água precipitada no solo e a diminuição da taxa de evapotranspiração. Alterações nesses processos acabaram por acarretar problemas relacionados a excedentes de água levando a riscos de inundações cada vez mais frequentes em áreas urbanas (Baptista *et al.*, 2005). Com a Revolução Industrial no século XVIII, somado a uma posterior explosão demográfica e um crescente processo de urbanização, esse paradoxo se intensificou significantemente devido ao aumento de áreas impermeabilizadas próximas aos corpos de água: águas de enchente, alagamentos de bacias urbanas, rios descaracterizados e degradados passaram a assolar as cidades fundadas próximas aos rios (Miguez *et al.*, 2016).

Prejuízos com perdas materiais e humanas, interrupção de atividades econômicas das áreas afetadas, a deterioração da água de uma maneira geral e, principalmente, a contaminação da população por doenças de veiculação hídrica como leptospirose e cólera foram alguns dos impactos gerados pelas inundações e alagamentos (Tucci, 2001). Esses impactos levaram, no início do século XX, a um conceito de drenagem *higienista* em que a ideia era eliminar sistematicamente as águas através de obras de canalização. Uma vez feito isso, as inundações deixariam de ocorrer e todos os problemas relacionados a elas seriam, aparentemente, solucionados (IPH, 2005). Esse conceito é utilizado até hoje na grande maioria das obras de drenagem, principalmente nos países subdesenvolvidos e em desenvolvimento.

No entanto, com o tempo esse modelo de pensamento que se utiliza de técnicas convencionais para a drenagem urbana foi se tornando cada vez mais ineficiente, pois não aborda o problema do ponto de vista do ciclo hidrológico e resolvia apenas o problema hidráulico imediato (Dias e Antunes, 2010). Cada vez mais as obras de drenagem convencionais vêm sendo contestadas por sua insustentabilidade confirmada por estudos e experiências práticas. Esse modelo convencional não soluciona o problema de inundações de forma definitiva e apenas transfere a cheia para a jusante (Silva, 2006).

Em contraste a esse conceito clássico, observa-se a partir da década de 1970 uma crescente preocupação com o meio ambiente, transformando a natureza em assunto indissociável do desenvolvimento humano e fomentando debates em diversas conferências internacionais sobre a situação ambiental (Miguez *et al.*, 2016). Com isso, surge uma nova abordagem para tratar os problemas relacionados à drenagem de águas pluviais: o conceito de *Técnicas Compensatórias* ou *Técnicas Sustentáveis de Drenagem Urbana*. Essas técnicas diferem das soluções clássicas por considerarem os impactos da urbanização de forma global, buscando compensar, sistematicamente, os efeitos da urbanização nas bacias hidrográficas. Tratam, portanto, da questão de águas pluviais e de seu manejo ao mesmo tempo em que tratam da questão do ordenamento urbano (Baptista *et al.*, 2005). De acordo com Davis (2005), essas técnicas têm como foco alterações a nível de lote individual, porém seus impactos acabam por ser cumulativos, levando a melhoras integradas em toda a área urbanizada.

1.1. Justificativa

O estacionamento do Centro de Tecnologia do Campus I da UFPB e sua área de contribuição (incluindo telhados dos prédios e calçadas ao seu redor) apresentam, atualmente, um sistema de drenagem de águas pluviais bastante precário. Por meio de inspeções realizadas na área estudada, verificou-se que esse sistema é composto por apenas uma boca coletora onde pode ser observada a presença de duas galerias afluentes (as quais não puderam ter sua origem identificada) e uma efluente, como indica a Figura 1.1. Esta última, provavelmente, transfere o escoamento para a rede pública de drenagem, contribuindo para aumentar as vazões em áreas localizadas à jusante.

Figura 1.1. Galerias afluentes à boca coletora existente (galerias branca e verde) e galeria a efluente (parede esquerda).

Fonte: Arquivo pessoal, 2017.

Em virtude da ausência de mais pontos de captação do escoamento pluvial e da ocorrência de depressões em vários locais na área do estacionamento, verifica-se a ocorrência de consideráveis acúmulos de água na superfície da área durante eventos chuvosos, como mostram as fotos na Figura 1.2. Essa situação acaba acarretando em dificuldades para os transeuntes.

É importante ressaltar que a área de estudo considerada teve sua ocupação modificada a partir do ano de 2010 devido à implantação de um novo bloco: o CTM/CTK. Essa modificação resultou em uma impermeabilização mais intensa de aproximadamente 1100 m^2, correspondendo a cerca de 10% da área total. Apesar desse acréscimo, parece não ter havido nenhuma adequação do sistema de drenagem existente ou preocupação na instalação de elementos capazes de reduzir o aumento nas vazões e volumes de escoamento pluvial gerado.

Desta forma, a implantação de um sistema eficiente de drenagem de águas pluviais se mostra necessária nesta área de forma a evitar transtornos aos seus usuários. Levando em consideração um dos Princípios do Controle da Drenagem Urbana citados no Manual de Drenagem de Porto Alegre (2005), que prescreve que cada usuário (seja num simples loteamento, seja em obras de macrodrenagem) não deve ampliar a cheia natural, um projeto envolvendo os conceitos de Drenagem Sustentável aparece como uma alternativa não só interessante como também necessária a fim de reduzir a vazão escoada a valores próximos aos de pré-urbanização.

Figura 1.2. Água da chuva acumulada no estacionamento do CT (15/04/2017 e 20/04/2017).

Fonte: Arquivo pessoal, 2017.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo geral

Analisar o efeito no controle do escoamento superficial provocado pelos diversos sistemas de drenagem sustentável propostos para a área de contribuição composta pelo estacionamento do Centro de Tecnologia do Campus I da UFPB e os prédios ao seu redor, em busca do sistema que apresente o melhor custo-benefício.

1.2.2. Objetivos específicos

- Avaliar o impacto da urbanização da área no escoamento superficial gerado;
- Avaliar o efeito integrado de diferentes soluções de controle do escoamento superficial (técnicas de infiltração + técnicas de armazenamento) nas vazões geradas, por meio de simulação hidrológica;
- Avaliar a relação entre o nível de controle obtido e o custo das soluções propostas a fim de encontrar a que apresente melhor custo-benefício.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1. Impactos da urbanização na drenagem urbana

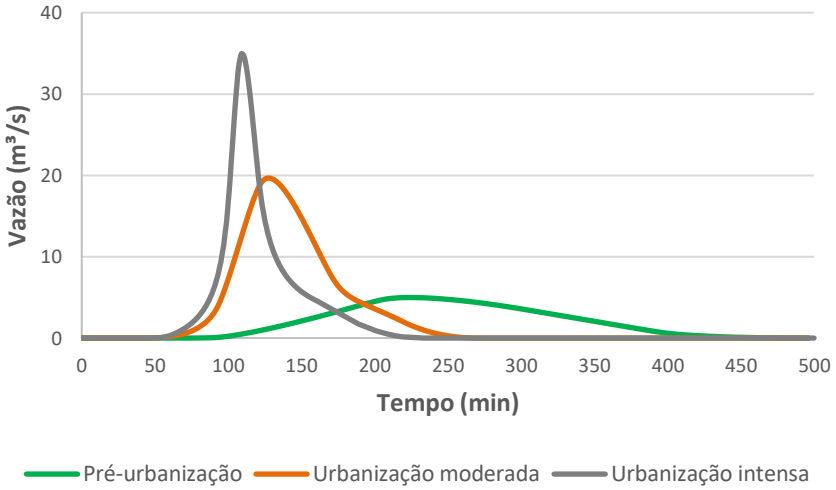
O aumento da população mundial, junto ao acentuado processo de urbanização, fez com que a utilização e modificação de áreas não desenvolvidas se tornassem cada vez mais intensas. Esses processos geram impactos no meio ambiente e em especial no ciclo hidrológico, uma vez que o desenvolvimento tradicional está diretamente ligado à impermeabilização de grandes áreas, o que acaba por levar ao comprometimento das zonas de infiltração natural (Davis, 2005). De uma maneira geral, ocorre a remoção de grande parte da cobertura vegetal nativa e das camadas de solo superiores, substituindo-as por superfícies praticamente impermeáveis. Essa substituição leva a um comprometimento não só da capacidade de infiltração, mas também de abstração inicial, de evapotranspiração e de retenção (Tucci e Meller, 2007; Swartz e Belan, 2010).

Combinado com o processo de impermeabilização, ocorre um processo de remoção ou alteração da rede de drenagem natural com a construção de canais artificiais, por exemplo, para a coleta e transporte do escoamento gerado. Essa combinação provoca um aumento do volume de água escoado superficialmente e uma resposta mais rápida das bacias, ou seja, um aumento e uma redução na vazão e no tempo de pico, respectivamente, como indicado na Figura 2.1 (Pedrosa, 1996; Gilroy e McCuen, 2009).

A qualidade da água também é afetada por todos esses processos. Os espaços de cobertura vegetal são importantes no controle da qualidade da água pluvial pois retém os poluentes do escoamento superficial urbano e provocam uma sedimentação dos mesmos antes que eles cheguem aos cursos de água. Visto que a quantidade de áreas verdes em superfícies urbanizadas é bastante pequena, a lavagem das superfícies acaba por ser o principal fator da deterioração da qualidade das águas pluviais (Dias e Antunes, 2010).

O aumento do número de eventos de inundações e suas intensidades, consequência dos impactos mencionados, vêm causando diversos prejuízos econômicos e materiais, degradando a qualidade de vida da população de uma maneira geral. A falta de planejamento urbano, a ocupação de áreas de risco e sistemas de drenagem inadequados acabam por intensificar esses eventos (IPH, 2005).

Figura 2.1. Hidrograma para bacias pré-urbanizadas, moderadamente urbanizadas e intensamente urbanizadas.



Fonte: Elaboração própria, 2017.

Em busca de resolver esses problemas causados, principalmente, pela urbanização, o conceito de drenagem urbana passou por três grandes fases de acordo com as necessidades prioritárias (Tabela 2.1). Primeiro, buscavam-se soluções rápidas para problemas de alagamento, inundações e epidemias de doenças de veiculação hídrica (Século XX). Com o tempo, a busca passou a ser por soluções mais sustentáveis que objetivavam o retorno às condições hidrológicas de pré-desenvolvimento (1970) e até de funcionamento natural da bacia (1990) (Miguez *et al.*, 2016; Tucci e Meller, 2007).

Tabela 2.1. Evolução dos conceitos de drenagem de águas pluviais ao longo dos anos.

Período	**Conceito**	**Principal medida**
Até início do século XX	Esgotos abertos ou em fossas, sem coleta ou tratamento	-
< 1970	Clássico ou Higienista- Transferência de impacto	Canalização
1970 - 1990	Corretivo da urbanização	Amortecimento para redução da vazão de pico
> 1990	Sustentável nos novos empreendimentos	Infiltração, redução e tratamento do volume

Fonte: Modificado de Tucci, 2005.

No Brasil, a partir da década de 90, o uso de técnicas corretivas começou a ser introduzido pelo uso de bacias ou reservatórios de detenção (técnicas de amortecimento e não de infiltração). Porém, ainda há grande resistência à aplicação dessas técnicas compensatórias pela maior parte dos projetistas por haver pouca divulgação e obras executadas, além da oposição natural a inovações (Cruz *et al.*, 2007).

A precariedade no planejamento de drenagem acaba por prejudicar o país causando diversos impactos econômicos, ambientais e sociais. Entre os anos de 2008 e 2013, cerca de 27,7% dos municípios do país foram atingidos por 8.942 eventos de enchentes ou inundações graduais e 28,3% por 13.244 enxurradas ou inundações bruscas, levando a um total de 1.406.713 desalojados ou desabrigados (IBGE, 2013).

2.2. Sistema de Drenagem Tradicional

De uma maneira geral, a drenagem tradicional pode ser definida como o conjunto de elementos interligados em um sistema de maneira a realizar a captação e transporte para um destino final das águas pluviais. Um de seus principais objetivos é a redução de riscos de inundações e do nível de danos causados (Miguez *et al.*, 2016).

De acordo com o IPH (2005) e Tucci (2005) existem três níveis de sistemas de drenagem: na fonte (controle do escoamento superficial no local de sua formação como lotes, praças, estacionamentos); microdrenagem (sistema de condutos pluviais ou canais em nível de loteamento ou de rede primária urbana); e macrodrenagem (envolve os sistemas coletores de diferentes sistemas de microdrenagem e são referentes a bacias de área maior ou igual a 2 km²). No entanto, o sistema clássico não envolve o controle na fonte (Baptista et al., 2005).

Os principais componentes da microdrenagem são (Miguez *et al.*, 2016; IPH, 2005):

- Meio-fios e sarjetas: primeiro elemento da rede que têm por objetivo receber as águas que incidem sobre as vias públicas e lote e conduzi-las para as bocas de lobo;
- Bocas de lobo: elementos de conexão entre o escoamento na superfície e o escoamento em redes subterrâneas que tem a função de captar a água das sarjetas e conduzi-las até as galerias.
- Galerias: coletam a água canalizada pelas bocas de lobo e a transportam para seu destino final ou para sistemas de macrodrenagem.
- Poços de visita: permitem a inspeção e manutenção da rede, além de mudanças de diâmetro, declividade e direção das galerias e a confluência de escoamentos.

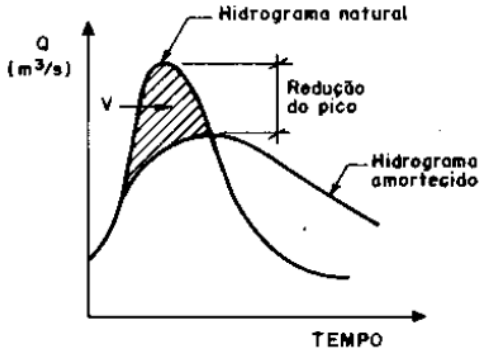
Já a macrodrenagem é composta pelos canais naturais que compõem a bacia (rios e córregos) e por estruturas hidráulicas artificiais implantadas para retificação de rios e aumento da capacidade de descarga (Miguez *et al*., 2016).

2.3. Drenagem Sustentável

O conceito de drenagem sustentável, diferentemente do conceito clássico ou higienista, busca o controle do escoamento superficial o mais próximo possível do local onde a precipitação atinge o solo, ou seja, na fonte (Dias e Antunes, 2010). A ideia é que essas intervenções, relativamente pequenas, acabam por causar um efeito dominó, melhorando as condições de drenagem da bacia como um todo.

Low Impact Development (LID; Desenvolvimento de Baixo Impacto), *Water Sensitive Urban Design* (WSUD; Design Urbano Sensível a Água), *Sustainable Drainage Systems* (SUDS; Sistemas de Drenagem Sustentável) e *Best Management Practices* (BMPs; Melhores Práticas de Gestão*)* são alguns dos nomes dados a essas técnicas em diversos países. As técnicas sustentáveis buscam, portanto, o controle de quantidade (Figura 2.2) e qualidade através do uso de práticas integradas e estratégias de projeto tais como retenção ou detenção, controle e captura de poluentes, recarga subterrânea e também a valorização estética da propriedade (Tavanti e Barbassa, 2012).

Figura 2.2. Efeito do uso de técnica de detenção no hidrograma da bacia.



Fonte: Tucci, 2005.

A drenagem sustentável surgiu primeiramente nos anos 70 com a implantação de técnicas corretivas que buscam o amortecimento das vazões de pico com o uso de dispositivos de armazenamento, como reservatórios. Nos anos 90, esse conceito evoluiu e passou a envolver, além das técnicas de controle por armazenamento, as técnicas de infiltração, como os pavimentos permeáveis, que buscam o retorno às condições de pré-urbanização das bacias que perdem a capacidade de infiltração de água no solo devido ao grande processo de impermeabilização (Tucci e Meller, 2007).

Estudos sobre essas técnicas e suas eficiências no controle do escoamento superficial vêm sendo registrados há mais de 25 anos (Silva, 2006) e mostrando que, apesar de apresentarem limitações (comentadas mais a frente) elas se mostram alternativas bastante viáveis na mitigação dos impactos causados pelas alterações na bacia. Estudos feitos por Cruz *et al.* (1998), por exemplo, sobre o uso de microrreservatórios de detenção, mostraram que essas estruturas de controle foram eficientes no abatimento da vazão de pico, chegando a reduzi-las em até 2,5 vezes do valor necessário e ocupando apenas 1% da área do lote. Acioli (2005) mostrou em seu estudo que a utilização de pavimentos permeáveis pode reduzir mais de 25 vezes o coeficiente de escoamento superficial esperado para áreas pavimentadas.

Existem dois grandes grupos de técnicas compensatórias: um que prioriza armazenagem e recuperação da capacidade de retenção (reservatórios ou bacias de detenção ou retenção) e outro que prioriza a infiltração (pavimentos permeáveis e trincheiras de infiltração) (Miguez *et al*., 2016).

2.3.1. Técnicas de Infiltração

As técnicas de infiltração têm por objetivo encaminhar o escoamento para áreas de infiltração, retardando o escoamento superficial pela utilização de armazenamento e fluxo subterrâneo, buscando a recuperação das funções hidrológicas de pré-urbanização da área. Alguns exemplos desses dispositivos são: pavimentos permeáveis e trincheiras de infiltração (Tucci, 2005).

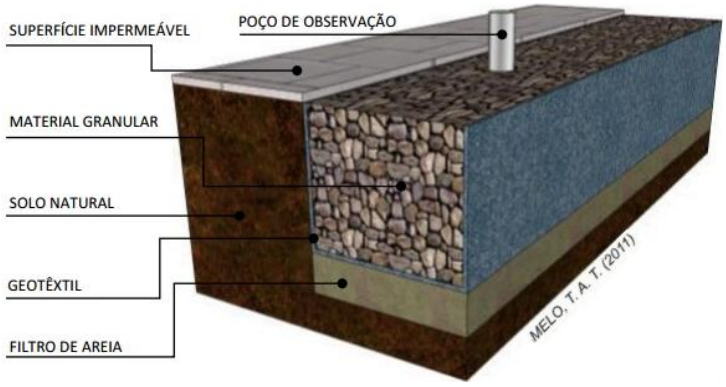
2.3.1.1. Trincheiras de Infiltração

As trincheiras são técnicas compensatórias que podem ser implantadas junto a superfícies ou em pequenas profundidades e tem por objetivo recolher águas pluviais de uma área de contribuição, favorecendo sua infiltração no solo e/ou seu armazenamento temporário. Podem ser implantadas em diversas áreas tais como canteiros centrais e passeios, ao longo do sistema viário e junto a estacionamentos (Baptista *et al.*, 2005).

Essas estruturas são compostas por valetas preenchidas por material granular, com porosidade em torno de 35%, e uma manta geotêxtil (Figura 2.3) que evita a entrada de finos na estrutura (Miguez *et al.*, 2016). Uma camada de areia pode ser adicionada abaixo do material granular a fim de reforçar a segurança das águas subterrâneas, visto que em países

desenvolvidos as trincheiras são consideradas ótimas alternativas na remoção de poluentes (Melo, 2011). Um poço de observação também pode ser adicionado com o objetivo de permitir o monitoramento da estrutura.

Figura 2.3. Desenho esquemático de uma trincheira de infiltração.



Fonte: Melo, 2011.

Quanto às vantagens oferecidas por essa técnica podem ser citadas a diminuição das vazões de pico e, consequentemente, dos riscos de inundação, o controle de poluição da água infiltrada e a boa integração com o espaço urbano podendo ser utilizadas como parte da paisagem (Nascimento, 1996 apud Peiter e Poleto, 2012). Por outro lado, há uma necessidade de manutenção frequente e uma redução da eficiência do dispositivo pelo processo de colmatação. Além disso, em áreas muito sujeitas à poluição, ocorre o risco de contaminação do solo e do lençol freático (Bettess, 1996 apud Souza, 2002).

Além das desvantagens apresentadas acima, existem algumas limitações para o uso desses dispositivos tais como (Urbonas e Stahre, 1993**;** IPH, 2005):

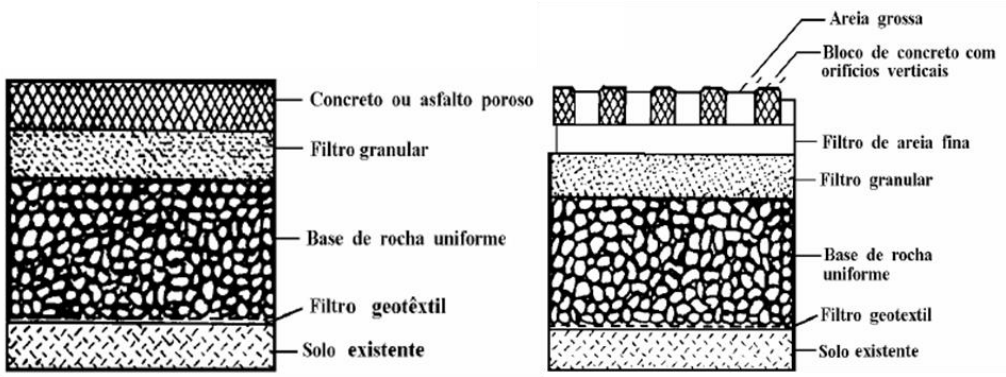
- Profundidade do lençol freático deve ser maior que 1,2 metros, a contar da base da trincheira;
- Camada impermeável do solo também deve respeitar a profundidade mínima de 1,2 metros;
- Solo não deve conter uma taxa de infiltração baixa (classificação C ou D do *Soil Conservation Service* ou taxa inferior à 8mm/h); e
- Superfície não deve ser aterrada.

2.3.1.2. Pavimentos Permeáveis

Pavimentos permeáveis são uma forma modificada de asfalto ou concreto com uma camada superior que, devido a vazios, é permeável à água podendo ser de três tipos: concreto permeável, asfalto permeável e pavimento de blocos de concreto intertravados. São utilizados para substituir as superfícies impermeáveis de forma a permitir a infiltração e armazenamento da água (Sample e Doumar, 2013).

