

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL**

**DRENAGEM URBANA SUSTENTÁVEL: ESTUDO DE CASO
NO SETOR HABITACIONAL D DE TAGUATINGA SUL –
DF**

ALEX PEREIRA BARBOSA JUNIOR

ORIENTADOR: ARTHUR TAVARES SCHLEICHER

COORIENTADORA: MARIA ELISA LEITE COSTA

**MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL II EM ENGENHARIA
AMBIENTAL**

BRASÍLIA / DF: JULHO / 2019

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL**

**DRENAGEM URBANA SUSTENTÁVEL: ESTUDO DE CASO
NO SETOR HABITACIONAL D DE TAGUATINGA SUL –
DF**

ALEX PEREIRA BARBOSA JUNIOR

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA AMBIENTAL.

APROVADA POR:

ARTHUR TAVARES SCHLEICHER, MsC (ENC/UnB)
(ORIENTADOR)

CONCEIÇÃO DE MARIA ALBUQUERQUE ALVES, PhD (ENC/UnB)
(EXAMINADORA INTERNA)

VANESSA FIGUEIREDO MENDONÇA DE FREITAS
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 10 DE JULHO DE 2019

FICHA CATALOGRÁFICA

BARBOSA JUNIOR, Alex Pereira

Drenagem urbana sustentável: estudo de caso no setor habitacional d de Taguatinga sul – DF

xi, 93 p.,297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Ambiental,2019)

Monografia de Projeto Final – Universidade de Brasília Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Drenagem Sustentável

2. SWMM

3. Modelagem Hidráulica-Hidrológica

4.Drenagem Urbana

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

BARBOSA JUNIOR, A. P. (2019). Drenagem urbana sustentável: estudo de caso no setor habitacional d de Taguatinga-Sul – DF. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 93 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Alex Pereira Barbosa Junior

TÍTULO DA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL: Drenagem urbana sustentável: estudo de caso no setor habitacional d de Taguatinga-Sul – DF

GRAU/ANO: Bacharel em Engenharia Ambiental / 2019

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Alex Pereira Barbosa Junior
Quadra QSD 03 Casa 29 – Taguatinga-Sul
72.020-030 – Brasília/DF - Brasil

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
2. OBJETIVO GERAL	3
2.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	4
3.1 CONSEQUÊNCIA DA URBANIZAÇÃO NO CICLO HIDROLÓGICO	4
3.2 USO DO SOLO E IMPERMEABILIZAÇÃO.....	5
3.3 PARÂMETROS HIDROLÓGICOS	6
3.3.1 Chuva Efetiva.....	6
3.3.2 Tempo de Concentração (t_c).....	8
3.4 MODELO CHUVA X VAZÃO.....	8
3.4.1 modelo Soil Conservation Service (SCS)	8
3.4.2 Curva Número	10
3.5 MÉTODO RACIONAL	11
3.5.1 Coeficiente de Escoamento Superficial (C) (<i>runoff</i>).....	12
3.6 MANEJO DAS ÁGUAS PLUVIAIS.....	12
3.6.1 Controle das inundações urbanas	13
3.6.2 Macrodrenagem x Microdrenagem	14
3.6.3 Sistema de drenagem clássico	15
3.6.4 Sistema separador.....	18
3.7 DRENAGEM SUSTENTÁVEL	19
3.8 DISPOSITIVOS DE DRENAGEM SUSTENTÁVEL.....	21
3.8.1 Microreservatório	21
3.8.2 Planos e Valas de infiltração	23
3.8.3 Sistema de biorretenção ou jardim de chuva.....	24
3.8.4 Trincheiras de infiltração e sumidouros	25
3.8.5 Pavimento permeável	27
3.8.6 Bacias de detenção e retenção	28
3.9 MODELO HIDRÁULICO-HIDROLÓGICO	31
3.9.1 SWMM e PCSWMM	31
4. METODOLOGIA	33
4.1 URBANIZAÇÃO DE TAGUATINGA	35
4.2 CARACTERÍSTICAS GEOMORFOLÓGICAS.....	36
4.2.1 Pedologia e Declividade.....	36
4.2.2 Uso do solo e ocupação.....	38
4.3 CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS	40

4.3.1 Precipitação	40
4.3.2 Método SCS	41
4.3.3 Método Racional	42
4.4 MODELAGEM.....	43
4.4.1 <i>Storm Water Management Model</i> – SWMM	43
4.4.2 Escoamento Superficial.....	45
4.4.3 Infiltração	46
4.4.4 Erro de continuidade	46
4.4.5 Dimensionamento das bacias de retenção	47
4.4.6 Cenários.....	50
5. RESULTADOS E DISCUSSÕES	51
5.1 DESCRIÇÃO DA REGIÃO	51
5.1.1 Localização.....	51
5.1.2 Caracterização da Rede de drenagem.....	53
5.1.3 Indicadores sociais da Região Administrativa	54
5.2 PARÂMETROS	55
5.2.1 Curva Número	55
5.2.2 Armazenamento de Depressão	55
5.2.3 Chuva de Projeto	56
5.2.4 Método Racional	58
5.3 RESULTADOS DOS CENÁRIOS	59
5.3.1 Cenário I – Aumento do diâmetro dos condutos.....	59
5.3.2 Cenário II – Pavimento Permeável.....	60
5.3.3 Cenário III – Valas de infiltração	63
5.3.4 Cenário IV – Bacia de retenção	66
5.3.5 Cenário V – Bacias, Pavimentos e Valas	71
6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	76
REFERÊNCIAS	78

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Tipos de solo e ocupação que o SCS trabalha (Tucci; Porto; Barros, 2015) ..	10
Tabela 3.2: Valores de CN para bacias urbanas e suburbanas (Fonte: Tucci, 1993)	11
Tabela 3.3: Tipos de visões sobre controle de inundações (Fonte: PDDU/DF, 2009)	13
Tabela 3.4: Exemplos de medidas estruturais como medida de controle para o controle de cheias (Fonte: Canholi, 2015)	15
Tabela 3.5: Valores típicos de coeficiente de permeabilidade para solos (Fonte: NBR 16.416/2015)	28
Tabela 4.1: Área de cada uso e sua porcentagem no uso total	40
Tabela 4.2: Condições de umidade para o cálculo do método SCS	41
Tabela 4.3: Valores de CN para o uso e a ocupação do solo da sub bacia estudada (Fonte: Tucci et al, 1993)	42
Tabela 4.4: Cenários propostos no projeto	50
Tabela 5.1: Inventário do modelo	53
Tabela 5.2: Indicadores sociais da RA Taguatinga	54
Tabela 5.3: Coeficiente de armazenamento de depressões	55
Tabela 5.4: Resultados do método racional	58
Tabela 5.5: Características da nova rede	59
Tabela 5.6: Resultados comparados do cenário base e o cenário I	60
Tabela 5.7: Dimensionamento do pavimento permeável	61
Tabela 5.8: Resultados comparados do cenário base e o cenário II	63
Tabela 5.9: Dimensionamento das valas de infiltração	65
Tabela 5.10: Resultados comparados do cenário base e o cenário III	65
Tabela 5.11: Resultados do dimensionamento pela Resolução 09/11 da ADASA	67
Tabela 5.12: Dimensionamento das bacias de retenção para situação de obra	68
Tabela 5.13: Resultados dos parâmetros para os orifícios	68
Tabela 5.14: Resultados comparados do cenário base e o cenário IV	69
Tabela 5.15: Resultados comparados do cenário base e o cenário V	71

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1: Hidrograma de bacia rural e depois urbanizada (Fonte: adaptado de Schueler, 1987)	05
Figura 3.2: Influência da diminuição da permeabilidade do solo no escoamento superficial da água (Fonte: adaptado de Livingston; McCarron, 1989)	06
Figura 3.3: Hidrograma triangular (Fonte: ASCE, 1996)	07
Figura 3.4: Sistema clássico de microdrenagem (Fonte: Baptista et al., 2005)	15
Figura 3.5: Fluxograma de planejamento de sistema de drenagem (Fonte: PORTO ALEGRE/PDDU, 2005)	17
Figura 3.6: Caracterização das etapas de simulação (Fonte: PORTO ALEGRE/PDDU, 2005)	17
Figura 3.7: Sistema separador (Fonte: Tucci, 2005)	18
Figura 3.8: Principais Funções Exercidas pelas técnicas de drenagem sustentável (Fonte: Singapore, 2011)	19
Figura 3.9: Conjunto de técnicas alternativas de drenagem existentes (Fonte: Adaptado de Butler et al., 2018)	20
Figura 3.10: Representação esquemática de Microreservatório para uso não potável (Fonte: Oliveira, 2010)	22
Figura 3.11: Vala de infiltração (Fonte: Fereguetti, 2015)	23
Figura 3.12: Jardim de chuva (Fonte: Arquitetura e Paisagismos <br.pinterest.com>)	25
Figura 3.13: Trincheira de infiltração (Fonte: Adaptado de Butler et al., 2018)	26
Figura 3.14: Sumidouro (Fonte: Adaptado de Butler et al., 2018)	26
Figura 3.15: Pavimento permeável de concreto ou asfalto poroso (Fonte: Tucci, 2005)	27
Figura 3.16: Pavimento permeável de bloco de concreto vazado (Fonte: Tucci, 2005)	27
Figura 3.17: Exemplo de bacia de retenção desconectada (Fonte: Ballard et al., 2016)	29
Figura 3.18: Bacia de retenção (Fonte: SUSRAIN, 2018)	30
Figura 4.1: Fluxograma das etapas feitas no projeto	33
Figura 4.2: Mapa de localização da drenagem estudada	34
Figura 4.3: Evolução da Ocupação Urbana de dezembro de 1984 (a) até dezembro de 2016 (b) em Taguatinga (Fonte: Google Earth, 2018)	36
Figura 4.4: Mapa de pedologia da região estudada (Fonte: Geoportal SEGETH, 2015)	37
Figura 4.5: Mapa de elevação do terreno	38
Figura 4.6: Mapa temático de uso e ocupação do solo	39

Figura 4.7: Rua residencial QSD 03 (Sub-bacia: camada de rolamento e calçadas)	39
Figura 4.8: Fluxograma explicativo dos módulos do SWMM (Adaptado de Rossman e Huber, 2016)	44
Figura 4.9: Representação da sub-bacia (Fonte: Adaptada de Rossman e Huber, 2016) ...	45
Figura 4.10: Representação gráfica da visão conceitual do escoamento superficial do modelo SWMM (Fonte: Adaptado de Rossman e Huber, 2016)	46
Figura 4.11: Representação da área de contribuição de cada BD	48
Figura 4.12: Representação da forma da bacia de detenção	48
Figura 4.13: Representação dos orifícios adotados nas bacias (Fonte: Adaptado de Yazaki et al, 2018)	49
Figura 5.1: Alagamento na principal avenida que dá acesso à Sandu Sul (a) e no Pistão Sul (b)	52
Figura 5.2: Localização da poligonal da drenagem do Setor Habitacional QSD 01 a 23 ...	52
Figura 5.3: Representação conceitual da drenagem	54
Figura 5.4: Representação do hietograma de projeto de 2 anos de tempo de retorno	56
Figura 5.5: Representação do hietograma de projeto de 10 anos de tempo de retorno	57
Figura 5.6: Representação do hietograma de projeto de 20 anos de tempo de retorno	57
Figura 5.7: Talvegue selecionado para o método racional	58
Figura 5.8: Representação do pavimento permeável no modelo SWMM (Fonte: Rossman e Huber, 2016)	61
Figura 5.9: Localização dos pavimentos permeáveis	62
Figura 5.10: Representação da Vala de infiltração (Fonte: Adaptado de Yazaki et al,2018)	64
Figura 5.11: Localização das valas de infiltração	64
Figura 5.12: Localização das bacias de detenção	67
Figura 5.13: Hidrograma de armazenamento do sistema	69
Figura 5.14: Hidrograma de vazão de pico dos emissários	69
Figura 5.15: Perfil de um dos trechos da rede	72
Figura 5.16: Comparação das vazões máximas do sistema – TR 2 anos	73
Figura 5.17: Comparação das vazões máximas do sistema – TR 10 anos	73
Figura 5.18: Comparação das vazões máximas de saída – TR 2 anos	74
Figura 5.19: Comparação das vazões máximas de saída – TR 10 anos	75

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 3.1	07
Equação 3.2	09
Equação 3.3	09
Equação 3.4	09
Equação 3.5	09
Equação 4.1	40
Equação 4.2	42
Equação 4.3	42
Equação 4.4	43
Equação 4.5	43
Equação 4.6	47
Equação 4.7	47
Equação 4.8	48
Equação 4.9	49
Equação 4.10	49

LISTA DE ABREVIACÕES E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ADASA	Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento do Distrito Federal
ARIE	Área de Relevante Interesse Ecológico
CCST	Centro de Ciência do Sistema Terrestre
CHI	Computational Hydraulics Internacional
CN	Curve Number
CODEPLAN	Companhia de Planejamento do Distrito Federal
DF	Distrito Federal
EMBRAPA	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
EPA	Environmental Protection Agency
EPCT	Estrada Parque Contorno
EPNB	Estrada Parque Núcleo Bandeirante
ETE	Estação de Tratamento de EsgotoG
GDF	Governo do Distrito Federal
GIS	Geographic Information System
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
I-D-F	Intensidade-Duração-Frequência
IPTU	Imposto sobre a Propriedade Predial e Territorial Urbana
LID	Low Impact Development
MDT	Modelo Digital de Terreno
NOVACAP	Companhia Urbanizadora da Nova Capital
NRCS	National Resources Conservations Service
PDAD	Pesquisa Distrital por Amostra de Domicílios
PDDU	Plano Diretor de Drenagem Urbana

PDOT	Plano Diretor de Ordenamento Territorial
PV	Poço de Visita
QGIS	Quantum GIS
RA	Região Administrativa
SCS	Soil Conservation Service
SEGETH	Secretaria de Estado de Gestão do Território e Habitação
SuDS	Sustainable Urban Drainage Systems
SWMM	Storm Water Management Model
TR	Tempo de Retorno
USGS	United States Geological Survey

RESUMO

O desenvolvimento urbano há anos vem modificando o meio onde vivemos, com o aumento de novas edificações, criações de novas quadras, novos condomínios, entre outras estruturas urbanas que acarretam a impermeabilização do solo, o que por sua vez, promove maiores volumes escoados e, conseqüentemente, maiores vazões de pico. Frequentemente, a capacidade e a funcionalidade do sistema são avaliadas usando uma abordagem simples, como parâmetros de vazão de saída e volume do escoamento superficial, que podem ser úteis para medir mudanças ao longo do tempo, como impactos pós-desenvolvimento. Os sistemas de drenagem sustentáveis ou também chamados de SuDS – Sustainable Drainage Systems transmitem a ideia de desenvolvimento de baixo impacto ou Low Impact Development (LID), de controle local do fluxo e de infiltração do excedente que iria para um corpo receptor, ou seja, armazenando por mais tempo o fluxo de chuva. A partir disso, este projeto usou da modelagem SWMM (*Storm Water Management Model*) na interface computacional PCSWMM a fim de analisar os efeitos da urbanização sobre o escoamento superficial da região que abrange as quadras residenciais QSD 01 a 23, parte do Parque Ecológico Saburo Onoyama e parte do Pistão Sul em Taguatinga-Sul, Região Administrativa do Distrito Federal, que sempre alaga e propõe alternativas para amortecimento das vazões com cenários em que tivesse a influência de LIDs. Foram analisadas as vazões de saída, que pudessem se enquadradas na legislação vigente, a Resolução 09/11 da ADASA, o volume do escoamento superficial a fim de que pudesse ver a eficiência do sistema em incorporar o fluxo total e o número de estruturas da rede que estão sobrecarregando ou inundando, para que se obtivesse a eficiência do sistema em diminuir os fluxos que causam inundações. Os cinco cenários propostos não obtiveram total êxito na atenuação do escoamento superficial, como por exemplo, o Cenário I teve a maior redução do número de estruturas sobrecarregadas e inundadas, que foi de mais de 40 %, entretanto a partir deles foi possível estipular um sexto cenário que trouxesse a alternativa estrutural de aumentar os condutos e usar todos os dispositivos de infiltração para que pudesse obter o resultado esperado. E na questão relacionada à vazão de saída, com exceção do cenário que é aumentado os diâmetros dos condutos, todos atenderam à Resolução 09/11 da ADASA que estipula a vazão máxima específica de 24,4 L/s.ha (Vinte e quatro litros por segundo por hectare).