De acordo com o IPH (2005), essas estruturas são compostas basicamente pelos seguintes itens (Figura 2.4): camada de concreto/asfalto poroso ou blocos intertravados; filtro de areia fina para facilitar o assentamento (no caso de blocos intertravados); filtro granular (com agregados de cerca de 1,25 cm de diâmetro e espessura de 2,5 cm); base de rocha uniforme com agregados de 3,8 a 7,6 cm de diâmetro; e filtro geotêxtil (permeável) acima do solo existente (podendo ser adicionado também entre o filtro granular e a base de rocha). O escoamento infiltra rapidamente na primeira camada seguindo pelo filtro granular e posteriormente para o reservatório de rochas, onde poderá infiltrar no subsolo ou ser coletado por tubos de drenagem e transportado para a jusante.

Figura 2.4. Seção transversal dos diferentes tipos de pavimento permeável.



Fonte: Urbonas e Stahre, 1993.

Por motivos relacionados à capacidade de suporte e à manutenção, sugere-se que os pavimentos permeáveis sejam utilizados em estacionamentos para veículos leves (Araújo, 2000). Sample e Doumar (2013), no entanto, afirmam em seu trabalho que esses dispositivos, além de em áreas de baixo tráfego com veículos leves e áreas de tráfego de pedestres, podem ser utilizados em estradas de tráfego pesado a fim de evitar aquaplanagem. Essas situações, porém, devem ser estudadas cuidadosamente uma vez, que pela ausência de agregados finos,

a resistência à compressão desses materiais tende a ser inferior à de um concreto convencional (Sales, 2008).

Os pavimentos permeáveis apresentam vantagens como a redução da vazão escoada com consequente diminuição do risco de inundação nos sistemas a jusante, a possibilidade de recarga do aquífero pela água infiltrada, a integração completa com o meio urbano e sua paisagem e uma implantação normalmente simples e rápida. Já as desvantagens envolvem o pouco conhecimento dos engenheiros e contratantes com relação a esta tecnologia, o risco de contaminação do aquífero (dependendo das condições do solo e da suscetibilidade do aquífero) e a grande tendência à comaltação que leva a comprometimentos na eficiência do dispositivo (Bettess, 1996 e EPA, 1999 apud Acioli, 2005).

Além disso, é essencial levar em consideração a topografia e a hidrogeologia local, observando se o subsolo apresenta elevada capacidade de infiltração, declividades suaves e lençol freático relativamente profundo (Silva, 2006). O Manual de Drenagem de Porto Alegre (IPH, 2005) cita que o lençol freático não deve localizar-se a menos que 1,20 metros da base da estrutura e a taxa de infiltração do solo saturado não deve ser menor que 7,60 mm/h.

Um estudo feito por Acioli (2005) em um estacionamento da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) onde foram implantados pavimentos porosos e blocos intertravados, cada um em uma metade da área, mostrou dados de comparação entre essas duas técnicas. O coeficiente de escoamento médio, por exemplo, apresentado para os dois casos foram de 5% e 2,3%, respectivamente. Com relação ao custo de implantação, no entanto, o pavimento intertravado apresentou-se 16% mais oneroso que o pavimento poroso.

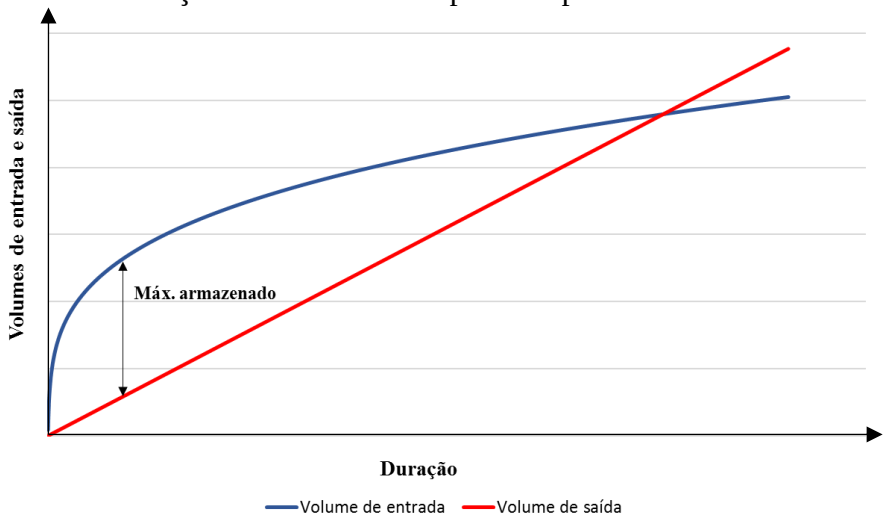
Contudo, três anos depois, Castro *et al.* (2013) realizaram o monitoramento desta mesma área e mostraram que, apesar de os dois tipos de pavimento terem apresentado redução na eficiência (devido ao processo de comaltação), o pavimento intertravado continuava a fazer o controle adequando do volume de escoamento superficial, já o poroso, não. Esse fato deve ser levado em consideração, pois, apesar do pavimento intertravado apresentar custos de implantação maiores que o pavimento poroso, ele requer menos manutenção que este último.

2.3.1.3. Dimensionamento das estruturas de infiltração

O dimensionamento das estruturas de infiltração pode ser realizado pelo Método da Curva-Envelope (*Rain Envelope Method*) que utiliza dados de caracterização do local, como por exemplo o coeficiente de infiltração do solo, e a curva IDF da região para determinar os

volumes de entrada e saída do dispositivo (Pinto, 2014). O volume final do pavimento, da trincheira ou de outra estrutura de infiltração deve ser suficiente para o armazenamento da máxima diferença obtida entre as curvas de volume de entrada e de saída, esta última também denominada de curva envelope (Souza, 2002), como mostra a Figura 2.5.

Figura 2.5. Determinação do volume do dispositivo pelo Método da Curva-Envelope.



Fonte: Elaboração própria, 2017.

A curva dos volumes de entrada é construída com base na curva IDF local e os volumes de saída são determinados com base nas características de infiltração do solo e da área disponível para essa infiltração. É possível utilizar esse método com dois focos diferentes: volume máximo ou altura máxima de armazenamento. O primeiro é utilizado para o dimensionamento das trincheiras de infiltração. Já o segundo para os pavimentos permeáveis.

Alguns parâmetros são requeridos para a aplicação desse método: coeficiente de infiltração do solo (depende do tipo de solo); fator de segurança (levam em conta a diminuição da capacidade de infiltração do solo com o passar do tempo. São valores tabelados de acordo com o risco envolvido com a falha do dispositivo (IPH, 2005)); coeficiente de infiltração do solo corrigido $\left(q_{corr} = \frac{q}{Coef.de\ Segurança}\right)$; coeficiente de escoamento da superfície (relação entre o volume de água precipitado e escoado tendo seus valores tabelados de acordo com o tipo de uso do solo, o tipo de cobertura, etc. (IPH, 2005)); e porosidade efetiva do material (razão entre o volume de vazios e o volume total).

O procedimento para encontrar o volume de armazenamento das trincheiras pode ser resumido em seis etapas (Urbonas e Stahre, 1993):

1. Determinar o coeficiente de infiltração corrigido do solo, q_{corr}, o coeficiente de escoamento da superfície (*C)* e a porosidade efetiva do material granular que preenche a camada de armazenamento (ϕ);
2. Arbitrar as dimensões iniciais da trincheira (volume inicial disponível);
3. Calcular, para cada tempo de duração, a intensidade e os volumes de entrada e saída correspondentes (Equações 2.1 e 2.2);
4. Calcular a diferença entre os volumes de entrada e saída e identificar o maior valor calculado;
5. Dividir esse valor pela porosidade efetiva;
6. Comparar esse volume com o volume inicial disponível. Se for igual ou levemente menor, termina-se o dimensionamento. Se for maior, tem que alterar as dimensões iniciais da trincheira até atingir o valor desejado.

$$V_e = 1{,}25(CiA_{dren}t) \tag{2.1}$$

$$V_s = q\frac{A_{inf}}{2}(3600t) \tag{2.2}$$

Sendo: V_e = volume de entrada; A_{dren} = área de contribuição; V_s = volume de saída; A_{inf} = área efetiva de infiltração do dispositivo.

É importante mencionar que a área de infiltração efetiva de uma trincheira não considera a sua área de fundo pelo fato de ser muito susceptível à comaltação. Além disso, como um fator de segurança, assume-se que a infiltração se dá apenas por metade das paredes laterais (IPH, 2005).

Para o pavimento permeável o processo de dimensionamento é semelhante ao da trincheira, no entanto, busca-se encontrar a altura máxima da camada reservatório ao invés do volume máximo. Por questões práticas, sugere-se que essa altura mínima seja maior que 15 cm (Araújo, 2000). O processo segue as seguintes etapas (Bettess, 1996 apud IPH, 2005):

1. Determinar a área da base (infiltração) e a área de drenagem (área de contribuição) do dispositivo;
2. Determinar coeficiente de infiltração corrigido do solo, q_{corr};
3. Adotar a porosidade efetiva do material de preenchimento (ϕ);
4. Calcular, para cada duração de chuva, a intensidade correspondente;
5. Encontrar a altura da camada de armazenamento (*h*) referente a cada intensidade (Equação 2.3);

6. Selecionar a maior altura encontrada ($h_{máx}$) e verificar se o tempo de esvaziamento $\left(t_{esv} = \frac{\phi h_{máx}}{q_{corr}}\right)$ é menor que 12 horas. Caso afirmativo, esta será a altura utilizada no projeto. Caso negativo tem que ser redimensionar a estrutura alterando suas variáveis.

$$h = \frac{t}{\phi}(Ri - q) \tag{2.3}$$

Sendo: *R* = razão de drenagem (área da base/área de drenagem);

2.3.2. Técnicas de Armazenamento – Reservatórios de Detenção

As técnicas de armazenamento têm por objetivo reter parte do volume do escoamento superficial a fim de reduzir as vazões de pico, redistribuindo-a ao longo do tempo (Tucci, 2005). Esse armazenamento pode ser feito com a utilização de reservatórios ou bacias de detenção e retenção.

Os reservatórios de detenção têm como função retardar o escoamento e atenuar as vazões de pico de forma a permitir a recuperação da capacidade de armazenamento perdida pela bacia devido à impermeabilização (Cruz *et al.*, 1998). Quando implementados à nível de lote podem ser denominados microrreservatórios.

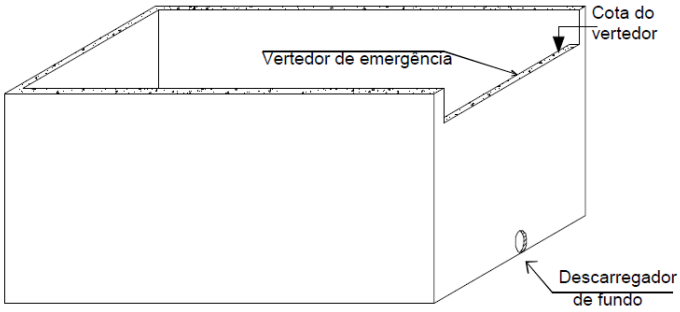
São estruturas relativamente simples construídas normalmente em concreto ou alvenaria, podendo ser enterradas ou não (Agra, 2001). Possuem um descarregador de fundo que tem a função de limitar a vazão de saída em um valor pré-definido e pode conter um vertedor de emergência em caso da ocorrência de vazões superiores às de projeto (Figura 2.6).

A implantação desses dispositivos pode ocorrer em pequenos espaços livres como praças, jardins e quintais (Nakazone, 2005). Basicamente, os reservatórios coletam as águas precipitadas sobre as superfícies impermeáveis que compõem sua área de contribuição e a direcionam para a tubulação de saída que deve ser conectada à rede de microdrenagem. Uma vez que a vazão de chegada supera a vazão de saída, a água passa a ser armazenada e liberada aos poucos, diminuindo assim a vazão de pico do hidrograma (Drumond, 2012).

Algumas vantagens desse dispositivo de armazenamento incluem a solução dos problemas na sua origem, sem a transferência dos impactos da urbanização para a jusante, e a equitatividade do sistema, uma vez que a responsabilidade do controle é de quem gera a urbanização e se beneficia com ela. Por outro lado, possibilitam pouca redução de poluentes na água coletada e a manutenção dessas estruturas impõe grandes obrigações aos proprietários

(O'Loughlin *et al.*, 1995 apud Tassi, 2002). A principal restrição quanto ao uso desses dispositivos é que não devem ser utilizados em locais susceptíveis à poluição da água, como próximos a postos de gasolinas, aterros sanitários, etc. (Agra, 2001).

Figura 2.6. Desenho esquemático de um microrreservatório e seus componentes.



Fonte: Tassi, 2002.

2.3.2.1. Dimensionamento dos Reservatórios de Detenção

O IPH (2005) sugere, no Manual de Drenagem de Porto Alegre, a utilização do Método de Puls para o dimensionamento de reservatórios. Esse método se concentra nas relações de armazenamento do dispositivo (Baptista *et al.*, 2005) e se baseia, principalmente, na equação da continuidade (Equação 2.4).

$$\frac{\partial S}{\partial t} = I - Q \tag{2.4}$$

Sendo: S = volume armazenado ao longo do tempo t (m³); I = vazão afluente (m³/s); e Q = vazão de saída (m³/s)

Discretizando esta equação e considerando uma variação linear para I e Q ao longo de um intervalo Δt, pode-se escrevê-la da seguinte maneira (Equação 2.5):

$$\frac{S_{t+\Delta t} - S_t}{\Delta t} = \frac{I_t + I_{t+\Delta t}}{2} - \frac{Q_t + Q_{t+\Delta t}}{2} \tag{2.5}$$

Sendo: S_t e $S_{t+\Delta t}$, I_t e $I_{t+\Delta t}$ e Q_t e $Q_{t+\Delta t}$ os volumes armazenados, as vazões de entrada e as vazões de saída no início e no final do intervalo de tempo, respectivamente.

No entanto, os valores de I_t, $I_{t+\Delta t}$, S_t e Q_t são conhecidos. Rearranjando a equação para isolar os termos desconhecidos (lado esquerdo), obtém-se (Equação 2.6):

$$\frac{2S_{t+\Delta t}}{\Delta t} + Q_{t+\Delta t} = I_t + I_{t+\Delta t} + \frac{2S_t}{\Delta t} - Q_t \quad (2.6)$$

Têm-se, então, duas incógnitas dentro desta equação. Com a utilização de duas equações auxiliares é possível determinar o hidrograma de saída do reservatório. A primeira função é obtida através de duas curvas: cota x armazenamento (que depende da geometria do reservatório) e cota x vazão de saída (que depende da estrutura de saída) (IPH, 2005). Combinando as funções $Z = f(S)$ e $Q = f(Z)$ é possível encontrar uma relação vazão x armazenamento e construir a função auxiliar $Q = f(S)$ (Figura 2.7).

A partir da relação vazão x armazenamento é possível encontrar a segunda função auxiliar $Q = f\left(\frac{2S}{\Delta t} + Q\right)$ que representa justamente o primeiro membro da Equação 2.6. O algoritmo utilizado para aplicação do Método de Puls voltado ao dimensionamento de reservatórios consiste, então, de seis etapas:

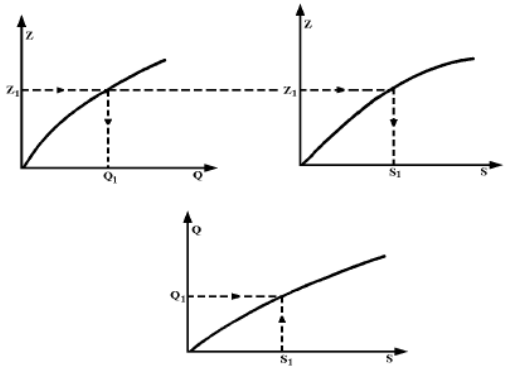
1. Estabelecer dimensões iniciais para o reservatório;
2. Determinar o valor inicial de armazenamento (S_0) e encontrar, com a primeira função auxiliar, o valor inicial de vazão de saída (Q_0);
3. Calcular o valor do segundo membro da Equação 2.6, uma vez que todas as variáveis são conhecidas;
4. Com a segunda função auxiliar, encontrar o valor de $Q_{t+\Delta t}$ e, posteriormente, $S_{t+\Delta t;}$
5. Repetir os itens 2 e 3 para cada parcela de tempo;
6. Comparar o hidrograma de saída encontrado pelo método com o hidrograma de saída desejado. Caso o hidrograma calculado seja maior ou menor que o desejado, estabelecer novas dimensões para o reservatório. Caso seja igual ou semelhante, o dimensionamento está feito.

2.4. Modelagem Hidrológica

Os programas de modelagem hidrológica foram desenvolvidos para facilitar e agilizar os estudos hidrológicos e hidráulicos assim como a elaboração de projetos de sistemas de drenagem urbana (Drumond, 2012). Existem diversos modelos hidrológicos disponíveis para estudos de drenagem urbana que incluem o *HEC 1* (do Corpo de Engenheiros do Exército dos EUA), o *TR-20* e *TR-55* (do *Soil Conservation Service*) e o *Storm Water Management Model - SWMM* (Waikar e U, 2015).

O SWMM é considerado um dos modelos mais promissores dos dias atuais para representar tanto superfícies urbanas como de pré-desenvolvimento (Bosley II, 2008). Além disso, permite a representação de técnicas sustentáveis como trincheiras de infiltração, pavimentos permeáveis e reservatórios. Diversos estudos têm comprovado a eficiência do SWMM na simulação do escoamento em áreas urbanas em diferentes regiões do mundo (Barco *et al.*, 2008; Krebs *et al.*, 2014). Por esses motivos e também pelo fato de ser um software livre, o SWMM ele foi escolhido como modelo hidrológico para este estudo.

Figura 2.7. Curvas cota x armazenamento, cota x vazão de saída e vazão de saída x armazenamento.



Fonte: IPH, 2005.

2.4.1. Storm Water Management Model (SWMM)

O SWMM (Modelo de Gestão de Drenagem Urbana em português) foi desenvolvido em 1971 pela Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos (EPA – Environmental Protection Agency) e é um modelo dinâmico chuva-vazão que simula a quantidade e qualidade do escoamento superficial, podendo ser utilizado para a simulação de um único evento chuvoso ou para simulação contínua de longo prazo. O programa faz a simulação hidrológica para cada sub-bacia e permite propagar o escoamento através de canais de drenagem (Rossman e Huber, 2016).

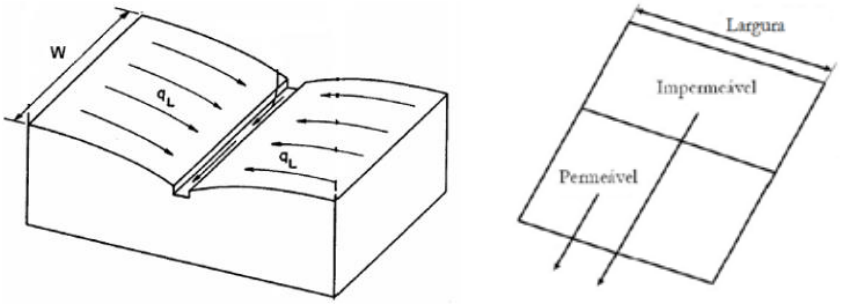
2.4.1.1. Escoamento Superficial

Conceitualmente, o SWMM representa cada sub-bacia por uma superfície retangular, com uma declividade uniforme *S* e com uma largura *W*, que drena a água para um único canal

de saída (Figura 2.8). Essas sub-bacias podem ser divididas em áreas permeáveis e impermeáveis, permitindo o usuário caracterizá-las separadamente (Figura 2.8). Além disso, o modelo simula o comportamento hidrológico de cada sub-bacia por meio de um reservatório não linear (Figura 2.9) que possui uma capacidade de armazenamento definida e está sujeito a fluxos de entrada e saída. A variação do volume armazenado com relação ao tempo é calculada pela diferença entre o fluxo de entrada, que é conhecida, e os fluxos de saída (Rossman e Huber, 2016).

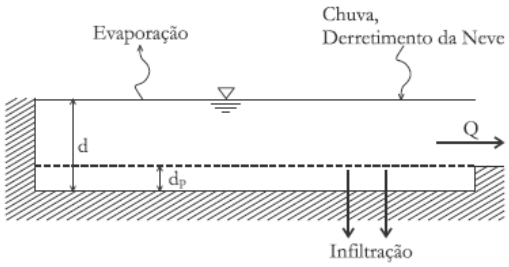
A parcela relacionada ao fluxo de entrada é a precipitação (*i)*, enquanto que as do fluxo de saída correspondem à infiltração (*f*), evaporação (*e*) e escoamento superficial (*Q)*. O escoamento superficial ocorre somente quando a capacidade de armazenamento de água na superfície (d_p), que seria análogo à capacidade máxima de um reservatório, é superada.

Figura 2.8. Representação de uma sub-bacia idealizada para o SWMM (q_L = vazão específica, m/s).



Fonte**:** Rossman e Huber, 2016; Rossman, 2010 modificado por LENHS, 2012.

Figura 2.9. Reservatório não linear.



Fonte: Rossman, 2015.

A partir das considerações mencionadas acima, o programa utiliza a Lei da Conservação de Massa para definir a variação da lâmina de água no reservatório em relação ao tempo, como indica a Equação 2.7. Para este estudo, a parcela correspondente ao derretimento da neve não foi considerada por se tratar de um fenômeno meteorológico que

não ocorre na região. A parcela referente à evaporação também foi desconsiderada pelo fato do estudo tratar de um único evento chuvoso e não de uma simulação contínua de longo prazo. Sendo assim, a quantidade de água evaporada durante este curto período é muito pequena e pode ser desconsiderada para os cálculos do escoamento superficial.

$$\frac{\partial d}{\partial t} = i - f - q_L \tag{2.7}$$

Sendo: d = lâmina de água no reservatório; e q_L = vazão específica.

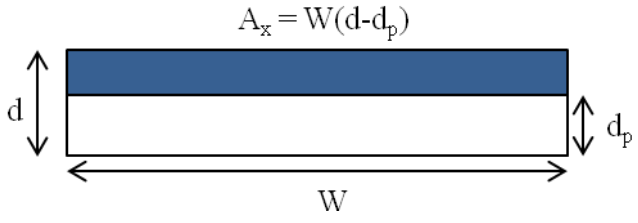
Uma das hipóteses consideradas pelo SWMM é que o escoamento superficial se aproxima de um fluxo uniforme com uma lâmina de altura d-d_p (lâmina de água no reservatório e capacidade de armazenamento de água na superfície, respectivamente) dentro de um canal retangular de largura W e declividade constante S. Com isso, a Equação de Manning (Equação 2.8) pode ser utilizada para expressar a vazão escoada.

$$Q = \frac{1}{n} A_x {R_H}^{2/3} S^{1/2} \tag{2.8}$$

Sendo: n = coeficiente de rugosidade de Manning; A_x = área da seção transversal ao escoamento (m²); R_H = Raio hidráulico, R_H = A/P (m); S = declividade (m/m).

A Figura 2.10 representa a área da seção transversal ao escoamento dentro do reservatório não-linear considerado pelo programa. Sabendo que $A_x = W(d\text{-}d_p)$ e que o perímetro molhado (P) necessário para encontrar o raio hidráulico é dado por $P = W + 2(d\text{-}d_p)$, o SWMM assume uma segunda hipótese, que a largura W é muito maior do que a lâmina d-d_p. Dessa forma, a equação de Manning pode ser escrita na forma da Equação 2.9.

Figura 2.10. Desenho esquemático da área da seção transversal ao escoamento.



Fonte: Elaboração própria, 2017.

$$Q = \frac{W S^{1/2}}{n} \left(d - d_p\right)^{5/3} \tag{2.9}$$

Sabe-se que a vazão específica q_L é dada pela divisão da vazão Q pela área total da sub-bacia. Portanto, têm-se a Equação 2.10:

$$q_L = \frac{WS^{1/2}}{An}\left(d - d_p\right)^{5/3} \quad (2.10)$$

A largura da bacia (*W*), a declividade (*S*), a área (*A*) e o coeficiente de Manning (*n*) são parâmetros que devem ser informados ao programa pelo usuário na construção de cada cenário e, portanto, como são valores conhecidos, o termo $\frac{WS^{1/2}}{An}$ será representado pela letra grega α para facilitar o manejo e a visualização das equações. Voltando para a Equação da Conservação de Massa (Equação 2.7), obtém-se a Equação Diferencial Ordinária (EDO) não-linear a seguir (Equação 2.11):

$$\frac{\partial d}{\partial t} = i_e - \alpha\left(d - d_p\right)^{5/3} \quad (2.11)$$

Sendo: $i_e = i - f$ (valores conhecidos).

Por se tratar de uma equação não linear sem solução analítica, o programa utiliza o método de *Runge Kutta* de 5ª ordem para encontrar sua solução, fornecendo, para cada intervalo de tempo, a altura da lâmina de água (*d*) e, consequentemente, a vazão (*Q*).

Sendo d_n a altura da lâmina d'água no reservatório em um instante inicial e d_{n+1} em um instante final, o programa aplica o método *Runge-Kutta* para encontrar o valor de d_{n+1} e consequentemente o valor de q_L. O SWMM utiliza um algoritmo para realizar esses cálculos e obter o escoamento superficial total que pode ser resumido em cinco passos:

1. Determinar o valor inicial da lâmina de água no reservatório (d_n);
2. Computar os dados de infiltração (f) para as áreas permeáveis;
3. Se no intervalo de tempo pré-determinado a infiltração for maior ou igual a lâmina de água acumulada ($f\Delta t \geq d_n$), então $d_{n+1} = 0$ e $q_L = 0$. Se não, a precipitação efetiva é dada por: $i_e\Delta t = i\Delta t - f\Delta t$;
4. Se a lâmina de água inicial somada com a precipitação efetiva no intervalo de tempo for menor que a capacidade de armazenamento do reservatório ($d_n + i_e\Delta t \leq d_s$), então $d_{n+1} = d_n + ie\Delta t$ e $q_L = 0$. Se não resolver Equação 2.11 para encontrar d_{n+1} e, consequentemente, q_L;
5. Computar a vazão Q para cada área no final do intervalo Δt: $Q = \sum_{J=1}^{3} q_j A_J$ sendo 3 o número total de áreas em cada sub-bacia permitido pelo programa.

2.4.1.2. Propagação do Escoamento em Galerias

A propagação da água dentro de um conduto é regida pelas Equações da Continuidade e da Quantidade de Movimento, para fluxo gradualmente variado não permanente (Equações de Saint Venant), indicadas nas Equações 2.12 e 2.13. A Equação da Continuidade representa o princípio da conservação de massa, ou seja, considerando um trecho de um canal (∂x) em um determinado intervalo de tempo (∂t) o volume de água que entra a montante (Q) ou por contribuição lateral (q_{la}) menos o volume de água que sai deste trecho pela seção de escoamento a jusante é igual a variação do armazenamento com o tempo nesse trecho (Guimarães, 2009; Miguez *et al.*, 2016).

A Equação da Quantidade de Movimento considera a aplicação da Segunda Lei de Newton (Força = massa x aceleração) em um volume infinitesimal em que a variação da quantidade de movimento em um intervalo de tempo pode ser obtida por meio da soma dos vetores, na direção longitudinal, da quantidade de movimento que entra no volume menos a quantidade de movimento que sai, mais a quantidade de movimento das forças que atuam no volume infinitesimal considerado (Guimarães, 2009). Essa Equação é composta por três parcelas que representam, na ordem em que estão escritas na Equação 2.13, termos de inércia, termo de pressão e termo de gravidade e atrito, ou seja, as principais forças que atuam no volume determinado.

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_{la} \tag{2.12}$$

$$\underbrace{\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{Q^2}{A}\right)}_{1} + \underbrace{gA\frac{\partial h}{\partial x}}_{2} + \underbrace{gA\left(S_f - S_0\right)}_{3} = 0 \tag{2.13}$$

O SWMM permite, em suas simulações, a utilização do Modelo de Onda Dinâmica que resolve as equações completas unidimensionais de Saint Venant. No entanto, como o foco deste trabalho não era analisar o comportamento do escoamento dentro das galerias, adotou-se o Modelo de Onda Cinemática que resolve a equação da continuidade junto com uma equação simplificada de quantidade de movimento, desprezando os termos relacionados a inércia e a pressão, sendo uma alternativa suficientemente precisa e eficiente para o modelo de transporte com tempos curtos ou longos de simulação (Rossman e Huber, 2016).

2.4.1.3. Modelos de Infiltração

Como não há um consenso universal sobre qual modelo de infiltração é o melhor, o SWMM permite ao usuário escolher entre cinco dos mais utilizados: Método de Horton, Método de Horton Modificado, Método Green-Ampt, Método Green-Ampt modificado e Método SCS (Rossman, 2015; Rossman e Huber, 2016):

O Método SCS, utilizado neste trabalho, estabelece uma relação (Equação 2.14) entre a capacidade de armazenamento de água da bacia (S_b) e um índice chamado CN (Curve Number), desenvolvido pela NRSC *(National Resources Conservation Service*), que estima o escoamento superficial através de valores tabelados relacionados ao tipo do solo, ao seu uso e as suas condições de umidade anteriores. Leva em consideração, então, os Grupos Hidrológicos dos solos presentes na região de acordo com suas capacidades de infiltração (A, B, C ou D) e as condições de umidade antecedente do solo de acordo com a quantidade de chuva ocorrida nos últimos cinco dias (Tucci *et al*., 1995; IPH, 2005).

$$S_b = \frac{25400}{CN} - 254 \tag{2.14}$$

O Método SCS adota que a capacidade de abstração inicial de uma bacia é igual a 20% da sua capacidade de armazenamento de água, ou seja, para chuvas menores que este valor a precipitação excedente (parcela da chuva que escoa superficialmente) é zero. Para chuvas maiores que este valor, a Equação 2.15 é utilizada. A quantidade total de água infiltrada é encontrada, então, subtraindo-se a chuva excedente da chuva total.

$$Pe = \frac{(P-0{,}2S_b)^2}{P+0{,}8S_b} \tag{2.15}$$

Sendo: *P* = precipitação total e *Pe* = precipitação excedente.

2.4.1.4. Dispositivos LID

O SWMM define os dispositivos LID como práticas que tem por objetivo capturar o escoamento superficial e, com uma combinação dos processos de detenção, infiltração e evapotranspiração, controlar sua quantidade e sua qualidade. O programa permite a modelagem de oito tipos de dispositivos considerados LID entre eles, pavimentos permeáveis, trincheiras de infiltração e telhados verdes. Apesar de os reservatórios de detenção também

estarem dentro do conceito de drenagem sustentável, o SWMM modela esse tipo de dispositivo de uma maneira separada, que é comentada mais a frente.

Existem duas opções de implantação dessas estruturas. A primeira é criar uma nova sub-bacia específica para o dispositivo e direcionar para ela o escoamento das sub-bacias adjacentes. A segunda é implantar a estrutura LID dentro de uma sub-bacia já existente. Com isso, a área impermeável passa a ter seu escoamento direcionado para as áreas destinadas a esses dispositivos (Figura 2.11) podendo ser infiltradas completamente ou terem seu escoamento restante somado ao escoamento total da bacia.

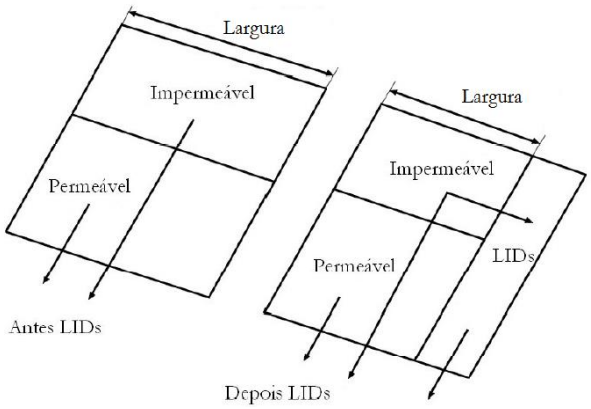
Os dispositivos de infiltração adicionados em cada sub-bacia representada no programa têm suas respostas hidrológicas calculadas de maneira semelhante à solução para o escoamento superficial. Os dispositivos de LID são representados, no SWMM, por uma combinação de camadas verticais (Figura 2.12), genéricas ou especificas para determinados dispositivos, que tem as suas características definidas por unidade de área, permitindo que os dispositivos com a mesma estrutura vertical, mas com áreas de cobertura diferentes, sejam facilmente aplicados em mais de uma sub-bacia.

De acordo com o dispositivo adotado, essas camadas podem ser caracterizadas pelo usuário ou podem ser ignoradas, quando não forem necessárias ou não fizerem parte do dispositivo em uso (Rossman e Huber, 2016). Para o caso do pavimento permeável, por exemplo, e tendo como referência a estrutura apresentada na Figura 2.4, a camada superficial se refere ao pavimento, a camada de solo se refere à camada de areia filtrante, entre o pavimento e o reservatório, e a camada de armazenamento se refere à base de rocha uniforme, localizada antes do solo base.

A simulação, então, é feita realizando-se o balanço hídrico para cada uma dessas camadas: camada de superfície (Equação 2.16), camada de solo, referente ao filtro de areia, (Equação 2.17) e camada de armazenamento (Equação 2.18).

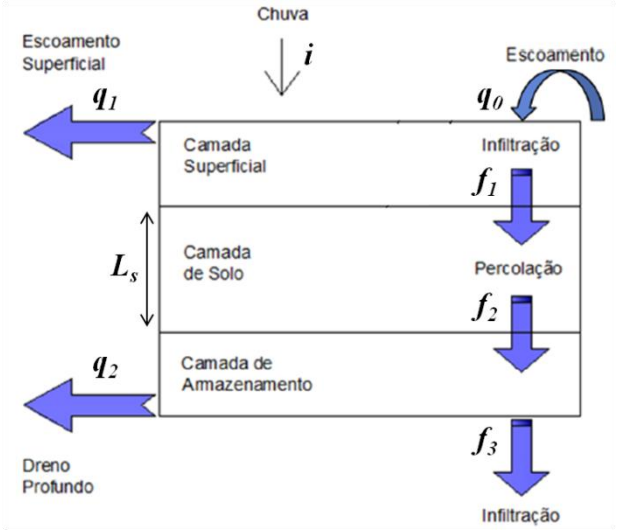
Essas equações são solucionadas a cada intervalo de tempo para determinar como o hidrograma de entrada se comporta e se converte em valores de hidrograma de saída, armazenamento (e possível drenagem) e infiltração no solo base (Rossman, 2010).

Figura 2.11. Representação da sub-bacia antes e depois da implantação de elemento LID.



Fonte: Rossman (2010), modificado por LENHS (2012).

Figura 2.12. Representação de um elemento de infiltração no SWMM – bacia de detenção.



Fonte: Modificado de LENHS (2012).

$$\frac{\partial d_1}{dt} = i + q_0 - f_1 - q_1 \tag{2.16}$$

$$L_s \frac{\partial \theta}{dt} = f_1 - f_2 \tag{2.17}$$

$$\phi \frac{\partial d_3}{dt} = f_2 - f_3 - q_2 \tag{2.18}$$

Sendo: d_1 = profundidade da água na superfície (m); θ = teor de umidade do solo (m^3/m^3); d_3 = profundidade da água no *layer* de armazenamento (m); q_0 = taxa de fluxo superficial fornecido externamente (m/s); q_1 = escoamento superficial (m/s); q_2 = taxa de vazão drenada (m/s); f_1 = taxa de infiltração superficial (m/s); f_2 = taxa de percolação no solo

(m/s); f_3 = taxa de infiltração do solo base (m/s); L_S = profundidade do *layer* do solo (m); e ϕ = porosidade efetiva do *layer* de armazenamento (m^3/m^3).

2.4.1.5. Reservatórios

No SWMM as estruturas de armazenamento são modeladas como nós ou junções de condutos, porém com características adicionais como curva de armazenamento e profundidade máxima. A curva de armazenamento define o formato do dispositivo a partir de uma curva funcional ou tabular que relaciona a área de superfície com a altura da lâmina da água. Além disso, é possível adicionar a esses dispositivos orifícios de saída ou vertedores de emergência (Gironás, 2009; Rossman, 2015). Para a propagação do escoamento em reservatórios, o SWMM utiliza o Método de Puls (Rossman, 2010), que já foi descrito no item 2.3.2.2.

2.5. Legislação Brasileira e Drenagem de Águas Pluviais

A situação da drenagem urbana nas cidades brasileiras é o reflexo de uma legislação bastante precária. Uma das poucas leis relacionadas ao tema a nível nacional é a Lei nº 9.433/97, que institui a Política Nacional de Recursos Hídricos e tem como um de seus objetivos a prevenção e a defesa contra eventos hidrológicos críticos de origem natural ou decorrentes do uso inadequado dos recursos naturais (Brasil, 1997).

Os Planos de Recursos Hídricos, um dos instrumentos dessa política, devem ser elaborados por Bacia Hidrográfica, por Estado e para o País. Eles devem conter um diagnóstico da situação atual dos recursos hídricos e a análise de alternativas de crescimento demográfico, de evolução de atividades produtivas e de modificações dos padrões de ocupação do solo. Além disso, a lei impõe um regime de outorga de direitos de uso de recursos hídricos que tem por objetivo assegurar o controle quantitativo e qualitativo do uso da água.

Em 2007, surgiu a Lei Federal nº 11.445 que estabeleceu diretrizes nacionais para o saneamento básico (Brasil, 2007). Dentro desta lei foi previsto o Plano Nacional de Saneamento Básico de Drenagem Urbana que contém uma seção específica para drenagem e manejo de águas pluviais urbanas e menciona em seu texto a utilização de técnicas de detenção ou retenção para o amortecimento de vazões de cheias (Tucci, 2016; Brasil, 2013).

O estado da Paraíba não possui nenhuma legislação específica sobre drenagem e o município de João Pessoa apesar de não conter um Plano de Drenagem Urbana, apresenta em seu Código de Urbanismo de 2001 (instituído em 1975 pela Lei nº2.102) algumas medidas relacionadas ao tema. A proibição de arruamentos e loteamentos de terrenos sujeitos a inundações antes da execução dos serviços de aterro e drenagem pelo interessado e a manutenção de pelo menos 4% de área permeável dentro do lote para edificações verticais, são algumas delas (João Pessoa, 2001). Essa base legislativa é muito incipiente e se reflete nos inúmeros casos de drenagem ineficiente ou inadequadas pela cidade. Além disso, não são mencionadas em nenhum momento as técnicas corretivas ou sustentáveis.

Diferentemente de João Pessoa, destacando-se a nível nacional e se tornando referência para inúmeras cidades, foi desenvolvido em Porto Alegre o Plano Diretor de Drenagem Urbana (iniciada a elaboração em 1999), que objetiva direcionar as novas condutas dos profissionais de drenagem e o planejamento de obras na cidade a fim de contribuir para a redução das inundações e para a melhora da qualidade ambiental. O Plano segue princípios que condizem com o conceito de drenagem sustentável tais como a não transferência do aumento da vazão, causado pela urbanização, para a jusante e a priorização da recuperação da infiltração natural da bacia (IPH, 2005). Como produto desse plano foi implantado na cidade a Lei Complementar Nº 434/99 em que podem ser destacadas as seguintes medidas (Porto Alegre, 1999):

- Em seu Art. 97 estabelece, para as zonas problemáticas quanto à drenagem urbana, a construção obrigatória de reservatórios de retenção de águas pluviais.
- O Art. 135, parágrafo 6º, impõe a permanência das condições hidrológicas originais da bacia com o uso de alternativas de amortecimento da vazão pluvial para cada loteamento, fração de terra ou desmembramento existente.
- O Art. 136 proíbe o parcelamento do solo para fins urbanos em áreas de terreno alagadiço e sujeitas a inundações, a não ser que sejam tomadas providências para assegurar o escoamento das águas ou a protejam contra as cheias e inundações.

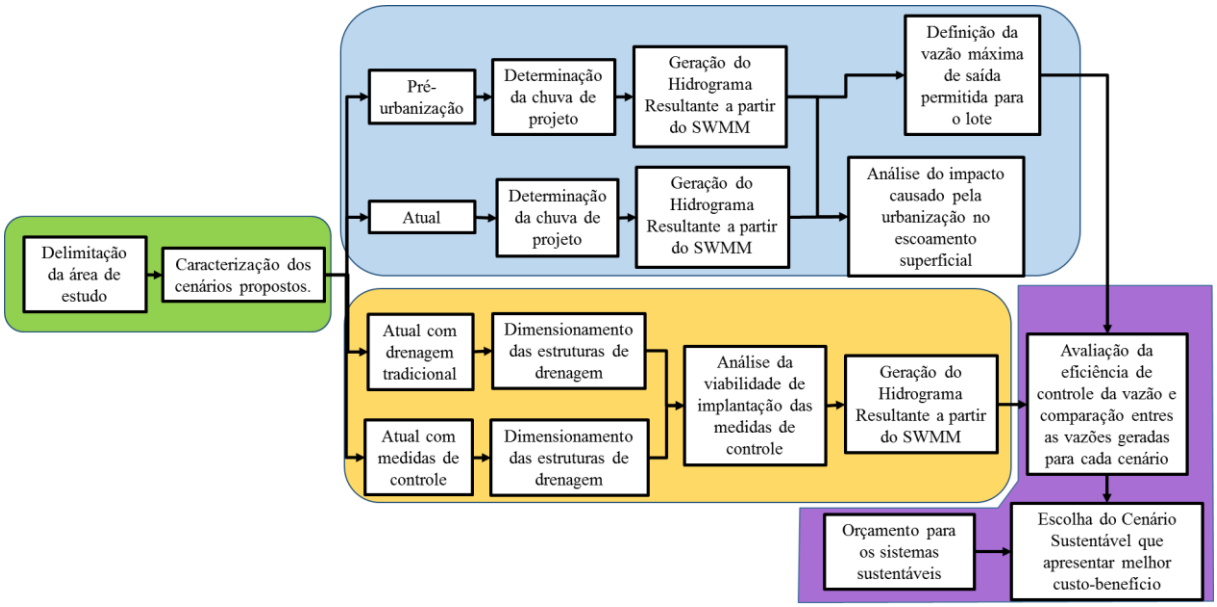
Seguindo o exemplo de Porto Alegre, outras cidades brasileiras como São Paulo e Belo Horizonte começaram a desenvolver Planos e Manuais de Drenagem a fim de orientar as obras de drenagem, adequando da melhor forma, para cada localidade, critérios como diâmetro e enchimento mínimos, velocidades mínimas e máximas e vazões máximas de saída.

3. METODOLOGIA

3.1. Caracterização da pesquisa e descrição geral da metodologia

Esta pesquisa pode ser classificada em aplicada, quantitativa, exploratória e de estudo de caso de acordo com sua natureza, sua abordagem do problema, seus objetivos e seus procedimentos técnicos, respectivamente. A metodologia utilizada para executar esse estudo pode ser resumida no fluxograma apresentado na Figura 3.1.

Figura 3.1. Fluxograma indicando as etapas da metodologia realizada no estudo.



Fonte: Elaboração própria, 2017.