PALAVRAS CHAVES: Drenagem Sustentável, Impermeabilização do solo, SWMM, LID.

1. INTRODUÇÃO

A busca por uma vida melhor trouxe a população do campo para os aglomerados urbanos há décadas. Segundo dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), na década de 60 a população rural já havia sido superada pela população urbana. Além disso, segundo a Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA), mais de 80% da população brasileira habita apenas 0,63% do território nacional, ou seja, grande parte da população nacional se aglomerou em pouca extensão territorial. Isso é devido às maiores probabilidades de emprego e de bons salários que, supostamente, os grandes centros urbanos estão propostos a oferecer. Porém o processo de habitação em pouco espaço vem impermeabilizando cada vez mais o solo e tem causado alterações nos regimes hidrológicos. A urbanização acelerada aliada à ocupação desordenada, faz com que cresça as áreas com impermeabilização do solo e, com isso, causando grandes enchentes, pois boa parte das chuvas se converte em escoamento superficial e, por falta de pontos de infiltração, o volume geral escoar sobre a superfície. Além das cheias em si, há também o problema da qualidade das águas dos corpos hídricos, que vêm piorando cada vez mais, devido ao carreamento de contaminantes no solo e a falta de tratamento.

O processo natural ocorre quando a chuva cai numa paisagem inalterada, podendo acontecer os processos de infiltração no solo, evaporação pelas superfícies dos corpos hídricos e depressões, evapotranspiração pela vegetação e escoamento até os corpos hídricos sobre e sob a superfície. Nas áreas urbanas, o solo é menos permeável devido à preferência por obras que usam concreto e asfalto, que preenchem os poros com material finos, transformando-os em uma camada com coeficiente de permeabilidade baixíssimo. Consequentemente, dependendo da altura precipitada no tempo, o acúmulo se transforma em enchente causando inundações, lixiviação do solo, problemas de erosões e vários outros problemas. Outro fator afetado é a disponibilidade de água, tanto quantitativamente e qualitativamente, visto que há diminuição na recarga de aquíferos pela ausência de infiltração. Portanto, a água para uso humano está cada vez mais escassa e de mais difícil tratamento, sendo necessário ter que ir cada vez mais longe para buscar água.

A ocupação faz com que haja necessidade de gerir adequadamente as águas urbanas. E o modo de gestão mais usado para essa necessidade se baseia na visão tradicionalista, na qual soluções para as inundações são as construções de redes de drenagem ou o aumento das redes já existentes. Essa visão tem como objetivo principal escoar o mais rápido possível as vazões geradas no perímetro urbano para um corpo receptor. Obras como pavimentação

asfáltica, calçadas concretadas, construções de edifícios e casas e quintais impermeabilizados contribuem para a geração de enchentes, demandando maior capacidade das redes existentes. A realização dessas obras necessita de espaços e, conseqüentemente, ocorre a supressão vegetal da região. A troca da cobertura vegetal faz com que o deflúvio não seja desacelerado, diminuindo assim a infiltração e a recarga dos aquíferos. Altera-se também o microclima e o regime hídrico regional.

As projeções das mudanças climáticas feitas pelo Centro de Ciência do Sistema Terrestre (CCST) mostram que é provável que chuvas fortes e inundações se tornem mais frequentes. Continuar oferecendo aumentos na estrutura da rede de drenagem convencional para lidar com esses problemas crescentes é desinteressante. Com isso, os projetistas vêm procurando alternativas sustentáveis, que são medidas compensatórias que têm como objetivo as temáticas ambiental, social e sanitária. Dependendo da consolidação urbana da região, o custo da obra seria muito alto e iria trazer transtornos no dia-a-dia da população, como congestionamentos, poluição sonora e do ar.

Portanto, o estudo feito em uma região de Taguatinga-sul, região administrativa do Distrito Federal, é um caso no qual as soluções convencionais não estão mais atendendo ao volume do escoamento superficial e acompanhando o crescimento populacional. Então esse estudo, por meio de modelagem e revisão bibliográfica, aplica algumas alternativas sustentáveis, que trabalhando conjuntamente com a drenagem já existente, poderiam atenuar os picos de cheias dessa região.

2. OBJETIVO GERAL

O objetivo deste trabalho é avaliar o sistema de drenagem convencional da região que compreende o setor habitacional QSD 01 a 23, parte do Parque Ecológico Saburo Onoyama e parte do Pistão-Sul, Taguatinga-Sul, Região Administrativa do Distrito Federal e indicar alternativas sustentáveis que poderiam ser empregadas localmente para controle de cheias.

2.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Verificar a capacidade hidráulica da rede de drenagem existente;
- Simular múltiplos cenários dentro da modelagem SWMM e propor mudanças na microdrenagem com implantação de dispositivos compensatórios;

3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

O capítulo traz a fundamentação teórica que será utilizada neste projeto com vistas aos pontos essenciais em um estudo de drenagem urbana convencional ao mesmo tempo que serão abordadas soluções sustentáveis, já são usadas em várias partes do mundo.

3.1 CONSEQUÊNCIA DA URBANIZAÇÃO NO CICLO HIDROLÓGICO

A urbanização traz consigo diversas consequências, uma delas é a alteração do regime hídrico devido à impermeabilização e a alteração do microclima. Por isso, antes mesmo de urbanizar uma região é preciso fazer um estudo hidrológico e identificar quais serão essas mudanças e quais são as possíveis mitigações.

Segundo Tucci (2015), o Brasil apresentou, ao longo das últimas décadas, um crescimento significativo da população urbana de 80%, criando-se as chamadas regiões metropolitanas. Essas regiões crescem, normalmente, periféricamente e sem estrutura, o que é um problema enorme para futuros projetos de engenharia que tentam adequar o sistema de drenagem ao pouco espaço disponível.

Os casos de crescimento desordenado são mais comuns em municípios nos quais há crescimento industrial, devido à disponibilidade de vagas de trabalho. No caso do DF, segundo o levantamento do IBGE (2018), o crescimento foi um dos maiores entre os anos de 2012 a 2017 no Brasil, sendo estimado um aumento de 11,4% nesse período. E o crescimento anual é um dos maiores, ficando atrás apenas de São Paulo e Rio de Janeiro. O Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) disponibilizou os dados de estimativa populacional do Distrito Federal que mostra que em 2013 havia 2.789.761 habitantes e em ritmo de crescimento. Para 2030 o DF contará com mais de 3.777.409 habitantes (CODEPLAN, 2013), um crescimento de aproximadamente de 35% da população em 17 anos.

Esse processo de crescimento em pouco tempo causa mudanças do ciclo hidrológico, como redução da infiltração no solo, aumento das vazões máximas de escoamento superficial e de sua frequência, caracterizadas pelos picos de cheias (Figura 3.1), diminuição do nível freático, redução da evapotranspiração, entre outros (Miguez, 2015).

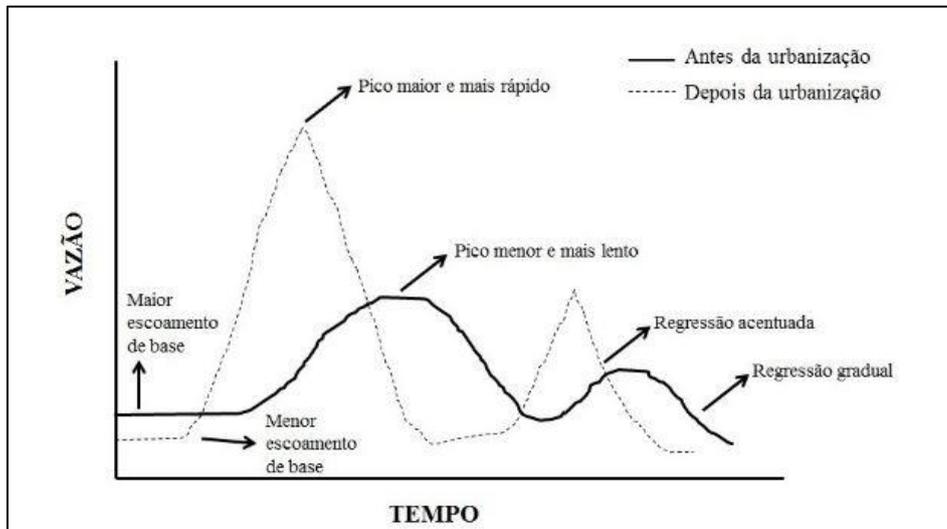


Figura 3.1: Hidrograma de bacia rural e depois urbanizada

(Fonte: adaptado de Schueler, 1987)

O Plano Diretor de Drenagem Urbana (PDDU) é um norteador do gerenciamento e manejo das águas urbanas. No próprio plano é possível visualizar que a urbanização não planejada altera o sistema hídrico de uma cidade, cria ambientes de incerteza e a sociedade fica susceptível aos riscos de alagamentos e inundações em épocas de chuvas.

Segundo Tucci (2005) os principais problemas relacionados com infraestrutura e a urbanização nos países em desenvolvimento, com destaque para a América Latina são:

- Grande concentração populacional em pequenas áreas (aumento das cidades sem planejamento);
- Falta de gestão, serviços públicos e infraestruturas básicas de qualidade para comunidades com renda baixa (falta de segurança, sistema de transporte, de abastecimento (água) e de saneamento (coleta de resíduos sólidos urbanos e esgoto);
- O meio ambiente desequilibrado (ar poluído, solo contaminado com substâncias de fabricação antrópicas e água poluída com diversos contaminantes patogênicos e poluentes emergentes).

3.2 USO DO SOLO E IMPERMEABILIZAÇÃO

A impermeabilização ocorre por estruturas como telhados, ruas, calçadas e pátios, por exemplo. A parcela que escoava vagarosamente pela superfície do solo e ficava retida nas plantas, agora escoava com maior velocidade em canais artificiais, exigindo maior capacidade dos mesmos (Tucci *et al.*, 2015). Com alteração na impermeabilização do solo, o volume excedente também muda, conforme a Figura 3.2.

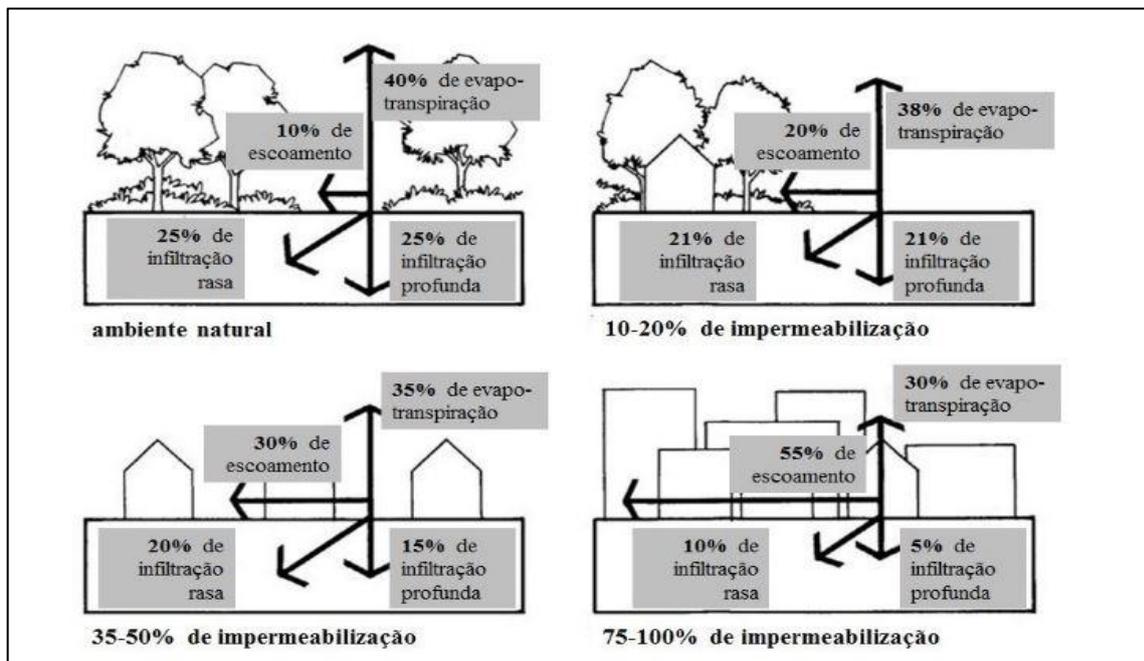


Figura 3.2: Influência da diminuição da permeabilidade do solo no escoamento superficial da água

(Fonte: adaptado de Livingston; McCarron, 1989)

Quando acontece a precipitação a água sempre procura um caminho mais fácil. Da parcela restante à evapotranspiração, parte vai para o escoamento superficial e parte vai para infiltração no solo, dependendo do grau de impermeabilização do solo. A parte infiltrada percola basicamente por dois mecanismos: advecção e dispersão e a capacidade de infiltração varia diretamente com a porosidade, o tamanho das partículas e o estado de fissura das rochas.