Primeiramente fez-se a delimitação da área de estudo e identificação de dados como declividade da superfície e tipos do solo, assim como sua ocupação. Além disso, foi necessária a construção da planta em arquivo CAD com base em informações obtidas no Google Earth para facilitar o estudo. Em seguida fez-se a definição dos cenários a serem analisados considerando quatro situações gerais: pré-urbanização, cenário atual, cenário atual com a implantação de um sistema de drenagem tradicional e cenário atual com implantação de técnicas compensatórias. Posteriormente foram determinadas as chuvas de projeto necessárias tanto para o dimensionamento das estruturas de drenagem como para a simulação do escoamento nos diferentes cenários avaliados.

Em uma etapa final, fez-se uma análise para se verificar a viabilidade de implantação das estruturas de controle com base nas suas dimensões e no espaço disponível na área. Para os cenários viáveis, foram feitas simulações no SWMM com o objetivo de analisar o

comportamento hidrológico de cada um e comparar as vazões geradas e a eficiência dos mecanismos de controle. Paralelamente, fez-se um orçamento simplificado da implantação de cada cenário sustentável a fim de encontrar o que apresentasse melhor custo-benefício.

3.2. Área de Estudo

O objeto de estudo desse trabalho é a área de contribuição composta pelo estacionamento pertencente ao Centro de Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba (Campus I) e os prédios ao seu redor (área em vermelho da Figura 3.2.c.). A área fica dentro da Cidade Universitária localizada no bairro Castelo Branco, em João Pessoa, entre as coordenadas 7º 08’ 15’’ S e 34º 51’ 01’’ O e possui um total de 1,15 ha. Para essa área foram considerados os seguintes elementos (Figura 3.3):

- Área de estacionamento e tráfego dos veículos;
- Calçada localizada entre o estacionamento e os blocos CTJ, CTM e CTK e calçada localizada ao lado do prédio do LARHENA;
- O telhado do prédio da biblioteca setorial;
- Telhado da passarela principal entre os blocos;
- Parte do telhado da pracinha do CT (visto que a outra parte encaminha a água para o lado oposto);
- Telhado do prédio onde se localiza o LARHENA;
- Telhado dos blocos CTM e CTK;

A área considerada é composta pelos seguintes tipos de superfície impermeável: calçadas (2,4%), estacionamento em paralelepípedos (73,3%) e telhados (19,7%). Possui também áreas permeáveis cobertas predominantemente por gramíneas (4,6%). Não foi possível encontrar dados de elevação confiáveis para a área. No entanto, com base em informações visuais observou-se que se trata de uma área bastante plana e, portanto, foi adotada uma inclinação mínima de 0,1% para as áreas de estacionamento, calçadas, vegetação e telhado da passarela. Os telhados do CTM, do CTK e do prédio do LARHENA apresentam declividades de 6,67% e 14,3%, respectivamente, enquanto que os prédios da Biblioteca do CT e da Pracinha do CT apresentam uma declividade de 33,3% (dados obtidos pelo Google Earth). Um mapa indicando a orientação dessas declividades, inferidas a partir de observações na área, é apresentado na Figura 3.4.

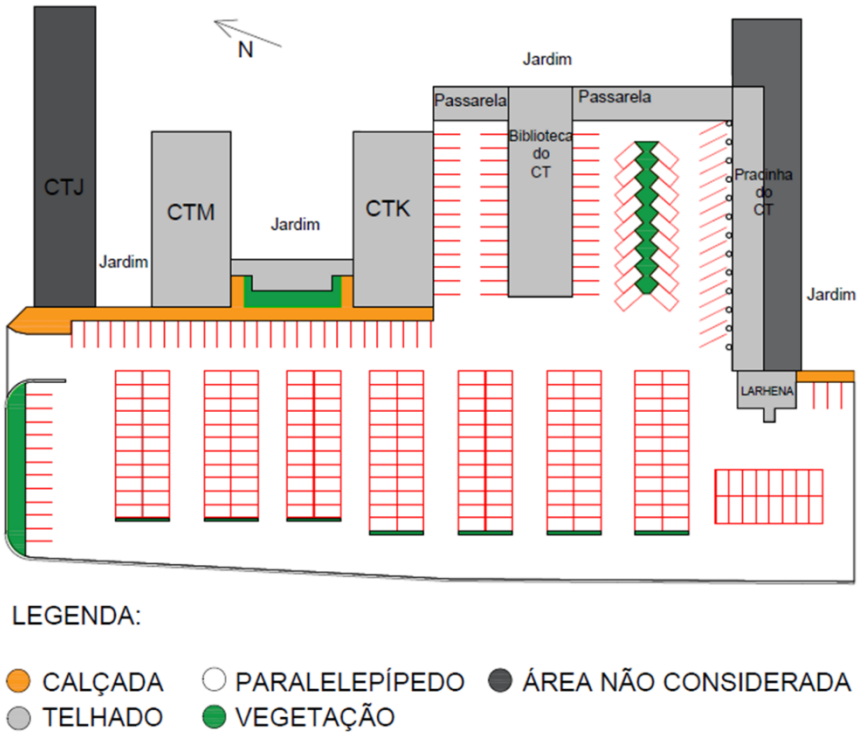
Figura 3.2. Localização da área de estudo: (a) Cidade de João Pessoa; (b) UFPB, Campus I; (c) Delimitação da área de estudo; e (d) Área de estudo em detalhe.

Fonte: Modificado de Google Earth, 2017.

O tipo de solo da região é definido como Argissolo Vermelho-Amarelo Distrófico Tb (argila de baixa atividade) com textura média (Paraíba, 2004 apud Furrier, 2007). De acordo com Sartori (2005), os Argissolos apresentam em geral textura média ou arenosa em superfície e, na sua maioria, são solos profundos a muito profundos. Os Argissolos Vermelho-Amarelo de textura média/arenosa se classificam como um solo do Grupo Hidrológico B que

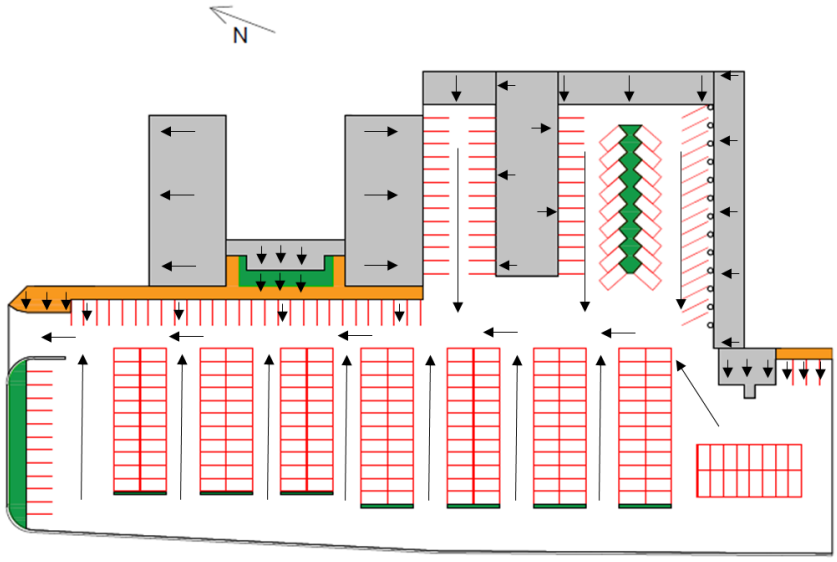
é caracterizado por possuir moderada taxa de infiltração (IBID, 2005). O coeficiente de condutividade hidráulica desses solos varia de 14,5 a 36,6 mm/h (NRCS, 2009 apud Rossman, 2015).

Figura 3.3. Desenho esquemático da área de estudo.



Fonte: Elaboração própria, 2017.

Figura 3.4. Sentido das declividades na área.



Fonte: Elaboração própria, 2017.

Com relação ao lençol freático, estudos feitos por Soares (2011) e Lima *et al.* (2004) mostram que, pelo fato da região se localizar sobre a unidade geológica do Grupo Barreiras, a

profundidade do nível estático do lençol freático apresenta valores mínimos de oito metros a partir do nível do solo, não trazendo nenhuma implicação para a utilização de dispositivos de infiltração da água no solo.

3.3. Cenários Avaliados

Na Tabela 3.1 é apresentado um resumo dos onze cenários avaliados e nos tópicos a seguir cada um desses cenários foi detalhado para um melhor entendimento e uma melhor visualização.

Tabela 3.1. Resumo dos cenários propostos.

Cenário	Caracterização
1	Pré-urbanização
2	Ocupação e sistema de drenagem atuais
3	Implantação de sistema de drenagem tradicional
4	Pavimento permeável em todo o estacionamento
5	Pavimento permeável em todo o estacionamento + Reservatório a jusante
6	Pavimento permeável apenas nas baias de estacionamento
7	Pavimento permeável apenas nas baias de estacionamento + Reservatório a jusante
8	Pavimento permeável apenas nas baias de estacionamento + Trincheiras de infiltração
9	Pavimento permeável apenas nas baias de estacionamento + Trincheiras de infiltração + Reservatório a jusante
10	Reservatórios em série
11	Reservatório único

Fonte: Elaboração própria, 2017.

3.3.1. Cenário 1: Pré-Urbanização

Neste cenário foram consideradas condições do solo para uma situação antes da urbanização da área, sem nenhum sistema de drenagem artificial implantado. O uso do solo adotado foi terreno baldio em boas condições.

3.3.2. Cenário 2: Condição Atual

Atualmente a área constitui parte do Centro de Tecnologia da UFPB. A área considerada envolve o estacionamento, o telhado dos prédios e das passarelas ao redor, as calçadas e a vegetação do local (Figura 3.3).

Não foi possível encontrar informações sobre o sistema de drenagem atual da área, portanto o trabalho foi feito baseado em informações visuais. O estacionamento apresenta uma boca de lobo (Figura 3.5) a noroeste, próximo à entrada. Essa boca contém duas galerias afluentes e uma efluente (Figura 1.1). É possível que as galerias afluentes transportem águas dos telhados dos prédios e a efluente transporte a água coletada para o sistema de microdrenagem da região. Como essas informações são imprecisas, essas galerias foram desconsideradas nesse estudo e o sistema foi representado como se toda a área escoasse para a boca coletora pela superfície, sem a utilização de galerias.

Figura 3.5. Localização da boca de lobo no Cenário Atual.

Fonte: Modificado de Google Earth, 2016.

3.3.3. Cenário 3: Condição Atual com implantação da rede de drenagem convencional

Esse cenário é semelhante ao anterior porem com a implantação de bocas de lobo e galerias para a coleta e transporte de águas pluviais (Figura 3.6). Fez-se uma discretização da área para facilitar o dimensionamento da rede. A Tabela 3.1 indica a área de contribuição para cada boca de lobo (BL). Além disso, houve uma otimização das áreas verdes na área, que também foi adota em todos os cenários seguintes (Cenários 4 a 11). Essa otimização aumentou em quase três vezes a área de cobertura vegetal do estacionamento. Na Figura 3.6 podem ser observadas as áreas verdes adicionadas: no canteiro inferior e na lateral esquerda da figura.

Tabela 3.2. Sub-bacias afluentes a cada boca de lobo.

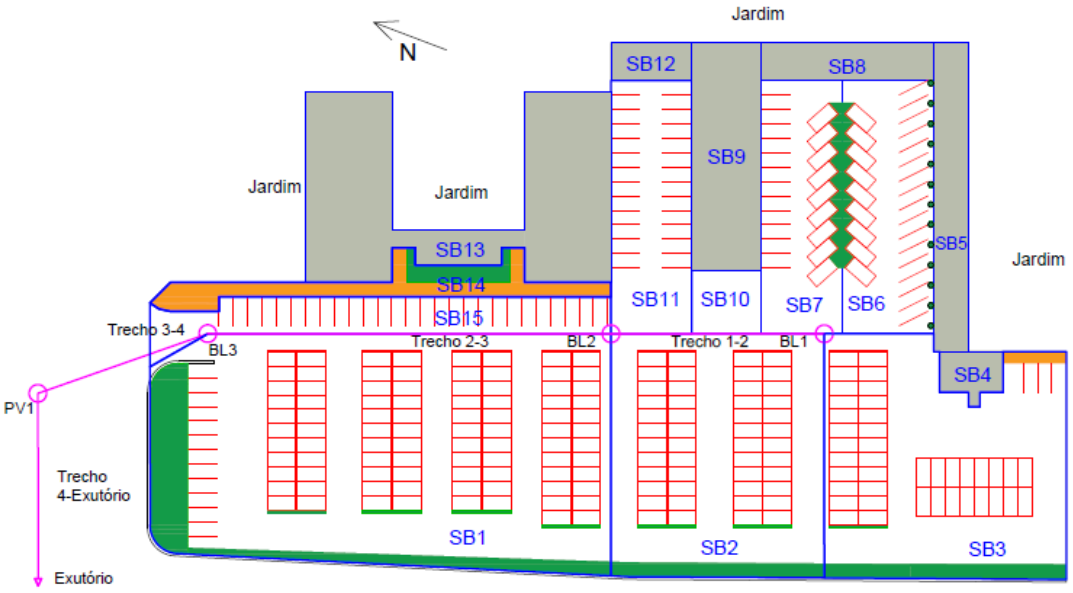
Boca de Lobo	Sub-bacias
1	3 - 6
2	2, 7 - 12
3	1, 13 - 15

Fonte: Elaboração própria, 2017.

3.3.4. Cenários 4 a 11: Condição Atual com implantação de técnicas compensatórias

Observando o atendimento às exigências de diversos dispositivos de controle com relação à taxa mínima de infiltração do solo, profundidade mínima do lençol freático, declividade do terreno e outros citados anteriormente, três tipos de dispositivos de controle foram escolhidos para este estudo, sendo dois de infiltração: pavimentos permeáveis e trincheiras de infiltração, e um de detenção: reservatórios. Foram propostos oito cenários com a utilização desses mecanismos e cada um teve sua viabilidade de implantação estudada.

Figura 3.6. Desenho esquemático da rede de microdrenagem proposta (SB = sub-bacia; BL = boca de lobo; PV = sub-bacia).



Fonte: Elaboração própria, 2017.

3.3.4.1. Cenários 4 e 5

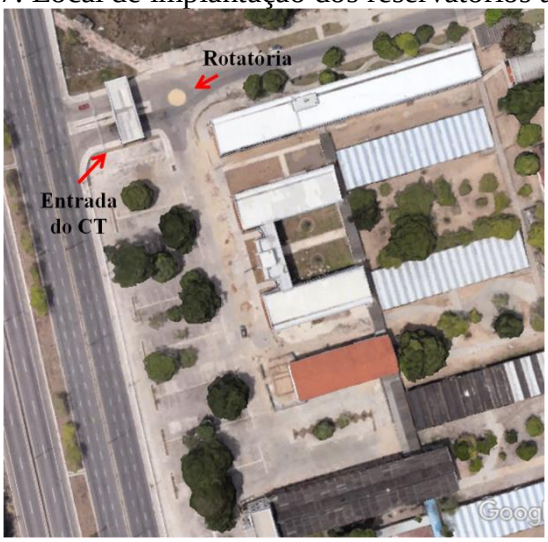
No Cenário 4, optou-se pela implantação de pavimento permeável em toda a área do estacionamento coberta atualmente por paralelepípedo (com a permanência das áreas verdes),

como indica a Figura 3.8. Um total de 4.838 m² seria utilizado para a implantação deste dispositivo, ou seja, quase metade da área total estudada.

Já no Cenário 5, foi implantado um dispositivo de armazenamento, no caso um reservatório, a jusante (Figura 3.8) da área de forma a controlar a vazão não contemplada pelo dispositivo de infiltração adotado. O local escolhido para a implantação de todos os reservatórios a jusante propostos foi na área ao norte do estacionamento, enterrado sob a rotatória da entrada do CT (Figura 3.7). Esse reservatório está ligado a uma boca de lobo que irá coletar a vazão de entrada e uma tubulação de saída que irá levar a vazão de saída para a rede de drenagem da rua.

É importante ressaltar que, tanto nestes cenários como nos Cenários 6 e 7, a água escoada nos telhados é recolhida por meio de um sistema de calhas e deságua diretamente nas bocas de lobo, sem escoar pela superfície de forma a não sobrecarregar os pavimentos permeáveis.

Figura 3.7. Local de implantação dos reservatórios a jusante.

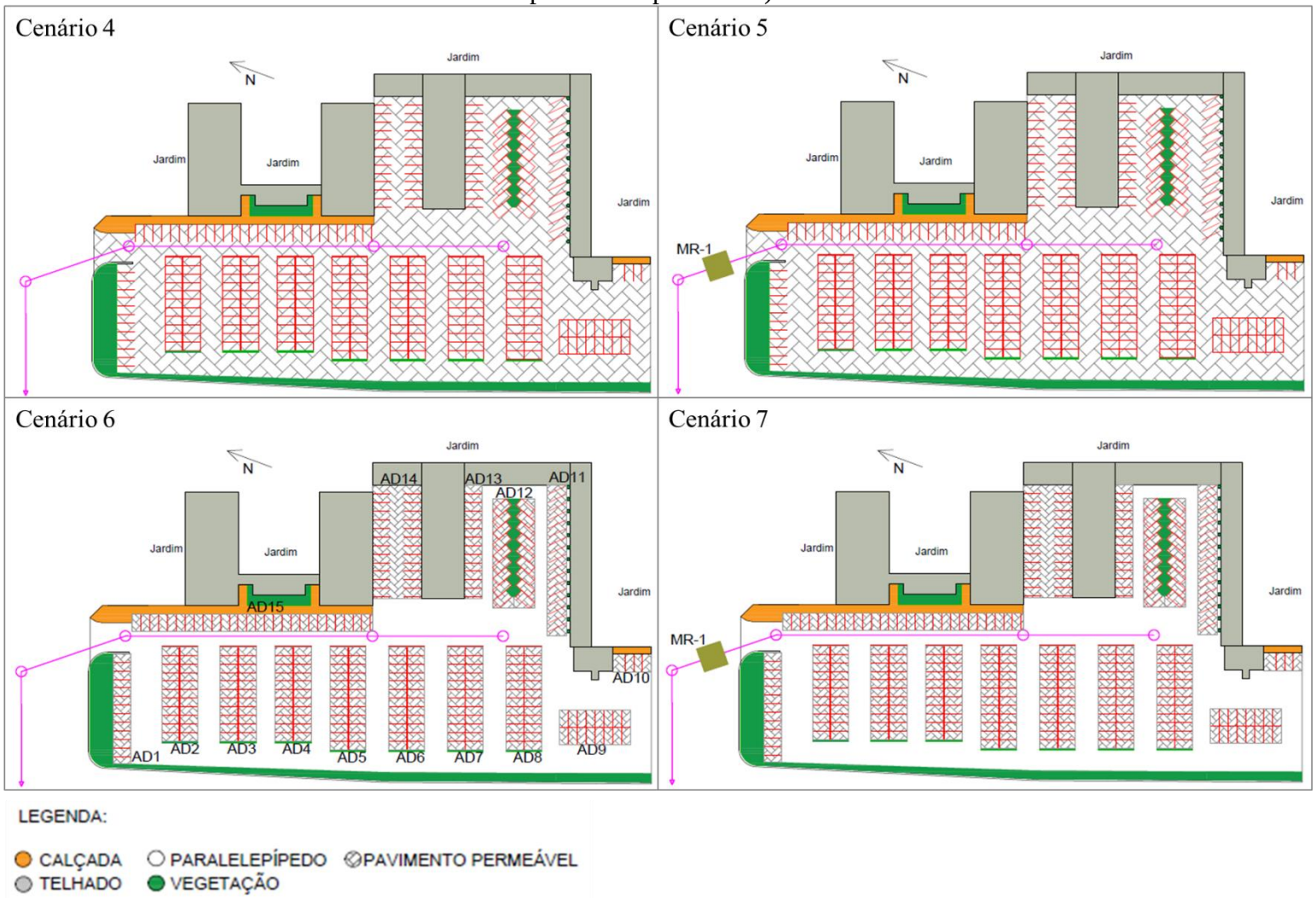


Fonte: Modificado de Google Earth, 2017.

3.3.4.2. Cenários 6 e 7

Diferentemente dos cenários anteriores, o 6 e o 7 envolvem a implantação de pavimentos permeáveis apenas nas baias do estacionamento, ou seja, excluindo as áreas de trânsito e considerando apenas o local em que os carros ficam estacionados (Figura 3.8). No primeiro caso, apenas a técnica de infiltração foi considerada, já no segundo, assim como no Cenário 5, optou-se pela implantação integrada de um reservatório a jusante (Figura 3.8).

Figura 3.8. Cenários com a utilização das técnicas compensatórias propostas (Parte 1) (MR = Reservatório; AD = área de drenagem do pavimento permeável).



Fonte: Elaboração própria, 2017.

3.3.4.3. Cenários 8 e 9

Esses cenários envolvem o uso de trincheiras de infiltração. Devido a critérios de espaço, as trincheiras foram designadas para coletar apenas a água escoada em cinco dos seis telhados presentes na área (Tabela 3.2) e por isso foram utilizadas de maneira integrada com os pavimentos permeáveis e os reservatórios (Figura 3.9). O Cenário 8 integra as duas técnicas de infiltração: trincheiras e pavimentos permeáveis. Já no Cenário 9, é adicionado o dispositivo de armazenamento a fim de controlar as vazões não contempladas no Cenário 8.

Tabela 3.3. Áreas de contribuição para as trincheiras de infiltração.

Trincheira	Áreas de contribuição
TR-1	Telhado do prédio do LARHENA
TR-2	Biblioteca do CT + Passarela à esquerda
TR-3	Pracinha do CT + Passarela à esquerda

Fonte: Elaboração própria, 2017.