3.3 PARÂMETROS HIDROLÓGICOS

O estudo hidrológico é uma das etapas iniciais de qualquer obra de drenagem urbana, visto a sua importância para o dimensionamento da rede. Este capítulo trará os principais parâmetros e sua importância para o estudo.

3.3.1 Chuva Efetiva

A parcela da chuva que gera o escoamento superficial é denominada chuva efetiva, de modo geral, é precipitação acumulada total menos o que foi infiltrado e o que foi evaporado. Pode ser representada graficamente por um hidrograma unitário triangular, definido pela vazão de pico (Q_p), pelo tempo de pico (T_p), de concentração (T_c), de retardo (T_L) e de base (T_b), conforme a Figura 3.3 (ASCE, 1996).

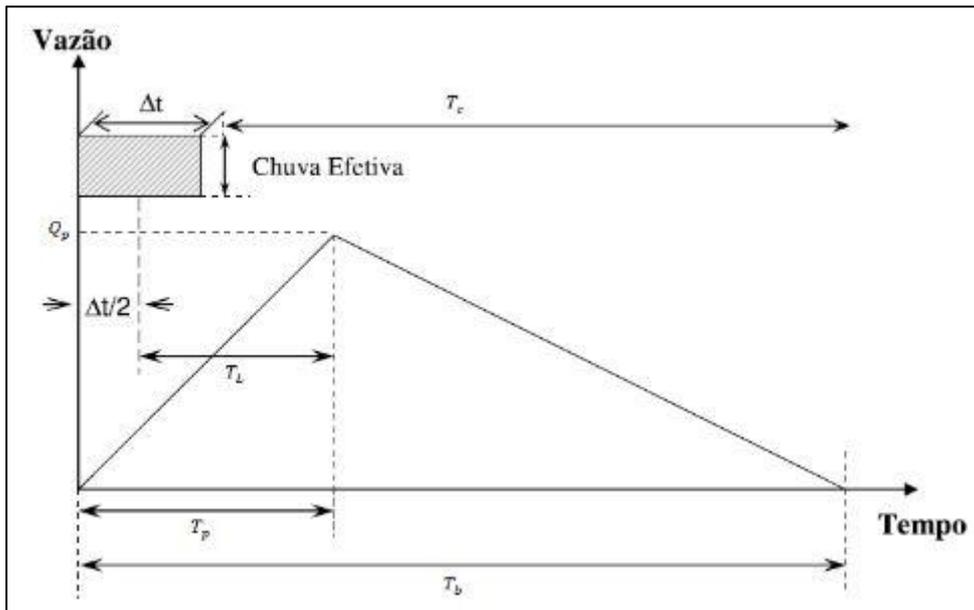


Figura 3.3: Hidrograma triangular

(Fonte: ASCE, 1996)

Além da representação gráfica é possível isolar o volume da chuva efetiva descontando as perdas na precipitação total acumulada. O volume de chuva efetiva (V_{ce}) é o mesmo do volume de escoamento superficial (V_{es}). A partir da altura total precipitada (P) é retirada a altura correspondente à evaporação e à parcela infiltrada, que são chamadas de abstrações iniciais (AI) e o que sobra é chamado de chuva efetiva (h_{ef}) que ao se multiplicar pela área da drenagem (A_d), tem o volume do escoamento superficial, conforme a Equação 3.1 (Tucci *et al.*, 2015).

$$h_{ef} = P - AI \quad (1)$$

$$V_{es} = V_{ce} = A_d * h_{ef} \quad (2)$$

Substituindo (1) em (2) $V_{es} = V_{ce} = A_d * (P - AI) \quad (3)$

Equação 3.1

Sendo: h_{ef} = Altura de chuva efetiva [mm];

P = Altura da precipitação total acumulada [mm];

AI = Abstração inicial [mm];

V_{es} = Volume de escoamento superficial [mm³];

V_{ce} = Volume de chuva efetiva [mm³];

A_d = Área de drenagem [km²];

Esse processo de separação da chuva efetiva da chuva total é importante para o dimensionamento de estruturas de drenagem, pelo fato de o diâmetro da rede ter que levar

em conta a vazão que passa por aquele ponto, as perdas hidráulicas distribuídas e localizadas e o fator de segurança para tormentas extraordinárias.

3.3.2 Tempo de Concentração (t_c)

O tempo de concentração (t_c) de uma bacia é essencial na estimativa de vazões máximas, pode ser descrito como o tempo necessário que uma gota de chuva qualquer percorra superficialmente do ponto mais distante da bacia até o exutório (Mc Cuen *et al.*, 1984).

A obtenção dessa informação é importante para projetistas de obras de drenagem, pois a partir dela é possível saber quando toda a bacia estará contribuindo para certo ponto. Existem diversas fórmulas empíricas para determinar seu valor, tais como: método de NRCS – usado para o cálculo do SCS - a fórmula de Kirpich – inicialmente criado para bacias rurais mas que atualmente foi adaptado para bacias urbanas -, entre outras formulações, entretanto é muito difícil chegar a um valor bem próximo do real, por conta da peculiaridade de cada região, sendo diferente para cada projeto.

3.4 MODELO CHUVA X VAZÃO

A modelagem, em diversos contextos, simula sistemas reais e naturais com intuito de prever o comportamento de fenômenos naturais ou antrópicos. Para executar uma modelagem hidrológica é preciso de dados fluviométricos, porém no Brasil há a insuficiência de dados em diversas regiões. A dificuldade da coleta desses dados é devida ao grande número de parâmetros, alguns deles são: o tipo de solo e a ocupação das bacias de drenagem, porém existem outros processos indiretos que possibilitam a determinação de hidrograma de projeto (Canholi, 2005).

Os modelos hidrológicos apresentam a funcionalidade de simular o comportamento de uma bacia hidrográfica, auxiliando em prognósticos mais precisos para a gestão hídrica. O modelo necessita de dados de entrada e contorno que possibilitam cenários alternativos com ou sem urbanização (Tucci, 1993).

3.4.1 modelo Soil Conservation Service (SCS)

O método de Curva Número do Serviço de Conservação do Solo (SCS-CN) foi desenvolvido pelo Serviço de Conservação do Solo, Departamento de Agricultura dos EUA. O método SCS é o resultado de exaustivas investigações de campo realizadas sendo bastante aplicado em todo o mundo, com resultados significativos para bacias entre 2 km² a 5.000 km² (Mishra e Vijay, 2003).

O SCS é um dos métodos mais populares para calcular o volume de escoamento superficial para um dado evento de chuva de pequenas bacias agrícolas, florestais e urbanas. É simples, fácil de entender e aplicar, e estável para bacias hidrográficas. A principal razão para sua ampla aplicabilidade é o fato do parâmetro ser extensamente tabulado, abrangendo os mais diversos usos e ocupação do solo da bacia, o que facilita a estimativa e podem ser construídas relações com áreas impermeáveis (Tucci, 2005).

No método, o escoamento é calculado com base na precipitação, no armazenamento de bacias e na perda inicial. Quando a precipitação (P) é maior que a abstração inicial (AI), o volume do escoamento superficial (V_{esc}) é dado pela Equação 3.2 (Cahill, 2012).

$$V_{esc} = \frac{(P - AI)^2}{(P - AI) + S}$$

Equação 3.2

Sendo: V_{es} = Volume de escoamento superficial [mm^3];

P = Altura da precipitação total acumulada [mm];

AI = Abstração inicial [mm];

S = retenção máxima potencial antes do escoamento começar [mm];

As abstrações iniciais podem variar muito de solo para solo, porém, empiricamente, o modelo estima pela Equação 3.3, o valor aproximado:

$$AI = 0,2 * S$$

Equação 3.3

O parâmetro S é uma função do tipo e uso do solo da bacia hidrográfica que calcula o quanto que a superfície consegue reter o escoamento, obtido pelo número de curva de escoamento ou *runoff curve number* (CN) (Equação 3.4):

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

Equação 3.4

O modelo trabalha a partir do tipo e da ocupação do solo, para isso são separados quatro (4) grandes grupos de solo, conforme é mostrado na Tabela 3.1.

Tabela 3.1: Tipos de solo e ocupação que o SCS trabalha

(Fonte: Tucci *et al.*,2015)

Grupo	Característica
A	Solos arenosos com baixo teor de argila total, inferior a 8%, não havendo rocha nem camadas argilosas, e nem mesmo densificadas até a profundidade de 1,5 m. O teor de húmus é muito baixo, não atingindo 1%
B	Solos arenosos menos profundos que os do Grupo A e com menor teor de argila total, porém ainda inferior a 15%. No caso de terras roxas, esse limite pode subir a 20% graças à maior porosidade. Os dois teores de húmus podem subir, respectivamente, a 1,2 e 1,5%. Não pode haver pedras e nem camadas argilosas até 1,5 m, mas é, quase sempre, presente camada mais densificada que a camada superficial
C	Solos barrentos com teor total de argila de 20 a 30%, mas sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até profundidade de 1,2 m. No caso de terras roxas, esses dois limites máximos podem ser de 40% e 1,5 m. Nota-se a cerca de 60 cm de profundidade, camada mais densificada que no grupo B, mas ainda longe das condições de impermeabilidade
D	Solos argilosos (30 a 40% de argila total) e ainda com camada densificada a uns 50 cm de profundidade. Ou solos arenosos como B, mas com camada argilosa quase impermeável, ou horizonte de seixos rolados

3.4.2 Curva Número

O Curva Número (CN) é o parâmetro usado pelo método SCS para saber o quanto que uma determinada bacia gera de escoamento. A escala CN varia de 0 a 100, sendo zero a representação de uma bacia sem impeditivo algum para o fluxo escoar e 100 o valor correspondente a uma bacia totalmente impermeável (Nunes *et al.*, 2011). Para cada grupo de solo existe um valor do parâmetro CN que varia conforme as características das bacias, tais como: tipo de solo, tipo de cobertura vegetal, uso da terra, condição hidrológica, condição de umidade antecedente do solo e clima da microbacia, conforme mostrado na Tabela 3.2 (Mishra e Vijay, 2003):

Tabela 3.2: Valores de CN para bacias urbanas e suburbanas

(Fonte: Tucci, 1993)

Utilização ou cobertura do solo		Grupo de solos			
		A	B	C	D
Zonas cultivadas: sem conservação do solo		72	81	88	91
com conservação do solo		62	71	78	81
Pastagens ou terrenos em más condições		68	79	86	89
Baldios em boas condições		39	61	74	80
Prado em boas condições		30	58	71	78
Bosques ou zonas com cobertura ruim		45	66	77	83
Floresta: cobertura boa		25	55	70	77
Espaços abertos, relvados, parques, campos de golfe, cemitérios, boas condições					
Com relva em mais de 75% da área		39	61	74	80
Com relva de 50% a 75% da área		49	69	79	84
Zonas comerciais e de escritórios		89	92	94	95
Zonas industriais		81	88	91	93
Zonas residenciais					
Lotes de (m²)	% média impermeável				
< 500	65	77	85	90	92
1000	38	61	75	83	87
1300	30	57	72	81	86
2000	25	54	70	80	85
4000	20	51	68	79	84
Parques de estacionamento, telhados, viadutos, entre outros.		98	98	98	98
Arruamentos e estradas					
Asfaltadas e com drenagem de águas pluviais		98	98	98	98
Paralelepípedos		76	85	89	91
Terra		72	82	87	89

3.5 MÉTODO RACIONAL

O método racional é outro modelo para o cálculo da vazão máxima de saída. A despeito de sua aplicabilidade, envolve diversas simplificações, como por exemplo, a trajetória do deflúvio. Esse método faz as seguintes suposições: toda bacia contribui com o escoamento superficial, portanto a duração da chuva deve ser igual ao tempo de concentração da bacia; a chuva é distribuída uniformemente sobre toda a área da bacia; e todas as perdas são associadas ao coeficiente de escoamento superficial, por isso em alguns casos os valores de pico são superestimados (Ballard *et al*, 2016). Esses valores não são tão interessantes para obras de engenharia quando se busca o equilíbrio entre custo-benefício, embora seja um dos

métodos mais usados no Brasil para cálculos de drenagem. Para bacias de pequeno porte, a distribuição temporal da chuva não se altera muito ao longo do espaço, o método pode ser satisfatório, porém para bacias maiores é preferível o uso de outros métodos ou modelagens.

3.5.1 Coeficiente de Escoamento Superficial (C) (*runoff*)

O sistema de drenagem de uma bacia é constituído pelo seu curso principal e seus tributários. Para avaliar o quanto que é drenado por uma bacia é usado o coeficiente de escoamento superficial direto (C) ou taxa de *runoff*, que implica na quantidade de água escoada por determinada chuva. Uma bacia que possui essa taxa elevada é uma bacia que tem pouca infiltração por causa da impermeabilização do solo e pelas características físicas da própria bacia. O método do SCS calcula o coeficiente C a partir das características físicas e umidade antecedente, dos diferentes tipos de solos encontrados em uma bacia hidrográfica (Nunes *et al.*, 2011).

3.6 MANEJO DAS ÁGUAS PLUVIAIS

O manejo das águas pluviais é atrelado a uma série de ações do Poder Público e da própria sociedade a respeito do que fazer com a água que é precipitada sobre a cidade e ao redor dela. Segundo Righetto (2009) existem duas etapas para o manejo: a primeira se baseia no levantamento e conhecimento do estado atual de uma sub-bacia hidrográfica urbana. Sabendo qual era o sistema natural de drenagem da área antes da urbanização e como as edificações e pavimentações foram executadas e que cuidados foram tomados a respeito da geração de deflúvios superficiais. A outra etapa é o diagnóstico da infraestrutura de drenagem existente, do espaço construído e planejado, de diretrizes pelo Poder Público e da eficácia quanto ao cumprimento das leis e normas associadas à ocupação do solo e aos impactos ambientais.

No Brasil, a Lei Federal nº 11.445/2007 estabeleceu as diretrizes nacionais para o saneamento básico e entende-se que o manejo das águas pluviais urbanas corresponde ao conjunto de atividades, infraestruturas e instalações operacionais de drenagem urbana de águas pluviais, do transporte, detenção ou retenção para o amortecimento de vazões de cheias, do tratamento e disposição final das águas pluviais drenadas associadas às ações de planejamento e de gestão da ocupação do espaço territorial urbano. Além disso estabelece a obrigação da administração pública com a limpeza e fiscalização preventiva das redes de drenagem.

Além da lei Federal, o Distrito Federal estabelece a Resolução nº 09/2011 da ADASA, que indica os procedimentos gerais para requerimento e obtenção de outorga de lançamento de águas pluviais em corpos hídricos de domínio do Distrito federal e naqueles delegados pela União e Estados. Essa norma serve para qualquer lançamento pluvial diretamente em corpos hídricos e que tenha sua vazão proveniente de empreendimento que altere as condições naturais de permeabilidade do solo. Essa resolução obriga o lançador manter a qualidade e quantidade da água do corpo hídrico receptor por intermédio de reservatórios de qualidade e quantidade.

3.6.1 Controle das inundações urbanas

A cada ano é perceptível o aumento da ocorrência de eventos de inundações e alagamento em meio urbano, devido à falta de controle do uso e ocupação do solo aliada a grandes tormentas cada vez mais recorrentes. O controle de inundações é essencial para contrabalancear esse fato. O controle é baseado em medidas corretivas e/ou preventivas para amortecer a velocidade dos deflúvios, medidas essas que podem ser separadas em estruturais (obras de engenharia) e não estruturais (campanhas, planejamento, dispositivos legais) (Canholi, 2015). Com a criação do estatuto das cidades pela lei nº 10.257/01 foi possível implantar nos planos diretores das cidades a obrigatoriedade pela minimização da geração de escoamento superficial (Nucase, 2007).

Há diferentes visões em relação de como controlar e solucionar os problemas que as águas pluviais causam (Tabela 3.3).

Tabela 3.3: Tipos de visões sobre controle de inundações

(Fonte: PDDU/DF, 2009)

Visão tradicional	Visão sustentável
Drenagem e afastamento dos esgotos	Manejo sustentável de águas urbanas
Visão higienista	Visão ambiental
Afastar a água	Conviver com a água
Rio = Conduto	Rio = Ambiente de lazer, contemplação, desenvolvimento de ecossistemas, manancial
Solução: Canalizar	Solução: Reter, armazenar, retardar, infiltrar, tratar, revitalizar, renaturalizar

Gestão isolada	Gestão integrada (esgoto, lixo, abastecimento, ocupação territorial, meio ambiente)
Investimento limitados pelo orçamento	Taxa de drenagem e de lixo

3.6.2 Macrodrenagem x Microdrenagem

A macrodrenagem destina-se ao deslocamento final das águas captadas pela drenagem primária, conduzindo as parcelas de escoamento provenientes dos lotes e das ruas por canais naturais ou construídos. A manutenção do sistema de macrodrenagem (canais e cursos d'água naturais) é importante para que as águas urbanas não se acumulem a montante e provoquem inundações. A periodicidade da manutenção atenua problemas como erosão, assoreamento e de inundações ao longo do talvegue (Righetto, 2009).

A atual gestão na macrodrenagem tem causado prejuízos para a população. Existem dois tipos de erros mais comuns nessa abordagem: O princípio dos projetos de drenagem, no qual uma obra de drenagem ideal tem que escoar o mais rápido possível as águas urbanas de seu local de origem; e a avaliação e controle por trechos, que diz que para solucionar um problema de volume excedente a jusante é necessária apenas a construção de mais canais artificiais. Dessa forma, são construídas mais canalizações e o problema se estabiliza por um tempo. Depois de mais ocupação do solo, mais áreas são impermeabilizadas e mais canais são feitos. Esse processo permanece até a indisponibilidade de espaços livres na bacia. Quando não existirem mais espaços laterais para ampliar os canais as soluções serão buscar novas alternativas sustentáveis ou aprofundar mais os canais, com custos altíssimos (Tucci, 2005).

Já a microdrenagem urbana é definida pelo sistema de condutos pluviais em nível de loteamento ou de rede primária urbana, ou seja, residenciais e avenidas. Normalmente, o Plano Diretor de Ordenamento Territorial (PDOT) e o loteador definem a ocupação daquela região, logo o dimensionamento já tem uma base feita (Tucci *et al.*, 2015).

Segundo Porto Alegre (2005), o dimensionamento de uma rede pluvial é baseado nas seguintes etapas: Subdivisão da área e traçado; determinação das vazões que afluem à rede de condutos; dimensionamento da rede de condutos; e dimensionamento das medidas de controle.

O tempo de retorno de uma obra de microdrenagem é uma variável que leva em conta a densificação e o grau de “perdas de bens materiais” da região ou algo de importância. Sendo

considerado para áreas residenciais com urbanização leve, o tempo de retorno é de 2 anos. E para áreas comerciais, que tem grande chance de perdas, o tempo de retorno é de 10 anos (Tucci *et al.*, 2015).

3.6.3 Sistema de drenagem clássico

O sistema clássico trabalha em cima de deslocar o mais rápido possível as águas urbanas para um corpo receptor mais próximo. É subdividido em microdrenagem e macrodrenagem. As estruturas que compõe o primeiro, como por exemplo: meios-fios, sarjetas, bocas-de-lobo, tubulações de ligação, galerias e poços de visita, conforme a Figura 3.4. O outro sistema conta com conjunto de canais, ou seja, tanto a rede natural já existente na região antes da urbanização quanto canais construídos conforme a necessidade humana (Nucase, 2007).



Figura 3.4: Sistema clássico de microdrenagem

(Fonte: Baptista *et al.*, 2005)

Existem duas modalidades de medidas, as estruturais e as não estruturais. As medidas estruturais são obras civis classificadas em intensivas e extensivas. As classificações se dão pelo seu objetivo empregado, conforme a Tabela 3.4 (Canholi, 2015).

Tabela 3.4: Exemplos de medidas estruturais como medida de controle para o controle de cheias

(Fonte: Canholi, 2015)

Tipo	Objetivo	Obra
Intensiva (Obras na bacia)	Aceleração do escoamento	Canalização e obras correlatas;
	Retardamento do fluxo	Bacias de Retenção e Detenção; Restauração de calhas naturais; Diques e polders;

	Desvio de escoamento	Túneis de derivação e canais de desvio;
Extensivas (Obras no rio)	Armazenamento	Captação de água da chuva; Pisos permeáveis; Reuso de água servidas;
	Controle de erosões	Recomposição da cobertura vegetal ao longo da bacia de drenagem; Contenção de encosta;

Já as medidas não estruturais são relacionadas às ações indiretas, como regulamentação do uso e ocupação do solo (zoneamento); educação ambiental voltada a problemática da poluição em sistemas de drenagem; seguro para estragos causados pelas enchentes; e sistema de aviso e previsões de enchentes (Canholi, 2015).

Para implantar um sistema de drenagem é preciso saber o impacto da microdrenagem sobre a macrodrenagem, logo tem que passar por etapas de planejamento que irão dizer a viabilidade do empreendimento. A Figura 3.5 mostra o fluxograma de um planejamento convencional. Após a escolha da alternativa é simulada (Figura 3.6) a capacidade do sistema escolhido. Com base nessas duas etapas são arquitetadas as obras convencionais de drenagem urbana (PORTO ALEGRE/PDDU, 2005).



Figura 3.5: Fluxograma de planejamento de sistema de drenagem
(Fonte: PORTO ALEGRE/PDDU, 2005)

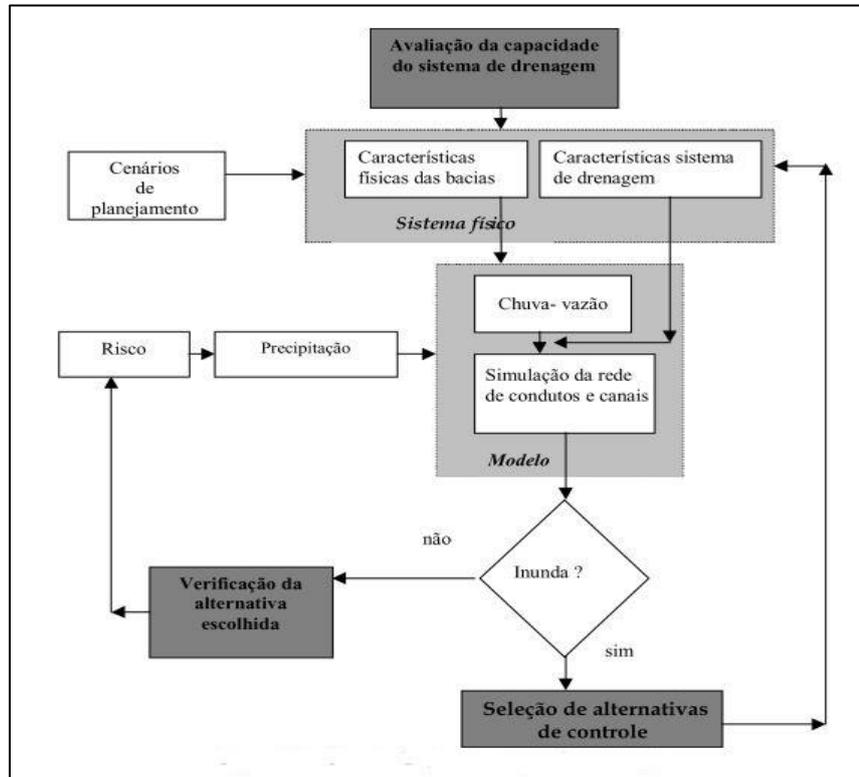


Figura 3.6: Caracterização das etapas de simulação
(Fonte: PORTO ALEGRE/PDDU, 2005)

3.6.4 Sistema separador

O sistema separador é muito adotado em países que o consumo de água por habitante é alto, pois o afluente a ser tratado por uma estação de tratamento de esgoto (ETE) é maior e demanda mais gastos com tecnologia e unidades de tratamento. Esse sistema consiste em separar a rede de coleta de esgoto da rede de drenagem, dois sistemas totalmente independentes (Figura 3.7) (Tucci, 2005).

Segundo Tucci (2005) as vantagens de se usar o sistema separador consistem em:

- O manejo adequado e controlado das águas pluviais, sendo possível jogar diretamente o fluxo no corpo hídrico;
- Evitam-se volumes além da capacidade das Estações de Tratamento.

E as desvantagens são as seguintes:

- Maior custo na construção do sistema;
- Grande quantidade de ligações de esgoto sanitário na rede pluvial e vice-versa, o que inviabiliza a rede como separadora, com a soma das desvantagens dos dois tipos de rede.

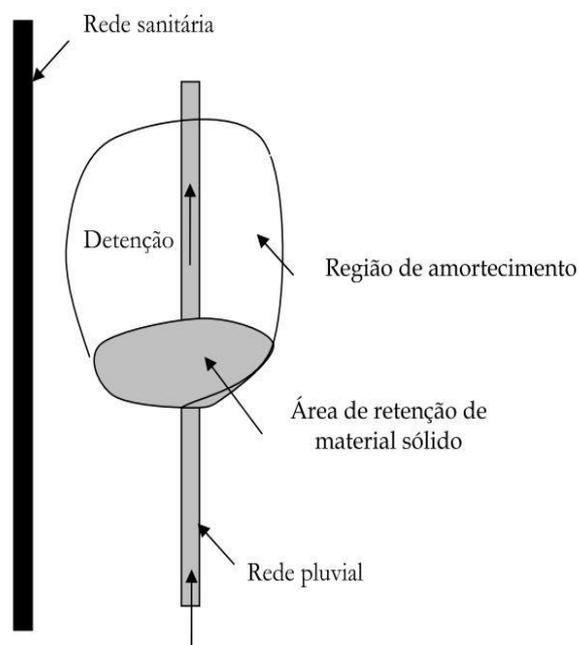


Figura 3.7: Sistema separador

(Fonte: Tucci, 2005)

3.7 DRENAGEM SUSTENTÁVEL

O processo de urbanização traz consigo a problemática de planejar e administrar novos sistemas de águas pluviais com o pouco de espaço que se dispõe. Mesmo com sistema defasados e ineficiente, no cenário atual, é quase impossível se desfazer dele por completo. Entretanto, é possível combinar esse sistema clássico com sistemas alternativos que dispõem de uma pegada ambiental. Portanto, o planejamento urbano tem de olhar mais para dispositivos alternativos que possam trabalhar em consonância com a técnica clássica (Benini, 2015).

As técnicas sustentáveis visam a proteção do curso d'água e a valorização das águas como elementos integrantes da paisagem urbana, técnicas essas que aproximam mais o ser humano da biodiversidade. A ideia é neutralizar ou apenas minimizar impactos antrópicos no ciclo hidrológico propiciando qualidade de vida e preservação ambiental, a Figura 3.8 mostra funções que técnicas sustentáveis podem exercer.

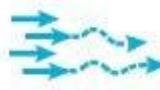
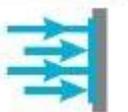
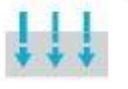
	Purificação	O escoamento da água da chuva pode ser purificado através de um ou de uma combinação dos seguintes: <ul style="list-style-type: none">• Sedimentação• Filtração• Absorção biológica
	Detenção	Para diminuir o fluxo de escoamento de águas pluviais para aliviar o estresse no sistema de gerenciamento de águas pluviais a jusante. O escoamento pode ser amortecido por uma variedade de métodos, como drenar a vegetação, aumentar a rugosidade de uma área ou diminuir o gradiente da superfície de escoamento e armazená-la temporariamente (por algumas horas) em uma instalação no local.
	Retenção	O objetivo é aliviar o estresse no sistema de gerenciamento de águas pluviais a jusante. A água é retida por um longo período de tempo (em uma cisterna, bacia ou lagoa), seja para uso posterior ou até que esteja pronta para ser liberada para a drenagem superficial ou corpos de água.
	Transporte	Transporte refere-se à medida pela qual o escoamento superficial é transportado e direcionado do ponto de precipitação inicial para a sua descarga final. Isso é necessário para o controle de enchentes
	Infiltração	A infiltração é o processo pelo qual a água se infiltra no solo para recarregar as águas subterrâneas e os aquíferos e tem o benefício adicional de purificação.

Figura 3.8: Principais Funções Exercidas pelas técnicas de drenagem sustentável

(Fonte: Singapore, 2011)

As técnicas ambientalmente corretas podem trazer a continuidade do desenvolvimento urbano sem gerar custos como o sistema clássico. O controle da geração de deflúvio pode ser contido eficientemente por meio de um paisagismo que integre áreas urbanizadas com áreas verdes, são componentes hidráulicos eficazes que podem ser amplamente disseminados por incentivos do Poder Público, como abatimentos no Imposto Predial e Territorial Urbano (IPTU) (Righetto, 2009). A modulação do sistema acompanha o

crescimento urbano e a combinação de questões de drenagem pluvial com questões urbanísticas, conforme a Figura 3.9.