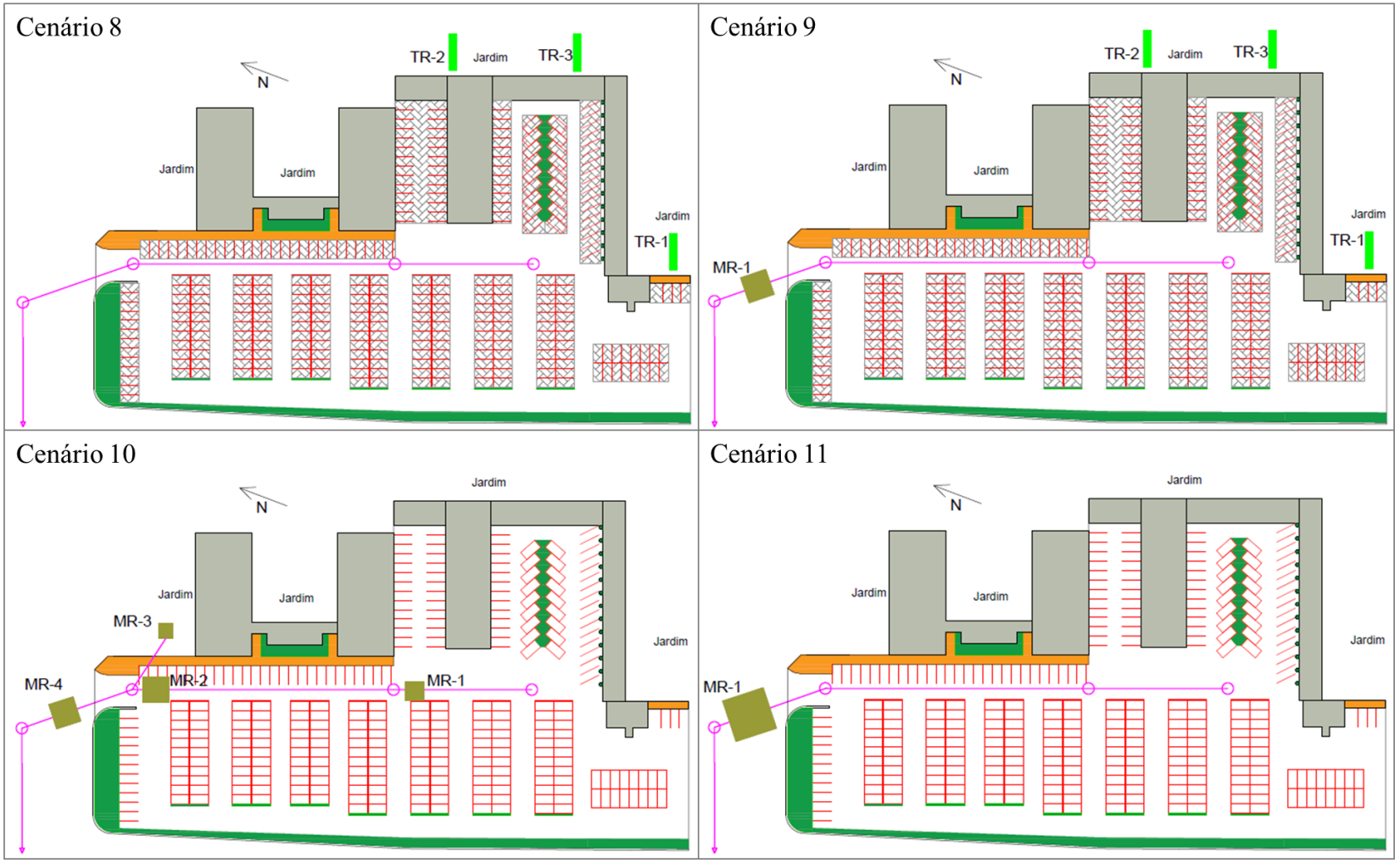
3.3.4.4. Cenários 10 e 11

A diferença entre os Cenários 10 e 11 está na quantidade de reservatórios utilizados (Figura 3.9). O primeiro cenário consiste na implantação de diversos reservatórios enterrados espalhados pela área, já o segundo, apenas um, a jusante e também enterrado. A localização dos reservatórios no Cenário 10 seguiu a mesma lógica das bocas de lobo implantadas no Cenário 3. O Cenário 11 envolve apenas um reservatório a jusante da área, que tem como função controlar sozinho toda a vazão gerada.

3.4. Tempo de Concentração e Chuva de Projeto

O *Tempo de Concentração (Tc)* é, em poucas palavras, o tempo que leva para que toda a área da bacia passe a contribuir para o escoamento no seu exutório. Esse tempo é normalmente associado à duração crítica para determinar a chuva de projeto em estudos de drenagem urbana. Para a obtenção da chuva e do hietograma de projeto foi necessário encontrar os tempos de concentração referentes ao cenário de pré-urbanização e cenário atual.

Figura 3.9. Cenários com a utilização das técnicas compensatórias propostas (Parte 2) (TR = trincheira de infiltração).



Fonte: Elaboração própria, 2017.

Este parâmetro foi calculado a partir da Equação de Kerby, desenvolvida em 1959 (Equação 3.1). De acordo com Tomaz (2013), essa equação é indicada para bacias muito pequenas (≤ 4 ha) em que o escoamento superficial predomina, o comprimento do ponto mais distante (medido paralelamente à declividade) até o exutório é menor que 365 m e a declividade é menor que 1%. A bacia em estudo atende a todos esses critérios.

$$Tc = 1{,}44\left(\frac{rL}{S^{0.5}}\right)^{0.467} \quad (3.1)$$

Sendo: *Tc*: tempo de concentração (min); *r*: coeficiente de rugosidade de retardação; *L*: comprimento do ponto mais distante até o exutório (m); e *S*: declividade (m/m).

O coeficiente de *rugosidade de retardação (r)*, que depende da rugosidade da superfície por onde a água escoa, adotado foi 0,8 para o cenário de pré-urbanização, considerando um gramado denso e 0,02 para o cenário atual considerando pavimento alisado (Tomaz, 2013; Silveira, 2005). O comprimento do trecho adotado para os dois casos foi obtido através do software AutoCAD e resultou em um total de 195 m, e a declividade adotada foi de 0,1%.

Para a determinação do hietograma de projeto foi utilizado o Método dos Blocos Alternados (IPH, 2005) e a curva IDF designada para a região (Equação 3.2) fornecida por Pfafstetter (Pfafstetter, 1957 apud Costa, 2013).

$$i = \frac{886{,}03Tr^{0{,}164}}{(t+20)^{0{,}727}} \quad (3.2)$$

Sendo: *i*: intensidade da chuva (mm/h); *Tr*: tempo de retorno (anos); *t*: tempo de duração da chuva (min).

O *Tr* é definido como o tempo médio, em anos, que leva para que determinado evento chuvoso seja igualado ou superado. A escolha do *Tr* pode ser feita a partir de estudos relacionados aos impactos econômicos e sociais causados por eventuais enchentes na área em que se deseja implantar o projeto de drenagem. No entanto, esses estudos acabam por ser bastante onerosos e por isso, normalmente, adotam-se valores tabelados específicos para diferentes situações. Para projetos de microdrenagem são utilizados valores entre 2 a 5 anos e para macrodrenagem de 10 a 100 (IPH, 2005). Para esse trabalho o *Tr* adotado foi de 5 anos, que é referente a sistemas de microdrenagem para áreas de prédios públicos.

Com relação ao tempo de duração da chuva o Método dos Blocos Alternados sugere que seja igual ou maior que o *Tc* encontrado, portanto os valores adotados para essas durações foram 50 e 14 minutos. Para a obtenção do hietograma de projeto, o método sugere que a

discretização do tempo seja feita em valores iguais ou menores que 10% da duração da chuva. Para esse estudo, a fim de obter um melhor detalhamento dos hietogramas gerados, a discretização adotada foi de 1 minuto.

3.5. Dimensionamento da rede de microdrenagem

A rede de microdrenagem foi dimensionada de acordo com o Manual de Drenagem de Rodovias (Brasil, 2006). A vazão considerada para este dimensionamento foi obtida a partir do Método Racional (Equação 3.3) que é recomendado para bacias com área menor que 200 ha (IPH, 2005).

$$Q = CiA \tag{3.3}$$

Sendo: Q = vazão total escoada; C = Coeficiente de escoamento (Tabela 3.3).

Como neste trabalho o interesse principal foi fazer uma comparação entre as vazões geradas com a implantação de diferentes sistemas de drenagem em uma etapa de planejamento, não foram dimensionadas as bocas de lobo visto que esta etapa seria realizada a nível de projeto e não de planejamento. O dimensionamento feito foi referente às galerias incluindo declividade, diâmetro e comprimento, que são os dados de entrada necessários para realizar a simulação do escoamento no SWMM. Os critérios mínimos sugeridos por Miguez *et al.* (2016) foram observados e atendidos durante o dimensionamento:

- Velocidade mínima: 0,75 m/s;
- Velocidade máxima: 5,00 m/s;
- Diâmetro mínimo: 0,40 m;
- Enchimento máximo da galeria (Y/D): 85%.

Tabela 3.4. Coeficientes de escoamento adotados para diferentes superfícies (IPH, 2005).

Uso do solo	C
Paralelepípedo	0,85
Calçada	0,80
Telhado	0,85
Área verde	0,20

Fonte: Elaboração própria, 2017.

O tempo de concentração considerado para este dimensionamento difere do considerado para a obtenção da chuva de projeto. Sugere-se, para esses casos, que o *Tc* utilizado para os poços de visita de cabeceira em bacias pequenas seja no mínimo 10 minutos

(SUDERHSA, 2002). No entanto, esse dimensionamento está sendo feito para uma área bem menor do que a área considerada para bacias pequenas (menos de 1% de 200 ha), portanto adotou-se um *Tc* de 5 minutos para a sub-bacia que desagua no poço de visita mais a montante. Para as sub-bacias a jusante, o *Tc* é obtido a partir da soma do *Tc* da sub-bacia anterior com o tempo de percurso da água dentro da galeria até atingir o próximo poço de visita.

3.6. Dimensionamento das estruturas de controle

3.6.1. Trincheira de infiltração

Para o dimensionamento das trincheiras também foi utilizado o Método da Curva-Envelope, porém com foco no volume de armazenamento (Urbonas e Stahre, 1993). Os dados utilizados para o dimensionamento destes dispositivos são apresentados na Tabela 3.7. Pelo mesmo motivo que para o pavimento permeável, o fator de segurança adotado foi igual a 3.

Tabela 3.5. Parâmetros necessários ao Método da Curva-Envelope para trincheiras de infiltração.

Parâmetros	Valor
q (m/h) =	$6x10^{-6}$
q_{corr} (m/h) =	$2x10^{-6}$
ϕ (%) =	40
Tr (anos) =	5
Coeficiente de Segurança =	3
C (telhados) =	0,85

Fonte: Elaboração própria, 2017.

3.6.2. Pavimento permeável

Para este projeto, escolheu-se a utilização de pavimentos de blocos intertravados, com blocos maciços, por apresentarem um coeficiente de escoamento menor do que o pavimento poroso (Acioli, 2005) além de uma menor tendência ao processo de comaltação (Castro *et al.*, 2013). O método utilizado para o dimensionamento dessas estruturas foi o Método da Curva-Envelope com foco na altura máxima (Bettess, 1996 apud IPH, 2005).

O coeficiente de segurança adotado foi igual a 3 pelo fato de a consequência relacionada a falha do dispositivo envolver poucas inconveniências (Bettess, 1996 apud IPH, 2005). Além disso, como não foram consideradas contribuições externas para os pavimentos

permeáveis neste trabalho, a razão de drenagem R é igual a 1. Na Tabela 3.5 encontram-se resumidos os parâmetros utilizados nesses cálculos e na Tabela 3.6, a dimensão das áreas destinadas a esses dispositivos.

Tabela 3.6. Parâmetros necessários ao Método da Curva-Envelope para pavimentos permeáveis.

Parâmetros	Valor
q (mm/h) =	25
q_{corr} (m/h) =	8,33
ϕ (%) =	25
Tr (anos) =	5
Coeficiente de Segurança =	3
R =	1

Fonte: Elaboração própria, 2017.

Tabela 3.7. Áreas ocupadas por pavimentos permeáveis nos cenários 4 a 7.

Cenários 4 e 5	
Área de drenagem	**Área (m²)**
1	4.838
Cenários 6 e 7	
Área de drenagem	**Área (m²)**
1	160
2	275
3	275
4	275
5	304
6	304
7	304
8	304
9	202
10	60
11	250
12	301
13	165
14	462
15	340

Fonte: Elaboração própria, 2017.

3.6.3. Reservatório

Neste trabalho optou-se pela utilização de reservatórios em formato retangular e com um descarregador de fundo do tipo orifício. Como o SWMM utiliza um algoritmo semelhante ao do Método de Puls para simular a propagação do escoamento em reservatórios (Rossman, 2010), permitindo uma simulação integrada, esses dispositivos foram dimensionados a partir dessas simulações.

Para isso, conectaram-se as sub-bacias contribuintes ao reservatório (Figura 3.10) e, por tentativa e erro, encontrou-se as dimensões que suportavam as vazões afluentes de maneira a regular a vazão até a meta desejada. O primeiro passo foi adotar dimensões iniciais para cada reservatório e com esses valores realizar uma simulação no SWMM. A partir daí, verificou-se a altura da lâmina d'água dentro do reservatório. Caso a lâmina d'água estivesse mais alta que a altura do reservatório, aumentavam-se as dimensões da estrutura, caso estivesse muito menor, diminuía-se.

Com relação aos descarregadores de fundo, seus dimensionamentos também foram feitos a partir de simulações no SWMM. Para cada diâmetro do orifício, realizava-se uma simulação e verificava-se a vazão de saída correspondente. O diâmetro era definido quando a vazão de saída simulada era menor ou igual a vazão máxima de saída determinada.

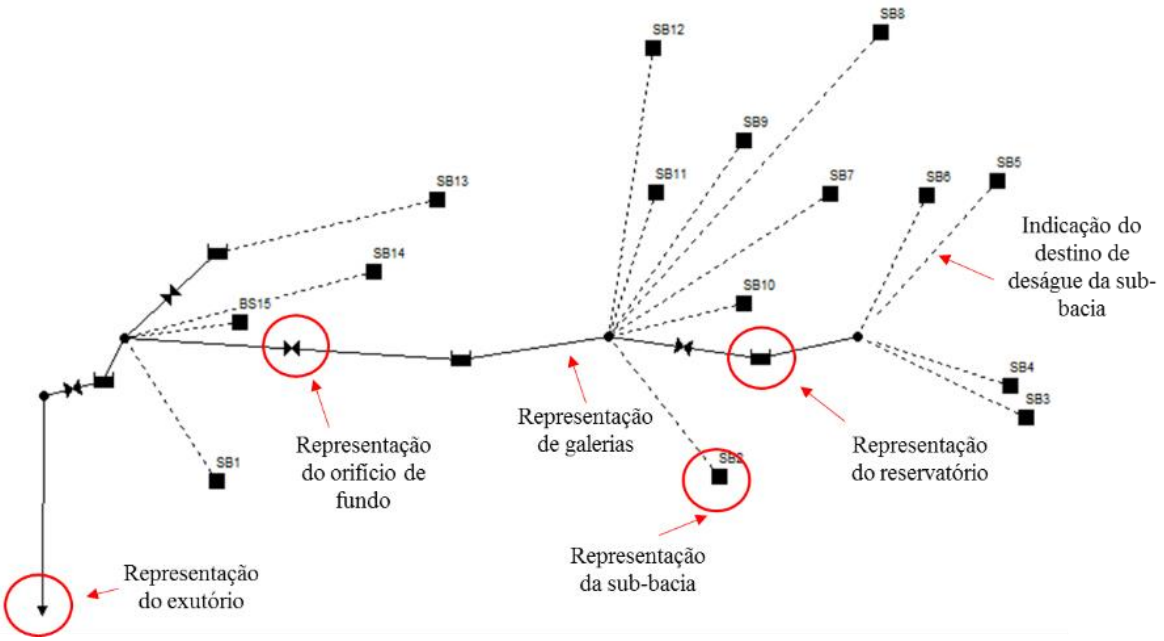
Esse processo foi feito de maneira separada para cada cenário, ou seja, os reservatórios foram dimensionados para cada situação avaliada. Optou-se por utilizar essa metodologia ao invés da metodologia simplificada de McCuen (McCuen, 1989 apud Assunção, 2012), indicada para reservatórios pequenos, pelo fato de neste trabalho existirem situações em que seriam utilizados reservatórios em série.

3.7. Simulação do Escoamento Superficial

3.7.1. Discretização da área em sub-bacias

Foram feitas duas divisões de sub-bacias: uma para o cenário de pré-urbanização e outra para os Cenários 2 a 11. Para o primeiro caso, como a cobertura do solo e a declividade do terreno são as mesmas em toda a área foi considerada uma única sub-bacia em que o escoamento superficial se dá no sentido noroeste. No segundo caso, considerou-se para sua discretização a declividade do terreno, o tipo de cobertura do solo, a localização da rede de microdrenagem proposta e a localização dos dispositivos de controle (Figura 3.11).

Figura 3.10. Exemplo de representação de cenários no SWMM utilizados para dimensionamento de reservatórios (SB = sub-bacia).



Fonte: Elaboração própria, 2017.

Figura 3.11. Discretização da área em sub-bacias para a condição atual.

Fonte: Modificado de Google Earth, 2017.

3.7.2. Dados de entrada

Para cumprir com o seu propósito, o programa exige alguns dados de entrada que serão discutidos nesse tópico. Para as características das sub-bacias os dados exigidos são os seguintes:

- Área total de cada sub-bacia (A);
- Largura da sub-bacia perpendicular ao escoamento da vazão (W);
- Declividade do terreno (S);
- Porcentagem de área impermeável;
- Coeficiente de rugosidade Manning (*n*);
- Armazenamento em depressões (d_s);
- Coeficiente CN; e
- Dispositivos LID implantados na sub-bacia (pavimentos permeáveis, trincheiras de infiltração, etc.).

Os valores de W foram encontrados com a utilização do Método do Retângulo Equivalente (Garcia *et al.*, 2004) que consiste na aplicação das Equações 3.4 e 3.5.

$$k_c = 0{,}282\frac{P}{\sqrt{A}} \tag{3.4}$$

$$l_e = \frac{k_c\sqrt{A}}{1{,}12}\left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1{,}128}{k_c}\right)^2}\right] \tag{3.5}$$

Sendo: k_c = coeficiente de compacidade; P = perímetro da área; A = área; l_e = largura do retângulo equivalente.

Ao todo adotaram-se três diferentes coeficientes de rugosidade de Manning. Para as áreas permeáveis no cenário de pré-urbanização considerou-se a cobertura do solo como sendo campos naturais, com um coeficiente igual a 0,13. Já para as áreas permeáveis em todos os cenários subsequentes considerou-se a cobertura como sendo de gramas curtas, que correspondem a um coeficiente igual a 0,15 (IPH, 2005). O coeficiente para as áreas impermeáveis considerou uma cobertura de concreto ou asfalto, igual a 0,011.

O método de infiltração adotado neste estudo foi o SCS (*Curve Number*) e por isso foi necessário adotar valores de *CN* que é função do tipo do solo, o uso e ocupação e a condição de umidade antecedente do solo. Adotou-se uma condição média de umidade do solo (Condição II) que representa chuva nos cinco dias anteriores entre 15 e 40 mm. Para a área de

pré-urbanização considerou-se um *CN* igual a 58, considerando o uso do solo como campo em boas condições. Para todos os cenários subsequentes o *CN* utilizado foi 61, considerando jardins em boas condições (Rossman e Huber, 2016).

Foi necessário identificar coeficiente de armazenamento em depressões tanto para as áreas permeáveis quanto para as impermeáveis. Para o primeiro caso, considerou-se um valor mínimo de 2,54 mm por se tratar de áreas pequenas que não apresentam muitas irregularidades. Para as áreas impermeáveis por serem áreas maiores e mais propensas à armazenamentos em depressões, pelo fato de apresentarem irregularidades no terreno, adotou-se um valor médio de 1,9 mm (IBID, 2016).

A Tabela 3.8 indica os dados de área, largura e porcentagem de área impermeável para cada sub-bacia considerada dos cenários 2 ao 11. A numeração de 1 a 15 indica o índice de cada sub-bacia como já foi mostrado anteriormente. Para essas porcentagens de áreas impermeáveis não estão consideradas as áreas em que há a implantação de pavimentos permeáveis. As declividades já foram identificadas anteriormente na descrição da área de estudo e por isso não constam na tabela abaixo. Para a bacia de pré-urbanização os valores de área e largura foram, respectivamente, 1,15 ha e 52,84 m. Não considerou-se nenhuma porção de terra impermeável para esta situação.

Tabela 3.8. Dados de entrada referentes a área (A, em ha), largura (W, em m) e porcentagem de área impermeável (%Imper, em %).

Sub-bacia	A	W	%Impermeável
1	0,31	42,42	88,9
2	0,16	20,34	93,4
3	0,163	23,08	23,1
4	0,01	5,05	100
5	0,03	6,24	100
6	0,07	16,06	92,9
7	0,06	14,10	93,5
8	0,02	6,55	100
9	0,05	12,09	100
10	0,01	11,07	100
11	0,06	14,10	100
12	0,01	6,55	100
13	0,11	10,21	100
14	0,03	3,57	80
15	0,05	6,09	100

Fonte: Elaboração própria, 2017.

O programa também exige dados referentes à precipitação de projeto:

- Tempo de discretização (*Δt)*;
- Série temporal (Chuva de Projeto).

O *Δt* adotado para o programa foi o mesmo adotado para a obtenção do hietograma de projeto, ou seja, 1 minuto. A série temporal inserida foi o respectivo hietograma de projeto para os cenários de pré e pós-urbanização.

Com relação ao sistema de microdrenagem, para o presente estudo, o programa requer a entrada dos seguintes parâmetros referentes as galerias:

- Comprimento;
- Diâmetro;
- Declividade; e
- Coeficiente de Manning.