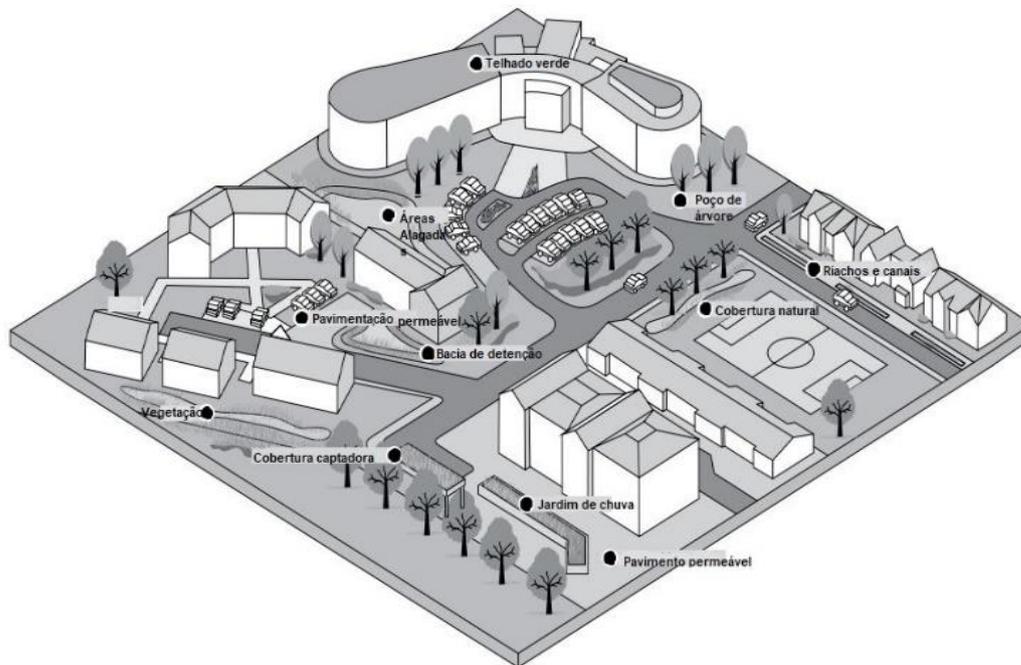


Figura 3.9: Conjunto de técnicas alternativas de drenagem existentes

(Fonte: Adaptado de Butler *et al.*, 2018)

Os sistemas de drenagem urbana sustentável ou *sustainable urban drainage systems* (SuDS), como são conhecidos internacionalmente, estão cada vez mais ganhando destaque devido à urbanização e as mudanças climáticas ameaçarem cada vez mais os sistemas convencionais de drenagem. Os SuDS são projetados para maximizar oportunidades e benefícios pela gestão de água superficiais. Existem quatro grandes pilares sobre os quais o sistema se baseia (Ballard *et al.*, 2016):

- Quantidade de água;
- Qualidade de água;
- Construir e sustentar lugares melhores para as pessoas;
- Construir e sustentar lugares melhores para natureza.

O SuDS oferece uma drenagem de alta qualidade e, ao mesmo tempo, ajuda as áreas urbanas a lidar melhor com as chuvas intensas, tanto agora como no futuro. Ajuda a neutralizar alguns dos impactos em nosso ciclo da água causados pelo aumento da urbanização, como a redução da infiltração que, por sua vez, pode resultar na diminuição do fornecimento de água subterrânea.

Os SuDS podem melhorar a qualidade de vida nos empreendimentos e espaços urbanos tornando-os mais vibrantes, visualmente atraentes, sustentáveis e mais resilientes à mudança, melhorando a qualidade do ar urbano, regulando a temperatura dos edifícios, reduzindo o ruído e proporcionando oportunidades de recreação e educação. Os projetos SuDS de alta qualidade que estão integrados ao projeto geral do empreendimento podem atrair o turismo e o investimento, impulsionando o crescimento econômico para a área local. Onde os SuDS estão presentes para fazer uso eficiente do espaço disponível, pode haver menos dispêndio de recursos quando comparado aos sistemas tradicionais (Ballard *et al.*, 2016).

Para uma análise de primeiro nível, Jia *et al.* (2013) propuseram um conjunto de índices que avaliam a escolha do SuDs melhor, são eles:

- Condição do local;
- Característica do solo;
- Característica da água subterrânea;
- Topografia;
- Propriedades de captação;
- Disponibilidade de espaço;
- Quantidade de fluxo controlado;
- Qualidade do fluxo;
- Custo de implantação;
- Custo de operação;
- Custo de manutenção; e
- Confiabilidade do sistema.

3.8 DISPOSITIVOS DE DRENAGEM SUSTENTÁVEL

3.8.1 Microreservatório

O sistema é baseado em captação da água da chuva utilizando a superfície dos telhados para interceptar a água, canalizar com calhas e depositar em reservatório de diversos tamanhos, conforme a Figura 3.10, para usos não potáveis, como: descargas sanitárias; irrigação de gramados e plantas ornamentais; lavagem de veículo; limpeza de calçadas e ruas; limpeza de pátios; espelhos de água; podem chegar à 50% da demanda total de uma residência. Com essa técnica, o aproveitamento de águas pluviais influencia no abastecimento de água vindo da rede pública de abastecimento. (Cárdenas, 2017).

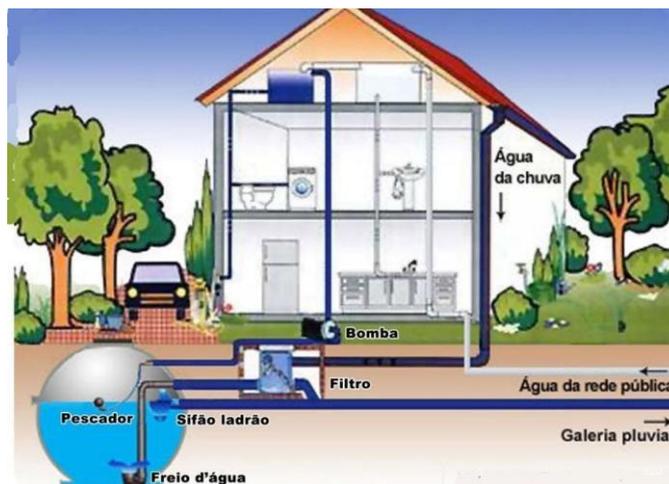


Figura 3.10: Representação esquemática de Microreservatório para uso não potável

(Fonte: Oliveira, 2010)

O princípio desse sistema é de coletar a água antes que chegue no solo para minimizar a contaminação. O projeto é dimensionado de maneira simples (calhas instaladas com final do bocal em uma bombona), ou de maneira mais elaborada (captadores de água, que é direcionada para um filtro auto-limpante que remove detritos, e depois é levada a uma cisterna subterrânea).

A segunda maneira utiliza um sistema de freio d'água para não ocorrer a mistura do material sedimentado com a água na cisterna. Enquanto isso, o conjunto de flutuantes (mangueira, boia, filtro e válvula de retenção e conector) suga a água abaixo da lâmina d'água, local este que a água se encontra mais limpa. Como a cisterna fica longe de luz solar e do calor, a água fica livre de bactérias e algas durante o processo. Há também o mecanismo sifão-ladrão, que elimina particulados e com isso evita insetos, roedores e mal cheiros (Oliveira, 2010).

O escoamento pode ser coletado de telhados e outras áreas impermeáveis, armazenado, tratado (quando necessário) e depois utilizado para os devidos fins. Os benefícios desse sistema são (Ballard *et al.*, 2016):

- Eles podem atender a alguma demanda de água do edifício, proporcionando benefícios de sustentabilidade e resiliência climática;
- Eles podem ajudar a reduzir o volume de escoamento da microdrenagem;
- Eles podem ajudar a reduzir o volume de armazenamento de atenuação exigido na microdrenagem.

As desvantagens são:

- Demanda espaço extra na residência para armazenar a água;

- O sistema de coleta (telhado e calhas) deve ter uma declividade mínima sem pontos de estagnação da água;
- Caso ocorra um evento extremo, a capacidade é logo preenchida;
- O uso da água deve ser o quanto antes.

3.8.2 Planos e Valas de infiltração

Esta técnica consiste em moldar superfícies permeáveis com formatos côncavos para promover a infiltração da água no solo, amortecendo o impacto a jusante. É formado uma lâmina sobre a superfície vegetada, assim, além da amortização, transporte e armazenamento, há também a remoção de alguns tipos de poluentes, tendo em vista que, a vegetação atua como uma espécie de filtro biológico e diminui a quantidade de água evaporada para a atmosfera (possibilitando uma maior infiltração do escoamento). Este mecanismo pode funcionar seco ou com presença de água (Figura 3.11). Superfícies assim são indicadas para lotes residenciais grandes, de preferência no fundo ou em acostamentos de vias. Áreas gramada permitem uma fácil manutenção e limpeza, permitindo uma função paisagística, sendo uma opção atrativa para locais com disponibilidade de área e com pouca declividade (Righetto, 2009).



Figura 3.11: Vala de infiltração

(Fonte: Fereguetti, 2015)

A diferença entre a vala e o plano é a profundidade, sendo a vala a mais profunda e o plano podendo ter ou não obstáculos para desacelerar o fluxo. Para um bom funcionamento, as valas e os planos requerem encostas rasas com inclinação menor que 5% ou introdução de barragens de solos drenante, e a velocidade do fluxo deve estar abaixo de 0,3 m/s. Usados frequentemente como pré-tratamento em combinação com outras medidas de controle (Buttler *et al.*, 2018).

3.8.3 Sistema de biorretenção ou jardim de chuva

Os jardins de chuva se assemelham com jardins comuns, porém existem mecanismo que possibilitam um maior controle sobre a água para favorecer o aumento de infiltração e armazenamento temporário. Um jardim de chuva é constituído por (Katsifarakis *et al.*, 2015):

- Área de alagamento: É uma depressão natural ou artificial no solo para amortecer e armazenar o fluxo. Em terrenos planos é só escavar a partir do solo superficial, já em terrenos inclinados é feita uma escavação combinada com uma berma de terra no lado do declive. O fundo da área de infiltração é coberto por uma camada de vegetação morta ou uma camada de cascalho para favorecer a infiltração;
- Estrutura de entrada: Direciona a água da chuva de calhas, ruas, calçadas e outras áreas impermeáveis;
- Estrutura de transbordo: Serve para verter a água quando a área de alagamento estiver cheia, essa estrutura direciona o excedente para uma rede pluvial.

Esse sistema utiliza plantas hidropônicas, que não necessitam de solo para se desenvolver apenas uma solução com água e nutrientes essenciais ao desenvolvimento da planta, de diferentes espécies e tamanhos, logo é possível ser implantado em qualquer local (espaços verdes preexistentes, zonas de fluxo, praças, estacionamentos, quintais de casas, circundando prédios, pátios de escolas, igrejas, ruas, etc) compondo a paisagem natural da região. Normalmente, é um sistema que utiliza o mesmo princípio que os planos e as valas de infiltração, as plantas são colocadas estrategicamente em depressões para onde converge o escoamento da bacia. A técnica reproduz o ecossistema natural (antes da urbanização), trazendo consigo biodiversidade, além disso a atividade biológica promove a filtragem da água. O tempo de detenção da água é maior que outras técnicas, justamente por isso poluentes são removidos da água mediante adsorção, filtração e decomposição da matéria orgânica. Essa técnica alia obra de drenagem com paisagismo (Figura 3.12), sendo recomendada para áreas com alto índice de impermeabilidade. O problema dessa técnica é a necessidade de manutenção constante, que se não feita ou mal executada, torna-se local favorável à proliferação de mosquitos e outros vetores (Righetto, 2009).



Figura 3.12: Jardim de chuva

(Fonte: Arquitetura e Paisagismos <br.pinterest.com>)

É importante observar as seguintes restrições relacionadas a esse dispositivo: Os jardins devem ser feitos com uma distância de 3 metros no mínimo de edifícios para não ocorrer infiltrações nas estruturas subterrâneas; não deve afetar redes de esgotamento, de distribuição de gás entre outros serviços públicos; evitar construir próximos de tanques sépticos; o aquífero deve ser baixo e; a insolação deve ser adequada àquela planta (Katsifarakis *et al.*, 2015).

3.8.4 Trincheiras de infiltração e sumidouros

Duas estruturas de infiltração (trincheiras e sumidouros) são comumente usadas em alternativas de infiltração. Uma trincheira de infiltração é uma escavação linear que, normalmente, são feitas covas retangulares nas laterais dos terrenos com um tecido filtrante, preenchido com pedras, tubo com diversas perfurações para a entrada do fluxo e, em alguns casos, coberta por grama (Figura 3.13). Enquanto os sumidouros (Figura 3.14) são estruturas subterrâneas de malha de plástico preenchidas com pedras e forradas com uma parede seca de cimento ou com unidades de anéis de concreto pré-moldados. O escoamento é desviado para ambos os sistemas que amortizam o fluxo para infiltrar ou evaporar (Butler *et al.*, 2018).

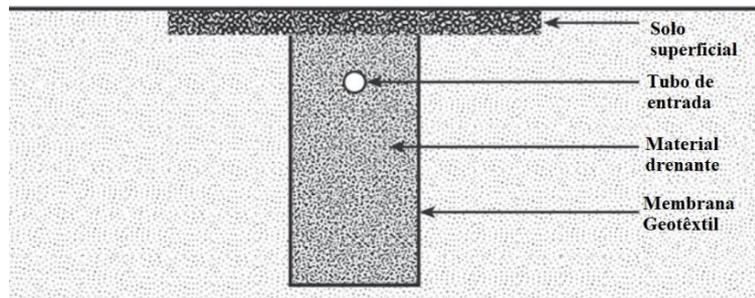


Figura 3.13: Trincheira de infiltração

(Fonte: Adaptado de Butler *et al.*, 2018)

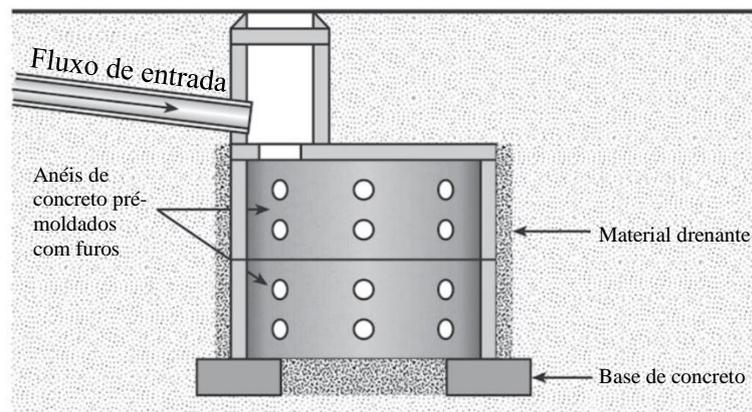


Figura 3.14: Sumidouro

(Fonte: Adaptado de Butler *et al.*, 2018)

O projeto trincheiras de infiltração deve incluir pontos de monitoramento para observar e medir o nível da água dentro do colchão de infiltração. Isto pode ser feito através de um poço de inspeção ou cobertura de inspeção (onde o espaço de armazenamento de atenuação é um vazio). Para instalações maiores, o acesso de inspeção deve fornecer uma visão clara da superfície de infiltração (mesmo se a zona de armazenamento estiver preenchida). Para pequenas camadas de infiltração cheias, um tubo perfurado de 50 mm é adequado (Ballard *et al.*, 2016).

As trincheiras e os sumidouros podem ser usados em qualquer área, desde de que tenha um subsolo permeável, recomenda-se pelo menos 30% de porosidade como solo de predominância de cascalho, areia ou rochas fissuradas. Entretanto, se o perfil do solo em que vai ser instalada um desses dispositivos tiver mais de 4% de variação, é necessária a verificação do fluxo em intervalos regulares para analisar sua eficiência. Esses sistemas são eficazes somente em áreas com lençol freático baixo o suficiente para permitir um fluxo livre da água da chuva. A base de concreto dos sumidouros ou trincheiras devem estar pelo menos 1 (um) metro acima do nível do lençol (Buttler *et al.*, 2018).

A vida útil e um funcionamento eficaz de um componente de infiltração é diretamente relacionado com a frequência de manutenção e o risco de introdução de sedimentos no sistema, que ao passar do tempo colóides vão preenchendo os espaços vazios entre o filtro de cascalho (Cahill, 2012).

3.8.5 Pavimento permeável

Pavimento permeável é um dispositivo no qual a rota superficial permeável (blocos de concreto com orifícios verticais, concreto ou asfalto poroso) (Figuras 3.15 e 3.16) possui camadas subsequentes de granulometrias diferentes para fornecer vazios, com ou sem dreno na camada do subleito e uma manta impermeável em volta do dispositivo. O dispositivo desvia a água do escoamento para dentro de um reservatório de pedras permitindo amortecimento e infiltração da água (Cahill, 2012).

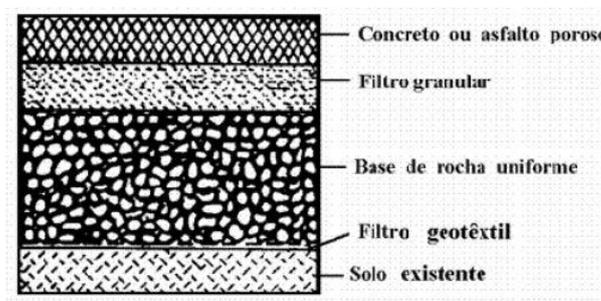


Figura 3.15: Pavimento permeável de concreto ou asfalto poroso

(Fonte: Tucci, 2005)

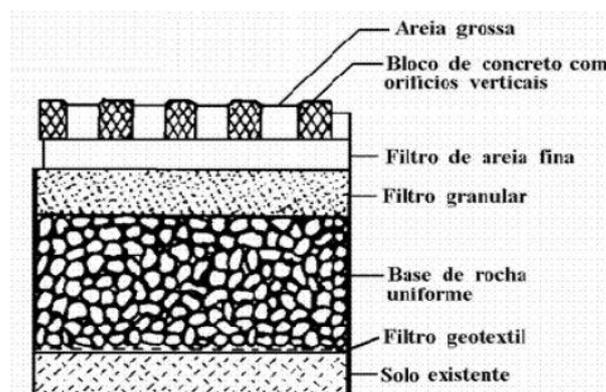


Figura 3.16: Pavimento permeável de bloco de concreto vazado

(Fonte: Tucci, 2005)

Uma superfície permeável é aquela que permite a rápida percolação de água e contribui para a diminuição do escoamento superficial. A variável para saber o quão rápido é a percolação é o coeficiente de permeabilidade, que descreve o fluxo através do meio poroso. A norma

ABNT NBR 16.416 de Pavimentos permeáveis de concreto traz alguns valores de coeficientes (Tabela 3.5).

Tabela 3.5: Valores típicos de coeficiente de permeabilidade para solos

(Fonte: NBR 16.416/2015)

	Permeabilidade	k (m/s)
Pavimentos permeáveis	Muito alta	$> 10^{-3}$
	Alta	$10^{-3} > k > 10^{-5}$
	Baixa	$10^{-5} > k > 10^{-7}$
Pavimentos impermeáveis	Muito baixa	$10^{-7} > k > 10^{-9}$
	Baixíssima	$< 10^{-9}$

Os tipos de pavimentos são caracterizados pelo seu revestimento. Pode ser de bloco vazado, concreto ou asfalto, sendo os dois últimos feitos como o pavimento convencional, porém sem o material fino (Tucci, 2005).

Esses dispositivos são adotados para o tráfego de pedestres e/ou tráfego leve de veículos que permite que águas pluviais infiltrem através da superfície. Superfícies permeáveis e suas subestruturas associadas são meios eficientes de gerenciar as águas pluviais próximo à sua fonte (interceptando escoamento e reduzindo o volume e amenizando o fluxo na microdrenagem), porém para sua implantação deve ser conferida a taxa de infiltração do solo que deve ser igual ou superior à da chuva de projeto. Os tratamentos por esse dispositivo incluem: filtração; adsorção; biodegradação e sedimentação (Ballard *et al.*, 2016).

O grande problema dos pavimentos permeáveis é que, por causa de sua menor resistência mecânica que o pavimento impermeável convencional, não são adequados ao tráfego intenso de grandes cidades e manobras de veículos pesados como caminhões, ônibus e carretas (Righetto, 2009).

3.8.6 Bacias de detenção e retenção

São depressões de campo limpo ou ajardinadas, alternativas mais utilizadas em soluções de drenagem pela sua simplicidade. Elas podem trabalhar conectadas à rede pluvial, onde o escoamento superficial passa através delas para destinação final do corpo hídrico. Os dispositivos enchem, controlam e amortecem o fluxo. Podem também trabalhar desconectadas da rede pluvial, sendo desviado o fluxo somente se ocorrer uma sobrecarga do sistema. As bacias de detenção (Figura 3.17) trabalham para amortecer o quantitativo das águas, sendo possível ficarem secas em certas épocas do ano. Essas são concebidas,

normalmente, em formas de instalações recreativas, tais como: quadras poliesportivas e praças, com o intuito de não deixar inutilizável aquela área.



Figura 3.17: Exemplo de bacia de retenção desconectada
(Fonte: Ballard *et al.*, 2016)

Possuem uma entrada e uma saída para o fluxo, servindo como amortecedor quantitativo do fluxo pluvial e têm eficiência de remoção de poluentes relativamente baixa devido à erosão de sólidos previamente depositados durante o enchimento e/ou por ser feita de material impermeabilizante.

As vantagens de usar bacia de retenção são (SUSDRAIN, 2018):

- Desacelera o fluxo;
- Contribui com amenidade ao microclima;
- Opção de contenção de derramamentos acidentais de contaminantes;
- Aproveitamento social (multiusos recreativos pela população).

As desvantagens são (SUSDRAIN, 2018):

- Uma má manutenção ou falta dela torna o dispositivo em um proliferador de vetores;
- Pouca redução no volume do escoamento;
- Necessita de uma grande área para implantação;
- Alto custo para construir e para fazer manutenções esporádicas.

As bacias de retenção (Figuras 3.18) são depressões que possuem uma lâmina d'água permanente, fornecem tratamento para a água da chuva e serve de elemento paisagístico (espelho d'água), e podem ser construídas desconectadas para receber o excedente das redes de drenagem. Ou conectadas diretamente, normalmente em série para distribuir o fluxo caso a tormenta seja maior que a vazão de projeto. A presença de vegetação aquática, emergente

e submersa, traz benefícios na qualidade da água removendo sedimentos e materiais flutuantes, e atrativo de biodiversidade (Ballard *et al.*, 2016).



Figura 3.18: Bacia de retenção

(Fonte: SUSDRRAIN, 2018)

As vantagens de usar as bacias de retenção são (SUSDRRAIN, 2018):

- Serve tanto para desacelerar o fluxo quanto para aumentar a taxa de infiltração da região;
- Remove boa parte de poluentes urbanos dos escoamentos superficiais;
- Caso sejam bem projetadas e as manutenções estejam em dia, terão benefícios ecológicos, estéticos e de armazenamento;
- Pode agregar valor às propriedades próximas.

As desvantagens são (SUSDRRAIN, 2018):

- Dependendo da profundidade das bacias, podem gerar zonas anaeróbicas, responsáveis por processos que esgotam o oxigênio dissolvido;
- Utilizam-se áreas grandes, inviável para grandes centros urbanos;
- Inviáveis para grandes declives por conta do aterramento;
- Se forem implantadas próximas da cidade, necessitam de cercas e isolamentos, o que seria um gasto a mais.

3.9 MODELO HIDRÁULICO-HIDROLÓGICO

Os modelos hidráulicos-hidrológicos são ferramentas importantes para os estudos sobre a drenagem urbana. A parte hidrológica permite, a partir de equações empíricas, a simulação dos eventos e comportamentos de uma bacia hidrográfica fornecendo os dados necessários para inserir na parte hidráulica, que por sua vez é responsável por descrever o comportamento do fluxo dentro da rede de drenagem. Entretanto, é difícil conseguir e garantir a calibração de certos modelos que têm muitos parâmetros e, por vezes, dados com muitas incertezas, como por exemplo, os modelos climáticos.

Além disso, existem fenômenos que ainda não foram descritos completamente por termos matemáticos e sim por análises amostrais que são tabeladas e atribuídas para diferentes locais. Há complexidade em organizar todas as variáveis em um só equacionamento, por isso, tudo o que é modelado é uma representação aproximada do real e deve ser conferido com ensaios locais para averiguar a representatividade (PDDU-DF, 2009).

3.9.1 SWMM e PCSWMM

A Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos (EPA) criou em 1971 um Modelo de Gerenciamento de Águas Pluviais (SWMM), a versão mais recente é a 5.1. É um modelo conceitual distribuído com aplicações hidráulicas – hidrológicas, tem como dados de entrada precipitações e características do sistema, e como saída tem valores de escoamento e cargas poluidoras (Shinma, 2015).

O programa calcula chuva-vazão de maneira hidrodinâmico, tanto para um evento periódico quanto para um evento contínuo (longo prazo). O resultado pode ser tanto quantitativo quanto qualitativo de áreas urbanizadas, áreas subdesenvolvidas ou rurais. O componente que mede o escoamento superficial opera em coleção de dados em sub-captações que recebem precipitação e geram escoamento e cargas de poluentes. O SWMM simula como se fossem transporte por um sistema de tubos, canais, dispositivos de armazenamento e tratamento, bombas e reguladores. São gerados dados de vazão, profundidade do fluxo e qualidade da água (James *et al.*, 2010).

Segundo Righetto (2009), alguns dos objetivos da utilização do SWMM são:

- Dimensionamento do sistema de drenagem urbana para controle de alagamentos;
- Avaliação de uso de sistemas de retenção de cheias e proteção da qualidade das águas;
- Mapeamento de áreas inundáveis;

- Análise do efeito de medidas compensatórias;
- Efeito qualitativo no sistema devido ao carregamento de poluentes;
- Entradas de esgoto e de outras fontes pontuais externas ao sistema de águas pluviais;
- Redução da concentração de poluentes no tratamento das águas em reservatórios e por meio de processos naturais em galerias e canais;
- Sensibilidade quanto aos componentes do ciclo hidrológico de bacias, como infiltração, evaporação e escoamento superficial.

A empresa *CHI Water* desenvolveu o *PCSWMM*, um programa que tem uma interface amigável para usuários iniciantes e possui ferramentas autoexplicativas. Ao mesmo tempo sendo um programa simples é também, um programa avançado de modelagem para sistemas de águas pluviais. Pacote mais usado como interface do *SWMM* pois possibilita que haja simultâneas modelagens em 1D e 2D com diferentes versões do modelo. O programa traz possibilidades de uso, como precipitação por radar, visualização e gerenciamento em tempo real dos fluxos em um sistema de drenagem. Reconhece também, a base de dados de *softwares GIS (Geographic Information System)*, como *QGIS*, logo é possível trabalhar juntamente com imagens georreferenciadas.

4. METODOLOGIA

A aplicação de soluções para sistemas de drenagem urbana em cidades densas que possam suprir as demandas da drenagem de águas pluviais envolve o uso de tecnologias alternativas, cuja viabilidade aponta para o uso de soluções sustentáveis.

O fluxograma apresentado na Figura 4.1 mostra quais são as etapas feitas neste projeto.

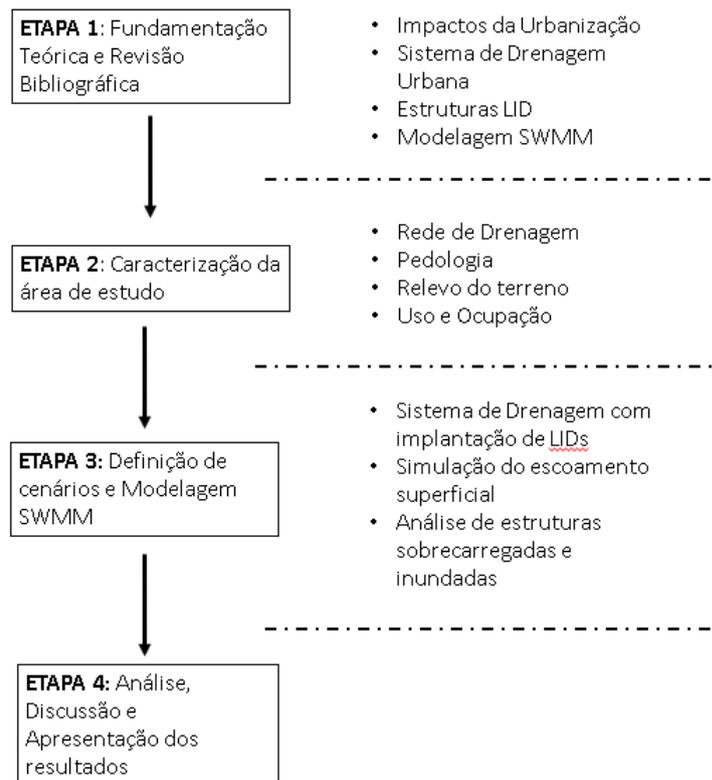


Figura 4.1: Fluxograma das etapas feitas no projeto

A metodologia foi aplicada em parte do setor habitacional D, do Parque Ecológico Saburo Onoyama e do Pistão-sul da cidade de Taguatinga Sul - Distrito Federal (Figura 4.2), cidade localizada à 25 km de Brasília, como teste de viabilidade. O trabalho seguiu as etapas respaldadas por embasamento teórico e levantamento de informações geomorfológicas e hidrológicas necessárias para seu desenvolvimento.