O Coeficiente de Manning adotado foi 0,011, considerando galerias fabricadas com concreto pré-moldado. Foram dimensionados quatro trechos de galeria. Os valores obtidos no dimensionamento foram apresentados anteriormente na Tabela 3.4.

Para os cenários com elementos de controle o SWMM exige a inserção de alguns dados para poder realizar as simulações em cada dispositivo e do sistema como um todo. Esses dados envolvem:

- Coeficiente de Manning e declividade da superfície de contribuição;
- Altura da camada de armazenamento e índice de vazios do material de preenchimento;
- Taxa de infiltração do solo;
- Altura, índice de vazios e taxa de infiltração do pavimento (para o caso dos pavimentos permeáveis).
- Área e largura;

Para a camada de armazenamento adotou-se um índice de vazios igual a 0,45 (índice de vazios = índice de vazios/(1+índice de vazios)). Para o pavimento intertravado adotou-se uma altura de 10 centímetros e um índice de vazios igual a 0,15. A taxa de infiltração adotada para o pavimento foi de 2500 mm/h (Rossman, 2015).

Após a divisão de sub-bacias e a entrada dos dados requeridos, foram realizadas simulações para a análise do comportamento hidrológico ao longo do tempo.

3.8. Orçamento

Fez um orçamento simplificado da implantação dos diferentes cenários propostos a fim de encontrar o melhor custo-benefício. Para esse orçamento foram utilizados valores fornecidos pelo Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI), divulgado pela Caixa Econômica, pelo Departamento de Estradas e Rodagens da Paraíba (DER-PB) e pela Secretaria de Infraestrutura de Sergipe (SEINFRA-SE). Este último foi utilizado quando não foram encontrados valores nos outros dois primeiros. As consultas foram realizadas em Maio de 2017.

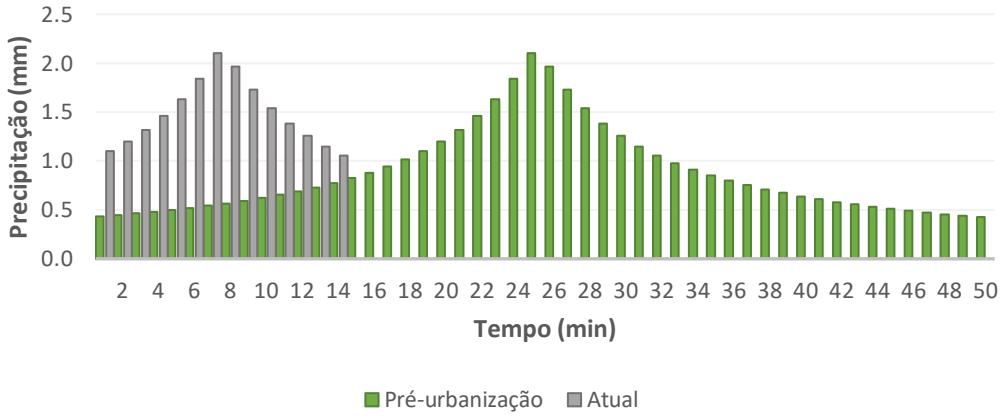
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1. Tempos de Concentração e Chuvas de Projeto

Os tempos de concentração obtidos para os cenários de pré-urbanização e atual foram, respectivamente, 48,3 e 13,6 minutos. Portanto, no cenário de pós-urbanização, a bacia atinge sua situação crítica em um tempo 3,5 vezes menor que no de pré-urbanização. A diferença entre esses valores já era esperada, uma vez que para o primeiro cenário, a cobertura do solo considerada oferece uma maior resistência ao trajeto da água até o exutório do que a do segundo. Os hietogramas obtidos para os cenários de pré e pós-urbanização são apresentados na Figura 4.1.

Percebe-se que o *Tc* reflete no hietograma gerado para cada cenário, que consequentemente terá impacto nas vazões e nos tempos de pico. Esses hietogramas foram utilizados como dados de entrada no SWMM a fim de simular respostas hidrológicas para todos os cenários. Para os Cenários 3 à 11, o hietograma utilizado foi o do cenário atual.

Figura 4.1. Hietogramas para os cenários de pré-urbanização e atual.



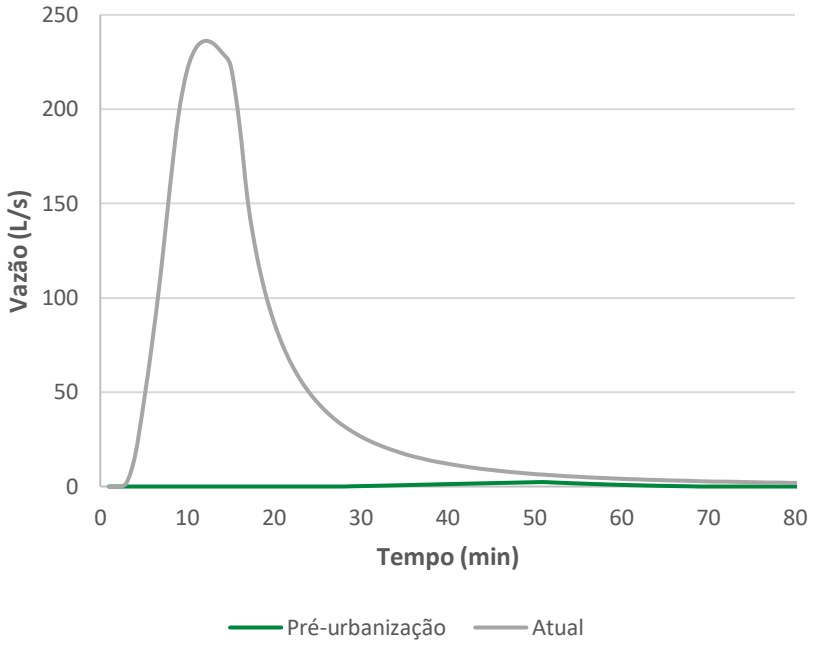
Fonte: Elaboração própria, 2017.

4.2. Simulação hidrológica – Impacto da urbanização na vazão escoada

Os hidrogramas para os cenários de pré e pós-urbanização (Figura 4.2) foram obtidos através de simulações feitas no SWMM, utilizando o hietograma gerado pelo Método dos Blocos Alternados. A vazão e o tempo de pico para o cenário de pré-urbanização foram 2,4 L/s e 50 minutos, respectivamente. Já para o cenário atual, os valores foram 236,1 L/s e 12 minutos. Analisando as duas situações, nota-se que as simulações mostram a possibilidade de

ocorrência de um impacto significativo causado pela urbanização na bacia, aumentando a vazão de pico em quase cem vezes e diminuindo o tempo ao pico em mais de quatro vezes.

Figura 4.2. Hidrograma para o cenário de pré-urbanização e cenário atual.



Fonte: Elaboração própria, 2017.

O fato de a bacia ter tido cerca de 95% de sua área impermeabilizada gerou esse impacto, uma vez que a maior parte da chuva que chega ao solo fica impedida de infiltrar, resultando em um grande escoamento superficial. A redução no tempo ao pico acontece porque uma superfície pavimentada oferece uma resistência ao escoamento da água muito menor que superfícies gramadas. Isso pode ser observado pelo valor dos coeficientes de Manning adotados. O coeficiente para o tipo de cobertura do solo de pré-urbanização é mais de dez vezes maior que para o cenário de pós-urbanização.

É importante citar que mesmo para uma bacia pré-urbanizada, um escoamento superficial de 2,4 L/s é muito baixo. Esse valor foi resultado de um Tempo de Concentração muito alto e um CN baixo. Além disso, a declividade do terreno é mínima e esse fator também influencia na vazão resultante.

4.3. Dimensionamento da rede de drenagem tradicional

As dimensões obtidas para as galerias de cada trecho são apresentadas na Tabela 4.1. Pode-se ver que a declividade foi a mesma para todos os trechos e duas vezes maior que a

declividade adotada para o terreno. As galerias seguiram a recomendação de diâmetro mínimo, variando de 400 a 600 mm.

Tabela 4.1. Dimensionamento da rede de microdrenagem.

Trecho	Comprimento (m)	Diâmetro (mm)	Declividade (m/m)
1-2	37,0	400	0,002
2-3	70,0	500	0,002
3-4	22,5	600	0,002
4-5	32,0	600	0,002

Fonte: Elaboração própria, 2017.

4.4. Dimensionamento dos dispositivos de controle

Considerando que a diferença entre as vazões de pico dos cenários de pré-urbanização e atual tiveram valores muito discrepantes, a vazão máxima de saída estabelecida foi de 90% da vazão de pós-urbanização, ou seja, 24 L/s. Esse valor teve como base a regulamentação da cidade de Porto Alegre que exige uma vazão de saída para novos empreendimentos de 20,8 L/s.ha (IPH, 2005). Apesar de ser bem maior que a vazão de pré-urbanização encontrada, esse limite ainda é mais de 10 vezes menor que a vazão do cenário atual. Como foi mencionado anteriormente, para o dimensionamento dos dispositivos de infiltração utilizou-se o Método da Curva-Envelope e para os reservatórios utilizou-se o SWMM.

O dimensionamento dos dispositivos de armazenamento foi feito com o objetivo de reduzir a vazão de entrada para o valor de saída estabelecido. Já o objetivo dos dispositivos de infiltração foi drenar toda a chuva referente a sua área de drenagem. Não foram consideradas contribuições externas para os pavimentos permeáveis.

4.4.1. Trincheiras de infiltração

As trincheiras foram dimensionadas para coletar e infiltrar o escoamento gerado em três pontos: telhado do prédio do LARHENA (sub-bacia 4), telhado da biblioteca em conjunto com a passarela localizada a sua esquerda (sub-bacias 9 e 12) e telhado da pracinha do CT em conjunto com a passarela também localizada a sua esquerda (sub-bacias 5 e 8). As dimensões obtidas para cada uma das áreas de contribuição consideradas, calculadas pelo Método da Curva-Envelope, são listadas na Tabela 4.2.

Tabela 4.2. Dimensões encontradas para as trincheiras de infiltração.

Sub-bacias	Volume necessário (m^3)	Profundidade (m)	Largura (m)	Comprimento (m)	Área (m^2)	Volume final (m^3)
4	20,6	1,6	1,0	13,0	13,0	20,8
9 e 12	174,5	1,6	2,0	55,0	110,0	176,0
5 e 8	159,4	1,6	2,0	50,0	100,0	160,0

Fonte: Elaboração própria, 2017.

Analisando os valores encontrados, percebeu-se que a implantação desses dispositivos seria inviável na bacia de estudo uma vez que requer dimensões além do espaço disponível para elas. A taxa de infiltração no solo, apesar de ser moderada (Rossman e Huber, 2016), não é suficiente para viabilizar o uso desse dispositivo. Uma possível explicação para isso é que a área de infiltração das trincheiras, por motivos de segurança, é muito pequena, pois desconsidera a área do fundo e considera apenas metade das paredes laterais. Portanto, os cenários que propunham a implantação de trincheiras (Cenários 8 e 9) não levados adiante como uma opção viável.

4.4.2. Pavimentos permeáveis

Esses dispositivos estão presentes em seis dos oito cenários sustentáveis propostos (Cenários 4 a 9). No entanto, como nos dois últimos seu uso foi planejado em conjunto com as trincheiras de infiltração e pelo fato de esses dispositivos terem sido considerados inviáveis, seu dimensionamento não foi necessário para esses cenários (8 e 9).

Para os Cenários 4 e 5 considerou-se a implantação de pavimento permeável em toda a área do estacionamento, com uma área de drenagem igual a área de base. Para os Cenários 6 e 7, o pavimento seria implantado apenas nas baias dos carros, também tendo sua área de drenagem igual a área de base. Como a curva IDF, o *Tr*, a proporção entre a área de base e área de drenagem (R), a porosidade efetiva (ϕ) do material da camada reservatório, o coeficiente de segurança e a taxa de infiltração do solo (q) foram os mesmos para todas as áreas de implantação, a altura máxima encontrada foi a mesma para todos os casos: 16,2 centímetros, valor maior que a altura mínima exigida, de 15 cm (Tabela 4.3). No entanto, para fins de praticidade de projeto adotou-se uma altura de 17 cm.

O tempo de esvaziamento encontrado foi igual a 5,8 horas para todos os casos, menor do que o tempo máximo admissível de 12 horas (IPH, 2005). Diferentemente das trincheiras de infiltração, o dimensionamento dos pavimentos permeáveis mostrou que esse dispositivo é tecnicamente e espacialmente viável para a bacia de estudo. O Método da Curva-Envelope

considera a área de infiltração como sendo toda a área de base do pavimento, e por isso houve essa diferença de viabilidade entre os dois dispositivos de infiltração.

Tabela 4.3. Dimensionamento da altura da camada reservatório dos pavimentos permeáveis.

t (min)	I (mm/h)	IRt/ϕ (mm)	qt/ϕ (mm)	$h_{máx}$ (mm)
20	78,95	87,73	9,26	78,47
40	58,80	130,66	18,52	112,14
60	47,70	159,00	27,78	131,22
80	40,56	180,26	37,04	143,22
100	35,52	197,35	46,30	151,05
120	31,76	211,71	55,56	156,16
140	28,82	224,15	64,81	159,33
160	26,45	235,14	74,07	161,07
180	24,50	245,03	83,33	161,70
200	22,86	254,03	92,59	161,44
220	21,46	262,31	101,85	160,45
240	20,25	269,98	111,11	158,86
260	19,19	277,13	120,37	156,76
280	18,25	283,85	129,63	154,22
300	17,41	290,19	138,89	151,30

Fonte: Elaboração própria, 2017.

4.4.3. Reservatórios

Os reservatórios aparecem nos cenários 5, 7, 9, 10 e 11, no entanto, o cenário 9 foi desconsiderado por estar em conjunto com as trincheiras de infiltração. Para os outros cenários esses dispositivos foram dimensionados no SWMM por um método de tentativa e erro até que fossem atingidos valores de vazão de saída próximos à vazão limite estabelecida. Na Tabela 4.4 estão os valores obtidos nos dimensionamentos de cada cenário. Optou-se por fazer os reservatórios com uma profundidade não muito grande (1,2 m) por não se ter os dados de profundidade da rede de drenagem para a qual o reservatório deve desaguar adotando-se, portanto, uma postura de segurança. Como os reservatórios são enterrados, não vão inutilizar o local de implantação. Analisando os valores obtidos no dimensionamento, concluiu-se que esses dispositivos seriam viáveis tecnicamente.

Tabela 4.4. Valores de dimensionamento para os Cenários 5, 7, 9 e 10.

Cenário 5 - Pavimento permeável em todo o estacionamento + Reservatório							
Índice	**Área de contribuição (m^2)**	**Vazão de pico de entrada (L/s)**	**Vazão de pico de saída (L/s)**	**Área do reservatório (m^2)**	**Profundidade (m)**	**Volume (m^3)**	**Descarregador de fundo (cm)**
1	11.505	71,9	19,5	26	1,2	31,2	9
Cenário 7 - Pavimento permeável nas baias + Reservatório							
Índice	**Área de contribuição (m^2)**	**Vazão de pico de entrada (L/s)**	**Vazão de pico de saída (L/s)**	**Área do reservatório (m^2)**	**Profundidade (m)**	**Volume (m^3)**	**Descarregador de fundo (cm)**
1	11.505	137,0	19,5	60	1,2	72,0	9
Cenário 10 - Reservatórios distribuídos							
Índice	**Área de contribuição (m^2)**	**Vazão de pico de entrada (L/s)**	**Vazão de pico de saída (L/s)**	**Área do reservatório (m^2)**	**Profundidade (m)**	**Volume (m^3)**	**Descarregador de fundo (cm)**
1	2.735	54,9	11,9	25	1,2	30,0	7
2	3.686	85,7	15,5	47	1,2	56,4	8
3	1.104	32,9	2,2	16	1,2	19,2	3
4	3.980	83,0	19,6	50	1,2	60,0	9
Cenário 11 - Reservatório a jusante							
Índice	**Área de contribuição (m^2)**	**Vazão de pico de entrada (L/s)**	**Vazão de pico de saída (L/s)**	**Área do reservatório (m^2)**	**Profundidade (m)**	**Volume (m^3)**	**Descarregador de fundo (cm)**
1	11.505	228,8	19,5	130	1,2	156,0	9

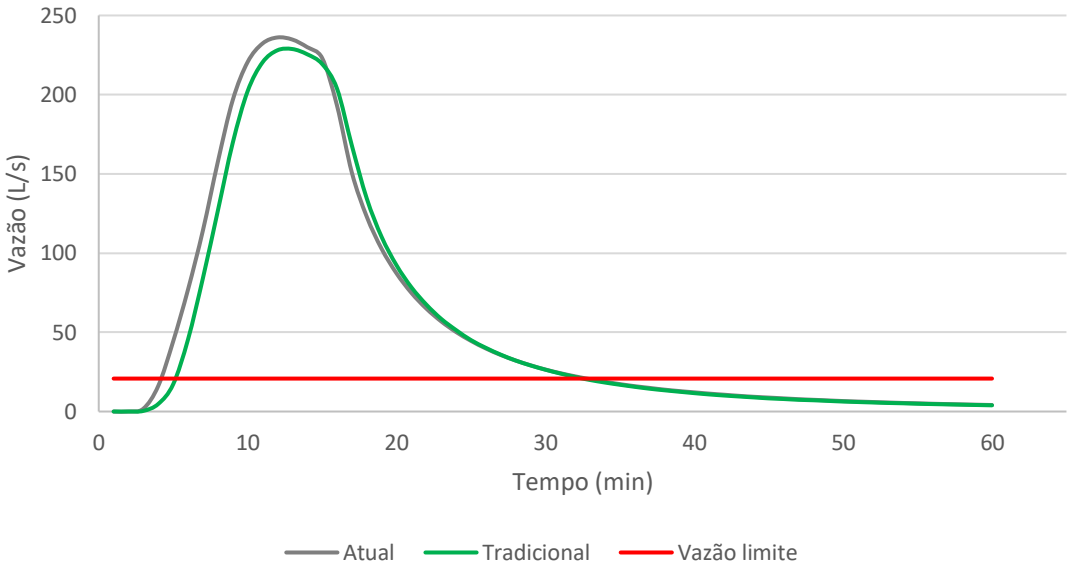
Fonte: Elaboração própria, 2017.

4.5. Simulação hidrológica – Sistemas de drenagem propostos

4.5.1. Sistema de drenagem tradicional

Observando o gráfico das vazões geradas nos Cenários 2 e 3 (Figura 4.3), pode-se perceber que a otimização de áreas verdes não foi o suficiente para a redução da vazão até o limite pré-estabelecido. Houve uma redução mínima da vazão de pico de 236,1 para 228,8 L/s e um pequeno deslocamento do hidrograma para a direita, ou seja, o tempo ao pico passou a ser aos 13 minutos ao invés de aos 12. É um impacto muito pequeno que não traz grandes alterações no controle da vazão escoada, no entanto, a otimização de áreas verdes é sempre uma boa opção uma vez que reduz, mesmo que pouco, a carga sobre os dispositivos de controle na fonte. Quanto maior a quantidade de áreas permeáveis, menor será a vazão a ser controlada.

Figura 4.3. Hidrogramas grados para os Cenários 2 e 3



Fonte: Elaboração própria, 2017.

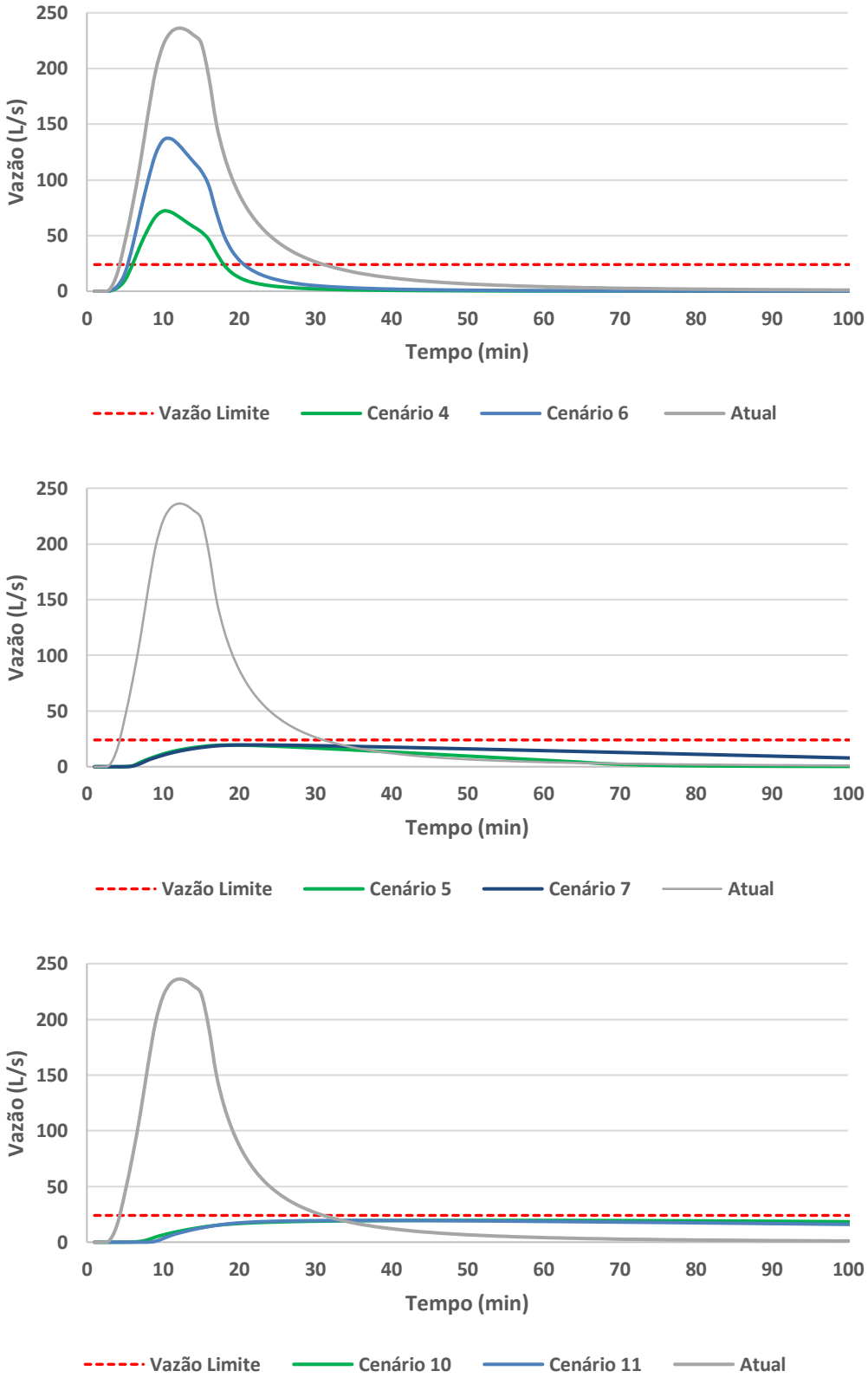
4.5.2. Eficiência dos dispositivos de controle

Os dispositivos de infiltração foram dimensionados de forma a controlar toda a chuva atribuída a sua área de drenagem. Já os reservatórios foram dimensionados de forma a reduzir a vazão final para valores próximos a 24 L/s. A simulação hidrológica dos Cenários 4, 5, 6, 7, 10 e 11 foi feita no SWMM e seus hidrogramas são apresentados nos gráficos da Figura 4.4.

Os Cenários 4 e 6 se mostraram insuficientes no controle, reduzindo a vazão em cerca de 70 e 42%, respectivamente. Como esses cenários não envolveram calçadas e telhados, esse resultado já era esperado, pois a vazão gerada nessas superfícies não seria controlada. Quanto ao tempo de pico, o Cenário 4 causou uma redução de apenas dois minutos e o Cenário 6 de apenas 1. Como era esperado, o Cenário 4, que teve pavimento permeável implantado em toda a sua área de estacionamento, apresentou um maior controle da vazão do que no Cenário 6 (cerca de 40% a mais), onde foram implantados os pavimentos permeáveis somente nas baias do estacionamento. Importante lembrar que essas técnicas também foram combinadas com a otimização de áreas verdes.

Outro ponto que vale a pena ser mencionado é a presença de diversas árvores de grande porte em locais em que seriam implantados os pavimentos permeáveis, portanto em um estudo a nível de projeto essas estruturas apresentariam essa limitação espacial reduzindo a sua eficiência.

Figura 4.4. Hidrogramas de saída para os cenários com dispositivo de controle na fonte.



Fonte: Elaboração própria, 2017.

Por outro lado, como o dimensionamento dos reservatórios permite a definição da vazão de saída e também pelo fato de se tratar de uma medida de controle independente da taxa de infiltração do solo, todos os cenários que incluíam esse dispositivo (Cenários 5, 7, 10 e 11) se mostraram 100% eficientes no controle da vazão. Como pode ser observado na Tabela 4.4, quando houve a integração das duas medidas de controle (pavimento permeável e reservatórios), a dimensões dos reservatórios foram menores do que quando ele foi a única medida implantada. A Figura 4.5 mostra o gráfico que relaciona a vazão de entrada e a vazão de saída de cada reservatório final (no Cenário 10 só se considerou o reservatório mais a jusante) e, portanto, o volume de armazenamento, como mencionado anteriormente.

Na Tabela 4.5 são apresentados os valores exatos de vazão de pico e tempo ao pico gerados para todos os cenários considerados viáveis de maneira a possibilitar uma análise mais completa de todas as situações estudadas. Pode-se notar que o Cenário 10 se mostrou eficiente na redução da vazão de pico até a meta estipulada e também aumentou, para valores maiores que os de pré-urbanização, o tempo ao pico, redistribuindo melhor a vazão ao longo do tempo. O motivo disso ter acontecido foi a utilização de reservatórios em série. Como os reservatórios tem a função de liberar a vazão aos poucos, quando colocados em série, o tempo que leva para a água coletada no primeiro reservatório chegar no exutório, passando por mais dois reservatórios no caminho é bem maior do que seria se fosse apenas um reservatório. Além disso, todos os outros cenários envolvendo dispositivos de armazenamento apresentaram um aumento significativo do tempo ao pico de pelo menos 8 minutos.

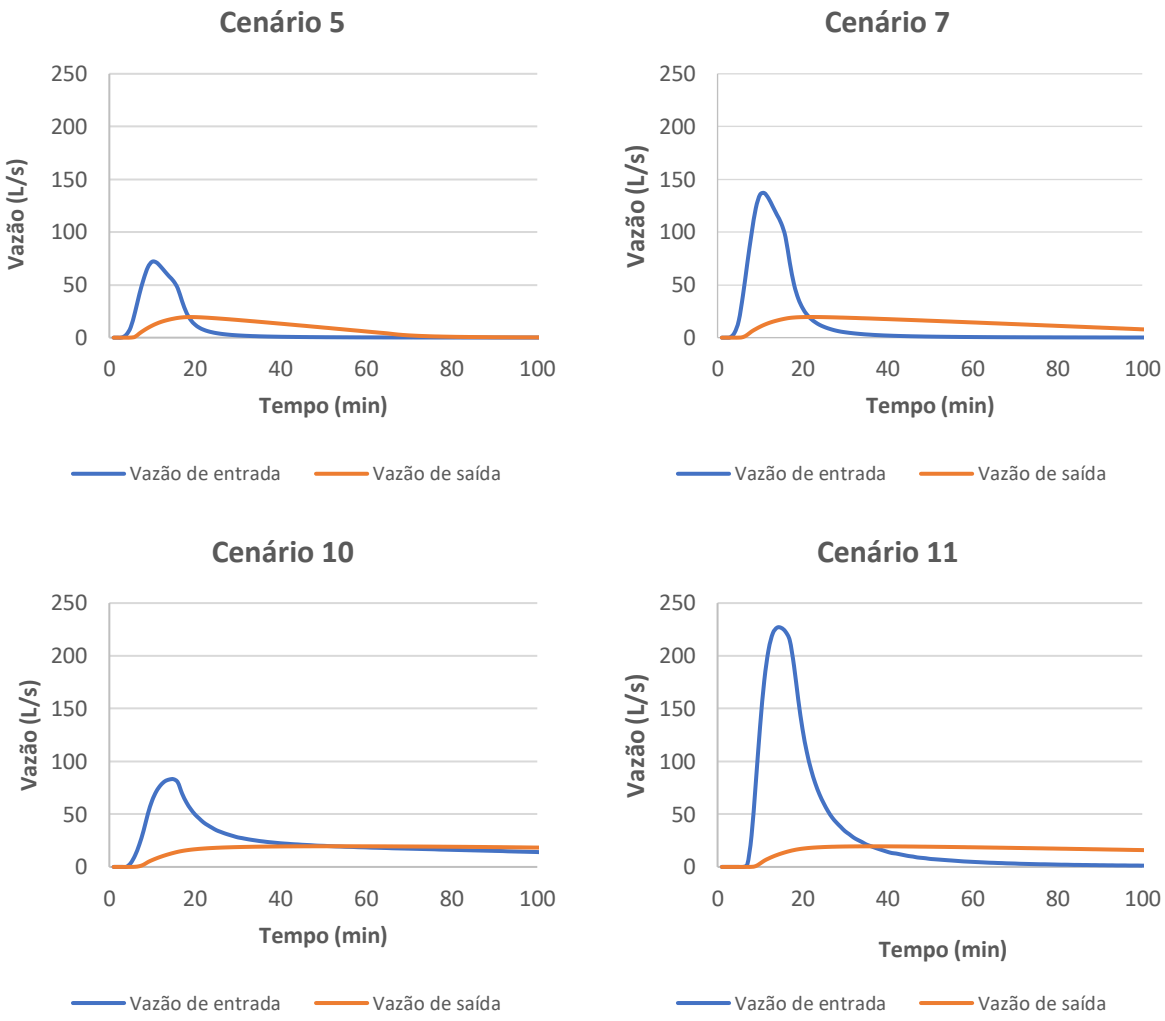
Considerando esses resultados, o orçamento foi feito para os Cenários 5, 7, 10 e 11 visto que foram os que atingiram a meta de redução da vazão. Após o orçamento foi possível escolher o cenário com o melhor custo-benefício.

Tabela 4.5. Valores de vazão de pico e tempo ao pico para todos os cenários estudados.

Cenário	Vazão de pico (L/s)	Tempo ao pico (min)
1	2,4	51
2	236,1	12
3	228,8	13
4	71,94	10
5	19,51	19
6	137,0	11
7	19,5	22
10	19,6	52
11	19,5	37

Fonte: Elaboração própria, 2017.

Figura 4.5. Gráficos das vazões de entrada e saída para os reservatórios finais de cada cenário.



Fonte: Elaboração própria, 2017.

4.6. Orçamento

Algumas considerações foram feitas para a realização deste orçamento:

- Em todos os cenários houve a substituição da cobertura do solo atual (paralelepípedos), por pavimentos de blocos maciços intertravados;
- A escavação da área em que foram assentadas as tubulações teve uma profundidade de 1,2 m e 1,0 m de largura;
- A implantação das mantas geotêxtis foi considerada para antes e depois da camada drenante dos pavimentos permeáveis.

A Tabela 4.6 mostra o resumo do orçamento para cada um dos cenários propostos que se mostraram eficientes no controle da vazão de pico (os orçamentos completos podem ser encontrados no Apêndice A). Pode-se observar que o que mais onera cada obra é a pavimentação, representando pelo menos 70% do valor total. Essa obra de pavimentação, no entanto, é de suma importância para evitar a formação de poças de águas profundas causadas pela irregularidade da atual cobertura do solo. A implantação de apenas uma rede de drenagem tradicional se mostrou pelo menos 30% mais barata que os sistemas sustentáveis.

O Cenário que se apresentou mais oneroso foi o Cenário 5 e o mais em conta foi o Cenário 10, com uma diferença de mais de 150 mil reais entre eles. O que encareceu os Cenários 5 e 7 foram as obras dos dispositivos de infiltração que foram pelo menos sete vezes mais caras que as obras relacionadas aos dispositivos de armazenamento para estes cenários.

A diferença entre os Cenários 10 e 11 foi de apenas 1.438 reais. Como as vazões resultantes destes dois cenários são praticamente iguais e considerando posteriores manutenções, sugere-se que a melhor opção consiste no Cenário 11. Apesar de ser um pouco mais caro que o Cenário 10, este cenário é composto por apenas um reservatório, enquanto que o outro é composto por quatro, dificultando a manutenção.

Além disso, para qualquer um desses dois cenários é possível que a pavimentação seja feita com paralelepípedos ao invés de pisos intertravados (já que não serão feitas obras relacionadas aos pavimentos permeáveis) que possui o preço do metro quadrado cerca de 50% menor, barateando assim a obra final e cumprindo com o seu propósito de regularização da cobertura atual do solo.

Tabela 4.6. Resumo do orçamento realizado para os Cenários 3, 5, 7, 10 e 11.

Cenário	**Obra**			**Total**
	Pavimentação e assentamento da tubulação	**Pavimento Permeável**	**Reservatório**	
3	R$374.165,12	-	-	R$374.165,12
5	R$374.165,12	R$178.745,56	R$6.087,41	R$558.998,09
7	R$374.165,12	R$141.112,97	R$13.370,13	R$528.648,22
10	R$374.165,12	-	R$26.588,19	R$400.753,30
11	R$374.165,12	-	R$28.026,19	R$402.191,31

Fonte: Elaboração própria, 2017.

5. CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES

Esse trabalho mostrou a viabilidade da implantação de sistemas de drenagem sustentável na área de estudo. Apesar de as técnicas de infiltração terem se mostrado ineficientes no controle da vazão escoada quando implantadas sozinhas, a utilização de técnicas de armazenamento, tanto integradas com as de infiltração, quanto, conseguiu reduzir a vazão para valores menores do que o pré-estabelecido. Com relação ao custo, as técnicas de armazenamento quando utilizadas sozinhas apresentaram valores bem mais baixos do que quando integradas com as de infiltração.

Por se tratar de apenas um reservatório no Cenário 11, que controlou a vazão e diminuiu o tempo de pico, e que a diferença entre os custos do Cenário 10 e 11 foi de menos de 2.000 reais, concluiu-se que, por questões de praticidade para manutenção, o sistema que apresentou melhor custo-benefício foi o do Cenário 11. No entanto, recomenda-se estudos relacionados a custos de manutenção para cada reservatório para se tomar uma posição definitiva.

É importante ressaltar que, como a cidade de João Pessoa não possui nenhuma regulamentação referente a vazões de saída, as condições de controle impostas para os cenários deste estudo foram muito rígidas (buscando uma redução de cerca de 90% da vazão de pós urbanização), a fim de simular uma condição extrema. No entanto, mesmo com esse nível de controle, houve uma viabilidade espacial e econômica para a implantação do Cenário 11, que apresentou melhor custo benefício. Ou seja, se para esses níveis de controle houve viabilidade, para controles menos rígidos também haveria. As dimensões do reservatório seriam menores e sua implantação seria, portanto, menos onerosa.

Por outro lado, sugere-se que sejam feitos estudos relacionados à simulação dos sistemas propostos para chuvas com durações maiores, assim como maiores tempos de retorno, do que os utilizados neste estudo. Isso possibilitaria uma análise da resposta hidrológica das estruturas definidas para diferentes situações assim como uma verificação de suas eficiências.

Este estudo foi feito a nível de planejamento e não de projeto. Para a implantação do sistema de drenagem proposto seria necessário fazer estudos mais aprofundados como, por exemplo, análise do solo no local para verificar qual sua a taxa de infiltração exata e estudos topográficos para verificar a declividade da área. No entanto, em tese esses dados não devem alterar os resultados deste trabalho visto que foram adotados valores indicados pela literatura,

no caso da taxa de infiltração, e valores coerentes com observações visuais no caso das declividades. Além disso, seria necessário a obtenção de dados referentes a rede de drenagem a qual o sistema irá desaguar para poder compatibilizar cotas, recobrimentos mínimos, declividades, etc. Com relação aos reservatórios, seria interessante o dimensionamento de vertedores para cada dispositivo para o caso de eventos chuvosos mais intensos que o utilizado neste trabalho.

Por fim, considerando que a área de estudo precisa de uma intervenção na drenagem atual, as técnicas de armazenamento apareceram como uma alternativa viável em conjunto com o sistema de drenagem tradicional. Apesar de os reservatórios não simularem o funcionamento natural da bacia, como objetivam as técnicas de infiltração, ainda são técnicas sustentáveis que buscam o amortecimento das vazões, reduzindo-as a valores de pré-urbanização. De acordo com este trabalho, a implantação do Cenário 10 ou 11 (que apresentaram os menores custos), soluciona o problema de drenagem ineficiente na área e segue o conceito de drenagem que vem crescendo cada vez mais em diversos países: o conceito sustentável.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACIOLI, L. A. **Estudo Experimental de Pavimentos Permeáveis Para o Controle do Escoamento Superficial na Fonte**. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre - RS, 2005, 145 p.

AGRA, S. G. **Estudo Experimental de Microrreservatórios Para Controle do Escoamento Superficial**. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre - RS, 2001, 122 p.

ARAÚJO, P. R.; TUCCI, C. E. M.; GOLDENFUM, J. A. Avaliação da Eficiência dos Pavimentos Permeáveis na Redução de Escoamento Superficial. **RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 5, n. 3, pp. 21-29, 2000.

ASSUNÇÃO, V. R. A. **Proposta de Metodologia de Cálculo para Reservatórios de Detenção em Bacias Hidrográficas Urbanizadas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica e Sanitária) - Universidade de São Paulo, São Carlos - SP, 2012, 119 p.

BAPTISTA, M; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. **Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana**, Porto Alegre: ABRH, 2005. 266 p.

BARCO, J.; WONG, K. M.; STENSTROM, K. Automatic Calibration on the U.S. EPA SWMM Model for a Large Urban Catchment. **Journal of Hydraulic Engineering**, v. 134, n. 4, pp. 466-474, 2008.

BOSLEY II, E. K. **Hydrologic Evaluation of Low Impact Development Using a Continuous, Spatially-Distributed Model.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual e Instituto Politécnico da Virgínia, Blacksburg - Virgínia/EUA, 2008, 180 p.

BETTESS, R. Infiltration drainage: manual of good practice. **CIRIA - Construction Industry Research and Information Association**, Report 156, 1996, 107 p.

BRASIL. **Lei nº 11.445, de 5 de Janeiro de 2007.** Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico; altera as Leis nº 6.766, de 19 de dezembro de 1979, 8.036, de 11 de maio de 1990, 8.666, de 21 de junho de 1993, 8.987, de 13 de fevereiro de 1995; revoga a Lei no 6.528, de 11 de maio de 1978; e dá outras providências. Diário Oficial [da] República

Federativa do Brasil, Brasília, 8 jan. 2007. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2007/lei/l11445.htm>. Acesso em: 23 abr. 2017.

BRASIL. **Lei nº 9.433, de 8 de Janeiro de 1997**. Institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, cria o Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos, regulamenta o inciso XIX do art. 21 da Constituição Federal, e altera o art. 1º da Lei nº 8.001, de 13 de março de 1990, que modificou a Lei nº 7.990, de 28 de dezembro de 1989. Diário Oficial [da] República Federativa do Brasil, Brasília, 9 jan. 1997. Disponivel em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/leis/L9433.htm>. Acesso em: 23 abr. 2017.

BRASIL, Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Manual de Drenagem de Rodovias**, 2. ed. - Rio de Janeiro, 2006.

BRASIL. Ministério das Cidades. **Plano Nacional de Saneamento Básico - PLANSAB**. Brasília, 2013.

CASTRO, A. S.; GOLDENFUM, J. A.; SILVEIRA, A. L.; MARQUES, D. M. Avaliação da Evolução do Comportamento Quantitativo de Pavimentos Permeáveis no Controle do Escoamento Superficial. **RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 19, n. 1, pp. 263-273, 2013.

COSTA, A. H. A. **Simulação dos Impactos da Urbanizaçao Sobre as Inundações Urbanas na Bacia Hidrográfica do Rio Cuiá (PB).** Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana e Ambiental) - Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa - PB, 2013, 90 p.

CRUZ, M. A. S.; TUCCI, C. E. M.; SILVEIRA, A. L. L. Controle do Escoamento com Detenção em Lotes Urbanos. **RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 3, n. 4, pp. 19-31, 1998.

CRUZ, M. A. S.; SOUZA, C. F.; TUCCI, C. E. M. Controle da Drenagem Urbana no Brasil: Avanços e Mecanismos para sua Sustentabilidade. **In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos**, 17., 2007, São Paulo. Disponível em: <https://www.abrh.org.br/SGCv3/UserFiles/Sumarios/931f07c4c229bbc1b9c1603fa24b7e12_6826f37881689d99197aef832b946486.pdf>. Acesso em: 10 mai. 2017.

DAVIS, A. P. Green Engineering Principles Promote Low-Impact Development. **Environmental Science & Technology**, v. 39, n. 16, pp 338-344, 2005.

DIAS, F. S.; ANTUNES, P. T. S. **Estudo Comparativo de Projeto de Drenagem Convencional e Sustentável Para Controle de Escoamento Superficial em Ambientes Urbanos.** Trabalho de Conclusão de Curso (Monografia em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro - RJ, 2010. 100p.

DRUMOND, P. P. **Estudo da influência da reservação de águas pluviais em lotes no município de Belo Horizonte, MG: Avaliação hidráulica e hidrológica.** Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte - MG, 2012, 204 p.

EPA, **Storm Water Technology Fact Sheet, Porous Pavement**. EPA - Environmental Protection Agency, 832-F-99-023 Office of Water, Washington, D.C., 1999.

FURRIER, M. **Caracterização Geomorfológica e do Meio Físico da Folha João Pessoa - 1:100.000.** Tese (Doutorado em Geografia Física) - Universidade de São Paulo, São Paulo - SP, 2007, 213 p.

GARCIA, J. I. B.; PAIVA, E. M. C. D.; BRITES, A. P. Z.; PAIVA, R. C. D. Avaliação da Discretização em uma Bacia Hidrográfica Urbana, Através do Modelo SWMM. **In: Congresso Latino Americano de Hidráulica**, 21., 2004, São Pedro - SP.

GILROY, K. L.; McCuen, R. H. Spatio-temporal Effects of Low Impact Development Practices. **Journal of Hydrology**, v. 367, pp. 228-236, 2009.

GIRONÁS, J.; ROESNER, L. A.; DAVIS, J. **Storm Water Managemente Model Applications Manual.** EPA - United States Environmental Protection Agency, 2009.

GUIMARÃES, R. C. **Comparação Entre Duas Metodologias de Cálculo e Propagação de Vazões em Coletores de Redes de Drenagem Urbana: O Método Racional e Equações de Saint Venant.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Ceará, Fortaleza - CE, 2009, 101 p.

IBGE. **Perfil de Informações Básicas Municipais: Perfil dos Municípios Brasileiros**. Rio de Janeiro, 2014.

IPH - Instituto de Pesquisas Hidráulicas, **Plano Diretor de Drenagem Urbana de Porto Alegre - Manuel de Drenagem Urbana,** Porto Alegre: IPH/UFRGS, 2005, 223 p.

JOÃO PESSOA. Secretaria de Planejamento. **Código de Urbanismo**. Disponível em: <http://www.joaopessoa.pb.gov.br/portal/wp-content/uploads/2012/03/codi_urba.pdf>. Acesso em: 5 abr. 2017.

KREBS, G.; KOKKONEN, T.; VALTANEN, M.; SETÄLÄ, H.; KOIVUSALO, H. Spatial Resolution Considerations for Urban Hydrological Modelling. **Journal of Hydrology**, v. 512, n. 2014, pp. 482-497, 2014.