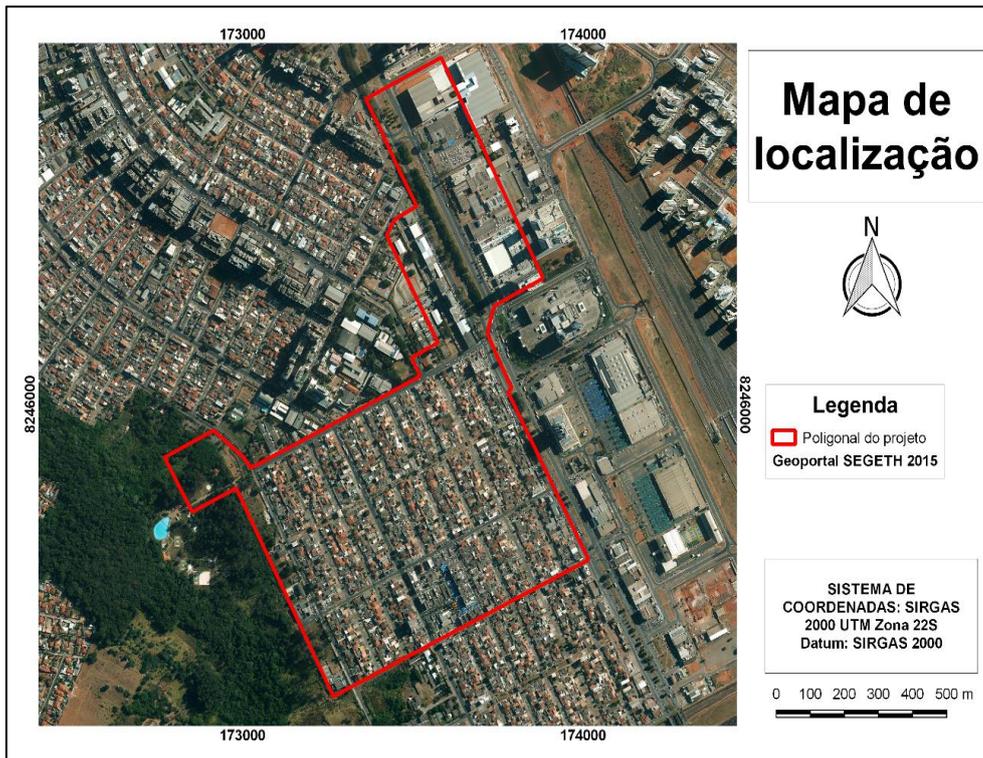


Figura 4.2: Mapa de localização da drenagem estudada

O projeto contou com auxílio da modelagem SWMM, que pode simular cenários diversos de drenagem e mostrar pontos de inundações. Dentro da modelagem, é possível criar cenários com discretização espacial de características físicas do terreno, da urbanização e das características hidrológicas, possibilitando usar o modelo como ferramenta para auxílio na tomada de decisão na Administração Pública e também como um norteador para urbanização mais sustentável e de baixo impacto.

Para a estruturação da modelagem no PCSWMM, são necessários dados dos cenários e suas características. Os dados usados como de entrada foram:

- Precipitação usando a equação I-D-F de Brasília (PDDU, 2009) para criar as chuvas de projeto;
- Características intrínsecas do solo, como por exemplo, a classe do solo, quantidade de argila, permeabilidade;
- Informações de uso e ocupação do solo;
- Relevo do terreno;
- Dados de Rede de drenagem; e
- Dados de dimensionamento das LIDs.

4.1 URBANIZAÇÃO DE TAGUATINGA

A cidade de Taguatinga, a oeste de Brasília, foi concebida em 1958 como a 1ª cidade-satélite de Brasília, nas proximidades do Córrego Cortado que posteriormente seria conhecido como fazenda Taguatinga. Em 1958, a urbanização da cidade se deu pela construção da nova capital federal, Brasília. A transferência de trabalhadores da construção da capital que haviam se instalado de forma improvisada e irregular ao longo das rodovias DF-001 e BR-060 deu origem aos habitantes da cidade (CODEPLAN, 2017).

Taguatinga surgiu devido ao crescimento populacional rápido e desenfreado, crescimento esse que é responsável por impermeabilizar o solo e produzir grande ondas de cheias nos períodos chuvosos.

A cidade cresceu por toda extensão da EPCT (DF-001), mais no sentido norte devido às limitações físico-ambientais que o Setor Sul apresentava, como por exemplo a Área de Relevante Interesse Ecológico – Parque Juscelino Kubitschek (ARIE JK) e a EPNB (BR-060). A ARIE JK abrange microbacias dos córregos do Cortado, Taguatinga e do Ribeirão Taguatinga, área importante para preservação do ecossistema da área (Brandão, 2003).

As RAs Águas Claras e Vicente Pires faziam parte da extensão de Taguatinga, sendo desmembradas nos anos 2000. Logo, a evolução urbana de Taguatinga de dezembro de 1984 até dezembro de 2016, vista pela Figura 4.3, considera apenas o limite atual da RA. Mesmo com desmembramento, a cidade não deixou de crescer sendo a área ocupada de 770 hectares em meados dos anos 70, e em função da criação de novos setores habitacionais nas direções sul, norte e noroeste, Taguatinga na década de 90 manteve seu crescimento e sua área ocupada passou para 2.614 hectares, sendo na época 6,52 % da ocupação urbana total do DF (Brandão, 2003).



(a)

(b)

Figura 4.3: Evolução da Ocupação Urbana de dezembro de 1984 (a) até dezembro de 2016 (b) em Taguatinga

(Fonte: Google Earth, 2018)

4.2 CARACTERÍSTICAS GEOMORFOLÓGICAS

4.2.1 Pedologia e Declividade

A pedologia deste trabalho se baseia no mapa pedológico do Brasil de 2011 feito pela EMBRAPA. A região de estudo possui cotas superiores a 1.100 metros, as quais são padrões de relevo plano a suave ondulado com predomínio de latossolo, um solo altamente drenante, e predominância de processos pedogenéticos sobre erosão e transporte de sedimentos. Na Figura 4.4 é possível notar que a pedologia do projeto é, predominantemente, composta por Latossolo-Vermelho classificada como grupamento urbano (76,65 hectares) com pouco teor de argila, e conforme a Tabela 3.1, o solo encontrado é do grupo A, consoante a classificação do SCS. Além disso, foi encontrada uma parcela ínfima de Gleissolo Háptico (5,40 hectares), característico de regiões úmidas com presença de corpos d'água próximos.

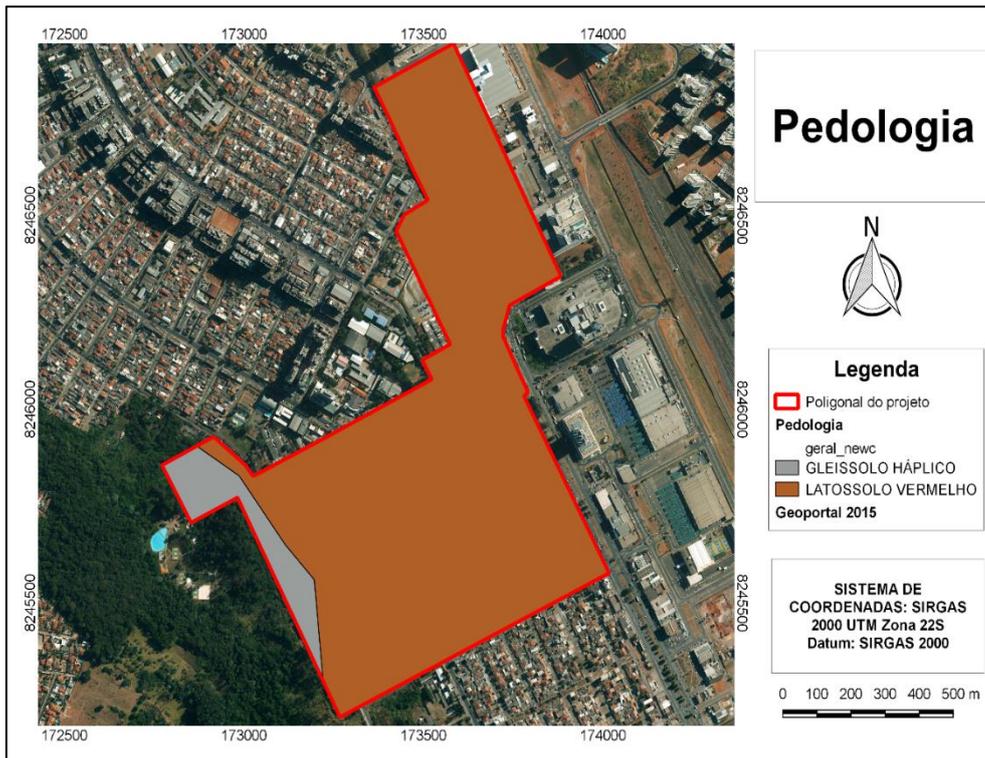


Figura 4.4: Mapa de pedologia da região estudada

(Fonte: Geoportal SEGETH, 2015)

O Modelo Digital de Terreno (MDT) gerado para este trabalho foi obtido no site do serviço geológico dos Estados Unidos (USGS), com resolução espacial de 30 metros. A fim de obter melhores valores para as cotas altimétricas foi utilizado o *shapefile* de curvas de nível de 1 metro do Geoportal sobre o MDT gerado e a partir disso foram estipuladas as cotas de tampa de cada poço de visita. Ademais, o uso desses documentos foram de suma importância para estipular as declividades usadas no modelo. (Figura 4.5)

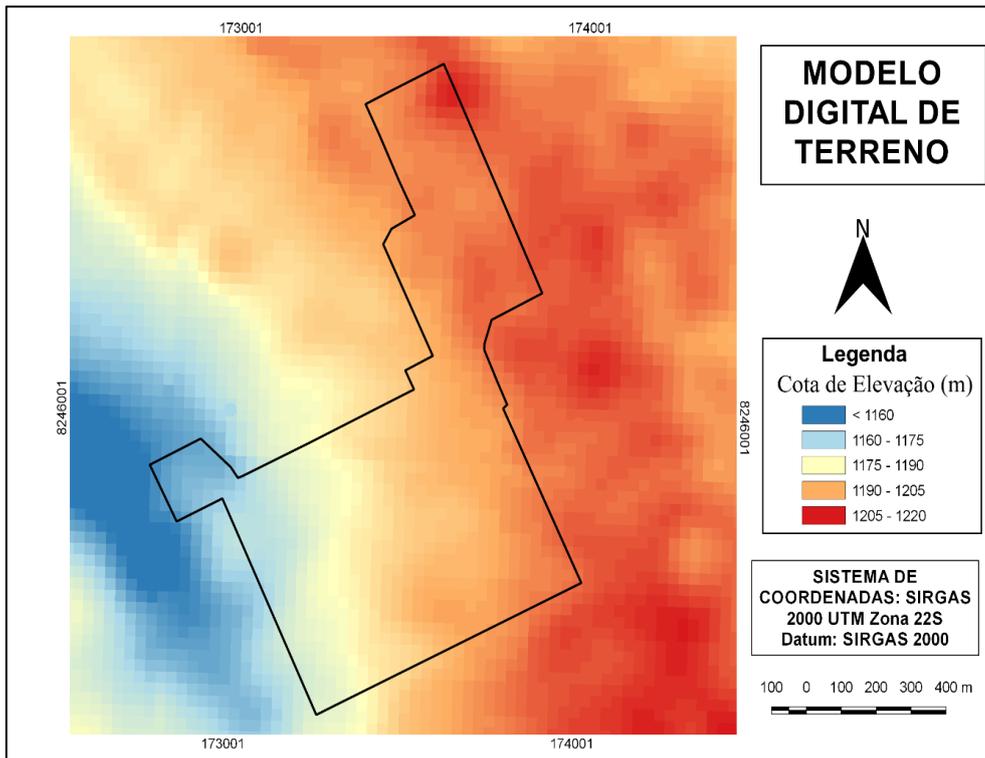


Figura 4.5: Mapa de elevação do terreno

4.2.2 Uso do solo e ocupação

A urbanização, como foi visto, é um dos principais fatores de impermeabilização do solo, porém, é necessário detalhar mais sua influência na macrodrenagem. Para tal, é usado um mapa temático de uso e ocupação do solo (Figura 4.6) que foi construído com o auxílio de imagem de satélite. Sua finalidade foi a entrada com o valor de CN de cada sub-bacia na modelagem e sequente obtenção dos resultados de escoamento superficial e infiltração.

O processo se baseia em criar feições de regiões que possuem usos distintos por meio de dados do Sistema de Informações Geográficas (SIG) e na valoração dessas localidades.