LIMA, E. A.; NASCIMENTO, D. A.; DOURADO, T. D. C.; BRANDÃO, L. C. R. Mapeamento Hidrogeológico da Folha SB.25-Y-C João Pessoa - Paraíba. **In: Congresso Brasileiro de Águas Subterrâneas**, 13, 2004, Cuiabá. Disponível em: <https://aguassubterraneas.abas.org/asubterraneas/article/view/23534>. Acesso em: 5 mai. 2017.

McCUEN, R. H. **Hydrologic Analysis and Design**. Nova Jersey: Prentice-Hall, 1989.

MELO, T. A. T. **Jardim de Chuva: Sistema de Biorretenção Como Técnica Compensatória no Manejo de Águas Pluviais Urbanas.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2011, 178 p.

MIGUEZ, M. G.; VERÓL, A. P.; REZENDE, O. M.; **Drenagem Urbana: do Projeto Tradicional à Sustentabilidade.** 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2016. 366p.

NAKAZONE, L. M. **Implantação de Reservatórios de Detenção em Conjuntos Habitacionais: a Experiência da CDHU.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo - SP, 2005, 305 p.

NASCIMENTO, N. O. **Curso: Tecnologias Alternativas em Drenagem Urbana**. Escola de Engenharia – UFMG, 1996.

NRCS - Natural Resources Conservation Service, **Hydrology National Engineering Handbook**, Departamento de Agricultura dos Estados Unidos, Janeiro, 2009.

O'LOUGHLIN, G.; BEECHAM, S.; LEES, S.; ROSE, L. NICHOLAS, D. On-site Stormwater Detention System in Sidney. **In: International Conference on Innovative Technologies in Ubrna Storn Drainage**, 2, Lyon, Novatech'95. Lyon, pp. 549-556, 1995.

PARAÍBA. SUDEMA. **Mapa pedológico do Estado da Paraíba**. João Pessoa: SUDEMA, 2004.

PEDROSA, V. A. **O Controle da Urbanização na Macrodrenagem de Maceió: Tabuleiro dos Martins.** Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre - RS, 1996, 159 p.

PEITER, T. V.; POLETO, C. Estudos dos Efeitos de Trincheiras de Infiltração Sobre o Escoamento Superficial. **REA - Revista de Estudos Ambientais**, v. 14, n 2, pp. 57-67, 2012.

PFAFSTETTER, O. **Chuvas intensas no Brasil. Brasília: Departamento Nacional de Obras e Saneamento,** 1957, 246 p.

PINTO, H. K. R. F. **Otimização Econômica de Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana.** Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa - PB, 2014, 84 p.

POMPÊO, C. A. Drenagem Urbana Sustentável. **RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 5, n. 1, pp. 15-23, 2000.

PORTO ALEGRE. **Lei Complementar nº 434 de 1 de dezembro de 1999**. Dispõe sobre o desenvolvimento urbano no Município de Porto Alegre, institui o Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano Ambiental de Porto Alegre e dá outras providências. Disponível em: <http://lproweb.procempa.com.br/pmpa/prefpoa/spm/usu_doc/lei_434_com_alt_de_2009.pdf >. Acesso em: 5 abr. 2017.

ROSSMAN, L. A. Modeling Low Impact Development Alternatives with SWMM. **Journal of Water Managemente Modeling**, R236-11, 2010.

ROSSMAN, L. A. **EPA SWMM 5.0 – Modelo de Gestão de Drenagem Urbana**. Tradução do Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento (LENHS), João Pessoa – PB, 2015.

ROSSMAN, L. A. and HUBER, W. C. **Storm Water Management Model Reference Manual, Volume I - Hydrology (Revised).** Unitad States Environment Protection Agency - EPA, Cincinnati - OH, USA, 2016.

SALES, T. L. **Pavimento Permeável com Superfície em Blocos de Concreto de Alta Porosidade**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis - SC, 2008, 173 p.

SAMPLE D. J.; DOUMAR, L. Best Management Practice Fact Sheet 7: Permeable Pavement. **VCE - Virginia Cooperative Extension**, Publication: 426-126, pp. 1-5, 2013.

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. **RBRH - 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, Brasília - DF, 2006, 180 p.

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

SOARES, W. C. **Banco de Dados Geológico-Geotécnicos com Base em Sondagens à Percussão e Uso de SIG: Análise Espacial da Profundidade do Lençol Freático e do Nspt Para Obras de Fundação em João Pessoa - PB**. Tese (Doutorado em Ciências) - Universidade de São Paulo, São Carlos - SP, 2011, 209 p.

SOUZA, V. C. B. **Estudo Experimental de Trincheiras de Infiltração no Controle da Geração do Escoamento Superficial.** Tese (Doutorado em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2002, 151 p.

SUDERHSA, Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. **Plano Diretor de Drenagem para a Bacia do Rio Iguaçu na Região Metropolitana de Curitiba,** Paraná: SUDERHSA, 2002, 150 p.

SWARTZ, K; BELAN, G. Low Impact Development Manual for the Lower Maumee and Ottawa River Watersheds**. American Rivers**, 2010.

TASSI, R. **Efeito dos Microrreservatórios de Lote Sobre a Macrodrenagem Urbana**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre - RS, 2002, 156 p.

TAVANTI, D. R.; BARBASSA, A. P. Análise dos Desenvolvimentos Urbanos de Baixo Impacto Convencional**. RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 14, n. 4, pp. 17-28, 2012.

TOMAZ, P. **Curso de Manejo de Águas Pluviais**. Disponível em: <http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/Novos_livros/livro_calculoshidrolicos/capitulo04.pdf>. Acesso em: 20 abr. 2017.

TUCCI, C. E. M.; PORTO, R. L. L.; BARROS, M. T. **Drenagem Urbana**. Coleção ABRH de Recursos Hídricos, Porto Alegre: Editora da UFRGS, v. 5, 1995, 428 p.

TUCCI, C. E. M. Gerenciamento da Drenagem Urbana. **RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 7, n. 1, pp 5-27, 2001.

TUCCI, C. E. M. **Gestão de Águas Pluviais Urbanas. Ministério das Cidades - Global Water Partnership - World Bank - Unesco,** 2005, 192 p.

TUCCI, C. E. M.; MELLER, A. Regulação das Águas Pluviais Urbanas. **REGA - Revista de Gestão de Água da América Latina**, v. 4, n. 1, pp. 75-89, 2007.

TUCCI, C. E. M. Regulamentação da Drenagem Urbana no Brasil**. REGA - Revista de Gestão de Água da América Latina**, v. 13, n. 1, pp 29-42, 2016.

URBONAS, B.; STAHRE, P. *S***tormwater Best Management Practices and Detention,** Nova Jersey: Prentice-Hall, 1993, 450 p.

ZONTA, J. H.; MARTINEZ, M. A.; PRUSKI, F. F.; SILVA, D. D.; MONTEBELLER, C. A. Adequação dos Parâmetros do Modelo de Green-Ampt-Mein-Larson em Condições de Campo. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, v. 14, n. 10, pp. 1021-1029, 2010.

WAIKAR, M. L.; U, U. N. Urban Flood Modeling by Using EPA SWMM 5. **SRTM University's Research Journal of Science**, volume especial, n. 1, pp. 73-82, 2015.

APÊNDICES

APÊNDICE A – TABELAS DO ORÇAMENTO

Tabela A.1. Orçamento para implantação do sistema de drenagem tradicional (Cenário 3).

Insumo/Serviço	Código			Qtde.	Preço unitário	Preço total
	SINAPI	DER	SEINFRA			
Geral						
Retirada de pavimento em paralelepípedo (m²)	-	02.999.31	-	4840	R$8,07	R$39,058,80
Escav. e transp. Mat. 1ª Cat. até 50m c/trator (m³)	-	01.100.02	-	200	R$3,05	R$ 610,00
Forn. e assent.de blocos intertravados sobre colchão de areia (m²)	-	02.999.22	-	4840	R$6,23	R$ 320,553,20
Fornecimento e assentamento de tubos de concreto 400 mm (m)	-	-	C0229	37	R$38,76	R$1,434,12
Fornecimento e assentamento de tubos de concreto 500 mm (m)	-	-	C0230	70	R$53,49	R$3,744,30
Fornecimento e assentamento de tubos de concreto 600 mm (m)	-	-	C0231	54,5	R$67,33	R$3,669,49
Boca de lobo p/ tubulação de 0,40m e 0,60m (un)	-	04.999.27	-	3	R$1,262,12	R$3,786,36
Poço de visita p/ tubulação de 0,40m e 0,80m (un)	-	04.999.26	-	1	R$1,273,72	R$1,273,72
Tampa de concreto para PV ou caixa de inspeção, dimensões 600x600x50mm (un)	13255	-	-	1	R$35,13	R$35,13
				TOTAL =		R$ 374.165,12

Fonte: Elaboração própria, 2017.

Tabela A.2. Orçamento para implantação integrada de pavimentos permeáveis em toda a extensão do estacionamento e reservatório a jusante (Cenário 5).

Insumo/Serviço	Código			Qtde.	Preço unitário	Preço total
	SINAPI	DER	SEINFRA			
Geral						
Retirada de pavimento em paralelepípedo (m²)	-	02.999.31	-	4840	R$8,07	R$39.058,80
Escav. e transp. Mat. 1ª Cat. até 50m c/trator (m³)	-	01.100.02	-	200	R$3,05	R$ 610,00
Forn. e assent.de blocos intertravados sobre colchão de areia (m²)	-	02.999.22	-	4840	R$6,23	R$320.553,20
Fornecimento e assentamento de tubos de concreto 400 mm (m)	-	-	C0229	37	R$38,76	R$1.434,12
Fornecimento e assentamento de tubos de concreto 500 mm (m)	-	-	C0230	70	R$53,49	R$3.744,30
Fornecimento e assentamento de tubos de concreto 600 mm (m)	-	-	C0231	54,5	R$67,33	R$3.669,49
Boca de lobo p/ tubulação de 0,40m e 0,60m (un)	-	04.999.27	-	3	R$1.262,12	R$3.786,36

Insumo/Serviço	Código			Qtde.	Preço unitário	Preço total
	SINAPI	DER	SEINFRA			
Geral	-	04.999.26	-	1	R$1.273,72	R$1.273,72
Tampa de concreto para PV ou caixa de inspeção, dimensões 600x600x50mm (un)	13255	-	-	1	R$35,13	R$35,13
Pavimento permeável						
Escav. e transp. Mat. 1ª Cat. até 50m c/trator (m³)	-	01.100.01	-	1936	R$3,05	R$5.904,80
Fornecimento/instalação manta BIDIM RT-16 (m²)	83669	-	-	9680	R$8,98	R$86.926,40
Camada drenante com brita nº 3 (m³)	73902/001	-	-	823	R$86,77	R$71.394,36
Areia fina - posto jazida/fornecedor (retirado na jazida, sem transporte) (m³)	366	-	-	121	R$60,00	R$7.260,00
Areia grossa - posto jazida/fornecedor (retirado na jazida, sem transporte) (m³)	367	-	-	121	R$60,00	R$7.260,00
Reservatório						
Laje pré-fabricada p/ piso - vão até 2 m (m²)	-	-	C4448	24	R$73,94	R$1.774,56
Laje pré-fabricada p/ forro - vão até 2 m (m²)	-	-	C4449	24	R$71,74	R$1.721,76
Alvenaria estrutural de bloco cerâmico (14x19x39cm) esp.14cm (m²)	-	-	C0062	23,5	R$34,13	R$802,05
Retirada de pavimento em paralelepípedo (m²)	-	02.999.31	-	24	R$8,07	R$189,65
Escav. e transp. Mat. 1ª Cat. até 50m c/trator (m³)	-	01.100.01	-	30	R$3,05	R$91,50
Pavimentação em paralelepípedo com rejuntamento (m²)	-	04.030.01	-	24	R$43,81	R$1.051,44
				TOTAL =		R$558.541,64

Fonte: Elaboração própria, 2017.

Tabela A.3. Orçamento para implantação integrada de pavimentos permeáveis nas baias do estacionamento e reservatório a jusante (Cenário 7).

Insumo/Serviço	Código			Qtde.	Preço unitário	Preço total
	SINAPI	DER	SEINFRA			
Geral						
Retirada de pavimento em paralelepípedo (m²)	-	02.999.31	-	4840	R$8.07	R$39.058,80
Escav. e transp. Mat. 1ª Cat. até 50m c/trator (m³)	-	01.100.02	-	200	R$3.05	R$610,00
Forn. e assent.de blocos intertravados sobre colchão de areia (m²)	-	02.999.22	-	4840	R$66.23	R$320.553,20
Fornecimento e assentamento de tubos de concreto 400 mm (m)	-	-	C0229	37	R$38.76	R$1.434,12

Insumo/Serviço	Código			Qtde.	Preço unitário	Preço total
	SINAPI	DER	SEINFRA			
Fornecimento e assentamento de tubos de concreto 500 mm (m)	-	-	C0230	70	R$53.49	R$3.744,30
Fornecimento e assentamento de tubos de concreto 600 mm (m)	-	-	C0231	54,5	R$67.33	R$3.669,49
Boca de lobo p/ tubulação de 0,40m e 0,60m (un)	-	04.999.27	-	3	R$1.262,12	R$3.786,36
Poço de visita p/ tubulação de 0,40m e 0,80m (un)	-	04.999.26	-	1	R$1.273,72	R$1.273,72
Tampa de concreto para PV ou caixa de inspeção, dimensões 600x600x50mm (un)	13255	-	-	1	R$35,13	R$35,13
Pavimento permeável						
Escav. e transp. Mat. 1ª Cat. até 50m c/trator (m³)	-	01.100.01	-	1528.4	R$3,05	R$4.661,62
Fornecimento/instalação manta BIDIM RT-16 (m²)	83669	-	-	7642	R$8,98	R$68.625,16
Camada drenante com brita nº 3 (m³)	73902/001	-	-	650	R$86,77	R$56.363,19
Areia fina - posto jazida/fornecedor (retirado na jazida, sem transporte) (m³)	366	-	-	96	R$60,00	R$5.731,50
Areia grossa - posto jazida/fornecedor (retirado na jazida, sem transporte) (m³)	367	-	-	96	R$60,00	R$5.731,50
Reservatório						
Laje pré-fabricada p/ piso - vão até 2 m (m²)	-	-	C4448	60	R$73,94	R$4.436,40
Laje pré-fabricada p/ forro - vão até 2 m (m²)	-	-	C4449	60	R$71,74	R$4.304,40
Alvenaria estrutural de bloco cerâmico (14x19x39cm) esp.14cm (m²)	-	-	C0062	38	R$34,13	R$1.296,94
Retirada de pavimento em paralelepípedo (m²)	-	02.999.31	-	60	R$8,07	R$484,20
Escav. e transp. Mat. 1ª Cat. até 50m c/trator (m³)	-	01.100.01	-	72	R$3,05	R$219,60
Pavimentação em paralelepípedo com rejuntamento (m²)	-	04.030.01	-	60	R$43,81	R$2.628,60
				TOTAL =		R$528.648,22

Fonte: Elaboração própria, 2017.

Tabela A.4. Orçamento para implantação de reservatórios distribuídos (Cenário 10).

Insumo/Serviço	Código			Qtde.	Preço unitário	Preço total
	SINAPI	DER	SEINFRA			
Geral						
Retirada de pavimento em paralelepípedo (m²)	-	02.999.31	-	4840	R$8,07	R$39.058,80
Escav. e transp. Mat. 1ª Cat. até 50m c/trator (m³)	-	01.100.02	-	200	R$3,05	R$610,00
Forn. e assent.de blocos intertravados sobre colchão de areia (m²)	-	02.999.22	-	4840	R$66,23	R$320.553,20

Insumo/Serviço	Código			Qtde.	Preço unitário	Preço total
	SINAPI	DER	SEINFRA			
Fornecimento e assentamento de tubos de concreto 400 mm (m)	-	-	C0229	37	R$38,76	R$1.434,12
Fornecimento e assentamento de tubos de concreto 500 mm (m)	-	-	C0230	70	R$53,49	R$3.744,30
Fornecimento e assentamento de tubos de concreto 600 mm (m)	-	-	C0231	54,5	R$67,33	R$3.669,49
Boca de lobo p/ tubulação de 0,40m e 0,60m (un)	-	04.999.27	-	3	R$1.262,12	R$3.786,36
Poço de visita p/ tubulação de 0,40m e 0,80m (un)	-	04.999.26	-	1	R$1.273,72	R$1.273,72
Tampa de concreto para PV ou caixa de inspeção, dimensões 600x600x50mm (un)	13.255	-	-	1	R$35,13	R$35,13
Reservatório 1						
Laje pré-fabricada p/ piso - vão até 2 m (m²)	-	-	C4448	25	R$73,94	R$1.848.50
Laje pré-fabricada p/ forro - vão até 2 m (m²)	-	-	C4449	25	R$71,74	R$1.793.50
Alvenaria estrutural de bloco cerâmico (14x19x39cm) esp.14cm (m²)	-	-	C0062	24	R$34,13	R$819.12
Escav. e transp. Mat. 1ª Cat. até 50m c/trator (m³)	-	01.100.01	-	30	R$3,05	R$91.50
Reservatório 2						
Laje pré-fabricada p/ piso - vão até 2 m (m²)	-	-	C4448	47	R$73,94	R$3.475,18
Laje pré-fabricada p/ forro - vão até 2 m (m²)	-	-	C4449	47	R$71,74	R$3.371,78
Alvenaria estrutural de bloco cerâmico (14x19x39cm) esp.14cm (m²)	-	-	C0062	32	R$34,13	R$1.097,62
Escav. e transp. Mat. 1ª Cat. até 50m c/trator (m³)	-	01.100.01	-	56,5	R$3,05	R$172,02
Reservatório 3						
Fornecimento e assentamento de tubos de concreto 300 mm (m)	-	-	C0228	16	R$24,88	R$398,08
Laje pré-fabricada p/ piso - vão até 2 m (m²)	-	-	C4448	16	R$73,94	R$1.183,04
Laje pré-fabricada p/ forro - vão até 2 m (m²)	-	-	C4449	16	R$71,74	R$1.147,84
Alvenaria estrutural de bloco cerâmico (14x19x39cm) esp.14cm (m²)	-	-	C0062	19	R$34,13	R$655,30
Escav. e transp. Mat. 1ª Cat. até 50m c/trator (m³)	-	01.100.01	-	19	R$3,05	R$58,56
Calha pluvial de pvc, diâmetro entre 119 e 170 mm, comprimento de 3 m, para drenagem predial (3m)	12.618	-	-	57	R$31,71	R$1.796,90
Condutor pluvial, pvc, circular, diâmetro entre 80 e 100 mm, para drenagem predial (3m)	12.623	-	-	5	R$9,82	R$49,10

Insumo/Serviço	Código			Qtde.	Preço unitário	Preço total
	SINAPI	DER	SEINFRA			
Reservatório 4						
Laje pré-fabricada p/ piso - vão até 2 m (m²)	-	-	C4448	50	R$73,94	R$3.697,00
Laje pré-fabricada p/ forro - vão até 2 m (m²)	-	-	C4449	50	R$71,74	R$3.587,00
Alvenaria estrutural de bloco cerâmico (14x19x39cm) esp.14cm (m²)	-	-	C0062	34	R$34,13	R$1.163,15
Escav. e transp. Mat. 1ª Cat. até 50m c/trator (m³)	-	01.100.01	-	60	R$3,05	R$183,00
				TOTAL =		R$400.753.30

Fonte: Elaboração própria, 2017.

Tabela A.5. Orçamento para implantação de reservatório a jusante (Cenário 11).

Insumo/Serviço	Código			Qtde.	Preço unitário	Preço total
	SINAPI	DER	SEINFRA			
Geral						
Retirada de pavimento em paralelepípedo (m²)		02.999.31		4840	R$8,07	R$39.058,80
Escav. e transp. Mat. 1ª Cat. até 50m c/trator (m³)	-	01.100.02	-	200	R$3,05	R$610,00
Forn. e assent.de blocos intertravados sobre colchão de areia (m²)		02.999.22		4840	R$66,23	R$320.553,20
Fornecimento e assentamento de tubos de concreto 400 mm (m)	-	-	C0229	37	R$38,76	R$1.434,12
Fornecimento e assentamento de tubos de concreto 500 mm (m)	-	-	C0230	70	R$53,49	R$3.744,30
Fornecimento e assentamento de tubos de concreto 600 mm (m)	-	-	C0231	54,5	R$67,33	R$3.669,49
Boca de lobo p/ tubulação de 0,40m e 0,60m (un)	-	04.999.27	-	3	R$1.262,12	R$3.786,36
Poço de visita p/ tubulação de 0,40m e 0,80m (un)	-	04.999.26	-	1	R$1.273,72	R$1.273,72
Tampa de concreto para PV ou caixa de inspeção, dimensões 600x600x50mm (un)	13255	-	-	1	R$35,13	R$35,13
Reservatório						
Laje pré-fabricada p/ piso - vão até 2 m (m²)	-	-	C4448	130	R$73,94	R$9.612,20
Laje pré-fabricada p/ forro - vão até 2 m (m²)	-	-	C4449	130	R$71,74	R$9.326,20
Alvenaria estrutural de bloco cerâmico (14x19x39cm) esp.14cm (m²)	-	-	C0062	54.72	R$34,13	R$1.867,59
Retirada de pavimento em paralelepípedo (m²)	-	02.999.31	-	130	R$8,07	R$1.049,10
Escav. e transp. Mat. 1ª Cat. até 50m c/trator (m³)	-	01.100.01	-	156	R$3,05	R$475,80
Pavimentação em paralelepípedo com rejuntamento (m²)	-	04.030.01	-	130	R$43,81	R$5.695,30
				TOTAL =		R$402.191,31