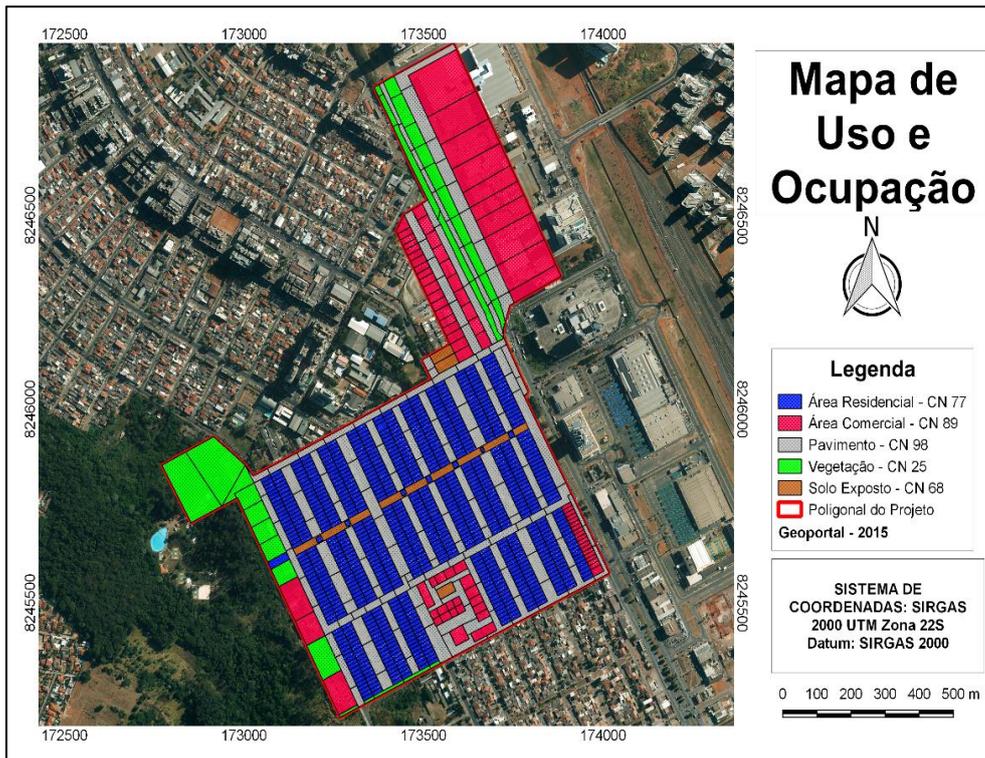


Figura 4.6: Mapa temático de uso e ocupação do solo

A Figura 4.7 mostra como são as ruas do setor habitacional estudado e como são caracterizadas as sub-bacias de pavimento (calçadas e camada de rolamento).



Figura 4.7: Rua residencial QSD 03 (Sub-bacia de pavimento: camada de rolamento e calçadas)

A criação de feições levou em conta apenas 5 (cinco) categorias de uso e ocupação do solo, áreas com maior relevância de uso. A Tabela 4.1 mostra o quanto de cada área foi considerado em relação à área total.

Tabela 4.1: Área de cada uso e sua porcentagem no uso total

Categoria	Área [ha]	Porcentagem [%]
Área Residencial	28,91	35,87
Área Comercial	16,95	20,47
Pavimentação	24,80	30,77
Solo Exposto	1,69	2,10
Vegetação	9,70	10,79
Total	82,05	100

4.3 CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS

4.3.1 Precipitação

O Plano Diretor de Drenagem Urbana (PDDU – GDF, 2009) definiu a equação *Intensidade – Duração – Frequência* (I-D-F) pela Equação 4.1, sendo:

$$I = \frac{1574,70 * T_r^{0,207}}{(t + 11)^{0,844}}$$

Equação 4.1

Sendo: I = Intensidade da precipitação [mm/h];

Tr = Tempo de retorno [Anos];

T = Duração da chuva [min];

O método dos blocos alternados utilizou intervalos de 5 minutos até completar 1440 minutos, uma chuva de 24 horas. O uso desse tempo de chuva longo se deve ao fato do projeto se utilizar de reservatórios de detenção em um dos cenários propostos, que precisariam da ocorrência máxima possível para serem dimensionados, conforme o Art. 8º, § 3º, inciso II da resolução distrital 09 de 2011 da ADASA. Embora o uso desse período não seja necessário para os demais cenários, é uma boa ferramenta para saber a capacidade máxima dos dispositivos. A representação simplificada da distribuição temporal e espacial das chuvas é usada como dado de entrada no modelo.

Para este estudo foram adotados tempos de retorno de 2, 10 e 20 anos para o cálculo da I-D-F. Comumente, 2 anos é o tempo usado em obras com os dispositivos de drenagem sustentáveis, 10 anos para rede de drenagem convencional, e 20 anos para o dimensionamento da bacia de detenção.

4.3.2 Método SCS

Neste estudo foi utilizado o método do *Soil Conservation Services* (SCS) para separação do escoamento. Ressalta-se que os métodos do SCS são os mais aplicados no mundo em função de sua relativa simplicidade de trabalhar com poucos dados, comparado a outros métodos, e além disso, o método é bem aceito no mundo acadêmico por ter seus dados bem próximos dos reais.

O método distingue 3 (três) condições de umidade antecedente do solo (Tabela 4.2), foi utilizada neste trabalho a condição tipo III, visto que o cerrado do Distrito Federal tem épocas bem delimitadas de secas e de chuvas, e como o intuito do trabalho é o dimensionamento para casos extremos de chuva, optou-se pelo caso extremo de umidificação do solo desta região.

Tabela 4.2: Condições de umidade para o cálculo do método SCS

Condição	Observação
I	Solos secos – as chuvas nos últimos 5 dias não ultrapassam 15 mm
II	Situação média na época de cheias - as chuvas nos últimos 5 dias totalizaram entre 15 e 40 mm
III	Solo úmido (próximo da saturação) – as chuvas nos últimos 5 dias foram superiores a 40 mm e as condições meteorológicas foram desfavoráveis a altas taxas de evaporação

E, analisando a Tabela 3.2, os valores de CN utilizados neste projeto são os apresentados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3: Valores de CN para o uso e a ocupação do solo da sub bacia estudada

(Fonte: Tucci *et al*, 1993)

Classe	CN
Área Comercial	89
Área Residencial (< 500 m ²)	77
Pavimentação	98
Solo Exposto	68
Vegetação	25

4.3.3 Método Racional

O método racional, descrito pela Equação 4.2, foi usado para comparação dos resultados obtidos pelo método SCS. O método racional é muito utilizado pela sua simplicidade e pela quantidade de parâmetros a se obter, porém é importante salientar que se trata de um método bastante simplificado e que seus resultados podem, em alguns casos, destoar muito da realidade a depender da área e do formato da bacia.

$$Q = \frac{C * I * A}{360}$$

Equação 4.2

Onde: Q = Vazão de pico [m³/s];

C = Coeficiente de escoamento superficial [adimensional];

I = Intensidade média da chuva [mm/h];

A = Área da bacia [ha].

A equação para obter o tempo de concentração para este procedimento foi a de Kirpich (1940), que é válido para bacias com até 1 km² ou 100 hectares. Mais precisamente, a equação usada foi de Kirpich modificada pela Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica de São Paulo que adaptou a equação que originalmente era de áreas rurais para situações urbanas (Equação 4.3)

$$t_c = 57 * \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$$

Equação 4.3

Onde: t_c = Tempo de concentração [min];

L = Comprimento do talvegue [km];

H = Diferença de cotas [m].

O coeficiente C (*runoff*) pode ser encontrado em tabelas nas literaturas, porém foi utilizada a equação de Schueler (1987) (Equação 4.4):

$$C = 0,05 + 0,009 * AI$$

Equação 4.4

Onde: AI = Área impermeável [%]

Devido à ocupação muito variada da bacia foi feita a média ponderada do coeficiente C, conforme a Equação 4.5:

$$C = \frac{\sum_{i=1}^{\infty} Ai * Ci}{\sum_{i=1}^{\infty} Ai}$$

Equação 4.5

Onde: Ai = Área i de cada sub-bacia [ha];

Ci = Coeficiente de escoamento superficial da sub-bacia i [adimensional].

4.4 MODELAGEM

4.4.1 *Storm Water Management Model* – SWMM

O SWMM é um modelo conceitual distribuído desenvolvido para aplicações hidráulicas-hidrológicas e representa o comportamento do sistema de drenagem através do balanço hídrico que acontece nos ambientes. A série de fluxo da água no ambiente é transportada através de compartimentos não lineares. Além disso, o SWMM separa o sistema em 4 (quatro) módulos: atmosférico (precipitação e depósito dos poluentes sobre a superfície); superfície do solo (evaporação, escoamento superficial e infiltração); transporte (rede de drenagem e LIDs); água subterrânea (recarga de aquíferos), esquematizado conforme a Figura 4.8.

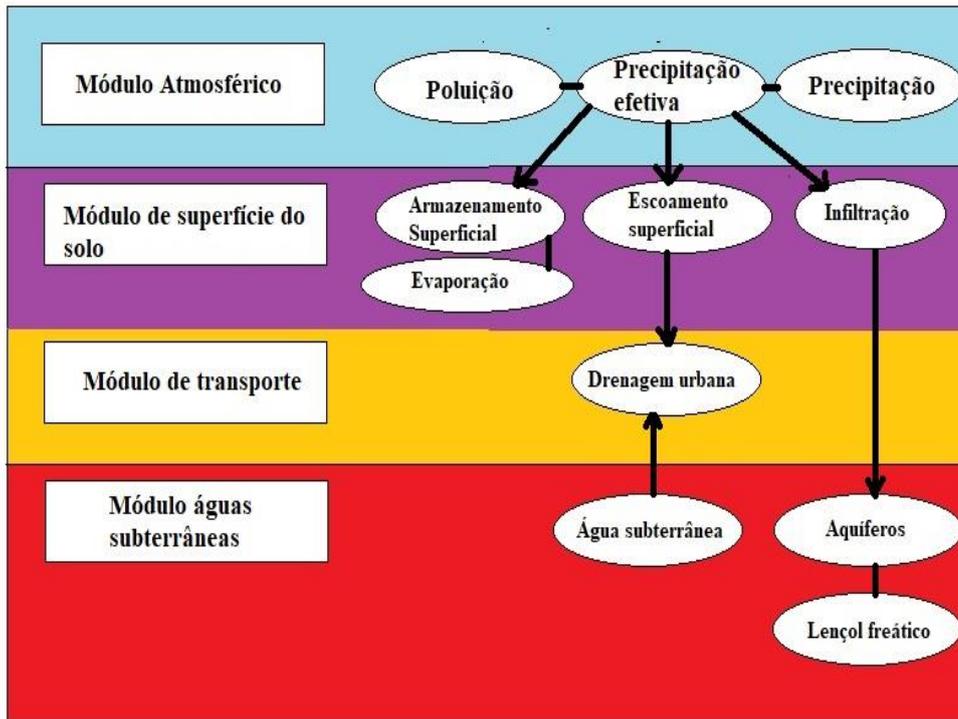


Figura 4.8: Fluxograma explicativo dos módulos do SWMM

(Fonte: Adaptado de Rossman e Huber, 2016)

O SWMM pode trabalhar com simulações de um único evento quanto de eventos contínuos, neste trabalho se adotou um evento extremo para cada cenário avaliado.

O modelo faz uso de vários tipos de elementos de drenagem, tais como unidades de armazenamento, divisores de fluxo, bombas, poços de visitas, condutos, reguladores, que permitem fazer sistemas mais complexos.

A equação usada para geração de escoamento superficial deriva da idealização de sub-bacias retangulares com propriedades uniformes. As sub-bacias são unidades hidrológicas de terra cujos elementos do sistema de topografia e drenagem dirigem o escoamento para um único ponto de descarga. Teoricamente, esses elementos são divididos em categorias conforme a Figura 4.9.

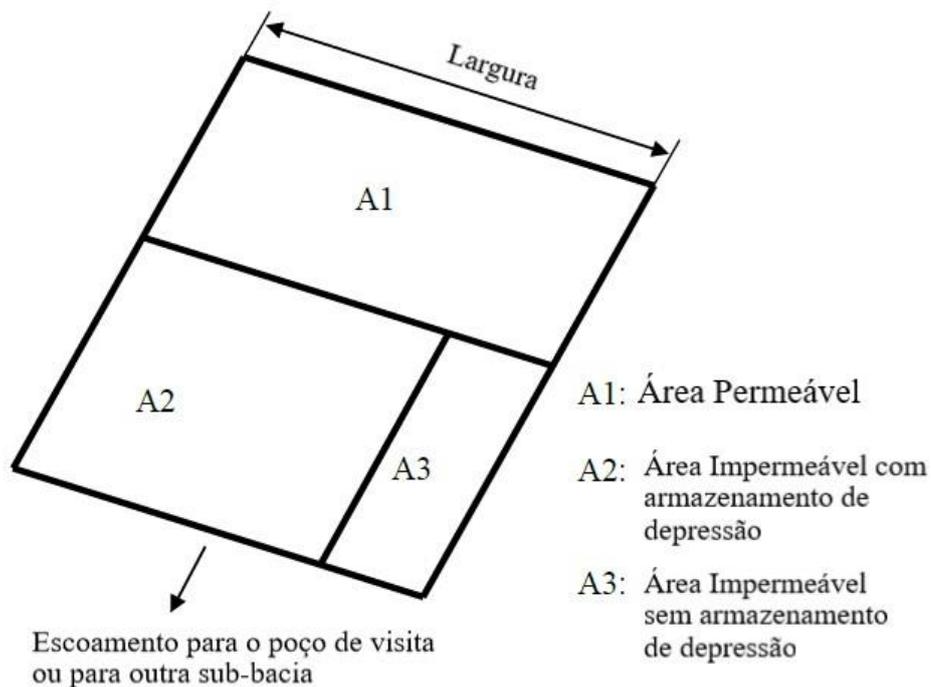


Figura 4.9: Representação da sub-bacia

(Fonte: Adaptada de Rossman e Huber, 2016)

Sendo o A1 áreas como gramados e jardins; A2, calçadas e pavimentos; e A3, telhados íngremes. Conceitualmente, esses arranjos implantados nas sub-bacias são para facilitar a modelagem, embora, na realidade as áreas podem se alinhar de forma diferente e não estarem conectadas entre si (Rossman e Huber, 2016).

Quanto mais detalhada a sub-bacia, mais precisa fica a trajetória do fluxo e, conseqüentemente, os valores ficam mais verossímeis com a realidade. Nesse modelo foi adotado apenas a caracterização da área permeável, sendo o CN responsável por interpretar o escoamento naquela sub-bacia.

O modelo também permite a introdução de dispositivos de controle, as LIDs, que são representados por unidades de área em sobreposição de camadas, ocupando uma parcela ou integralmente a sub-bacia. Tem-se várias alternativas, como jardim de chuva, pavimentos porosos, trincheiras de infiltração, cisternas, valas de infiltração, usadas separadamente ou combinadas entre si.

4.4.2 Escoamento Superficial

O conceito adotado pelo modelo SWMM para representar o escoamento superficial é de que cada sub-bacia é um reservatório não linear, representado pela Figura 4.10.

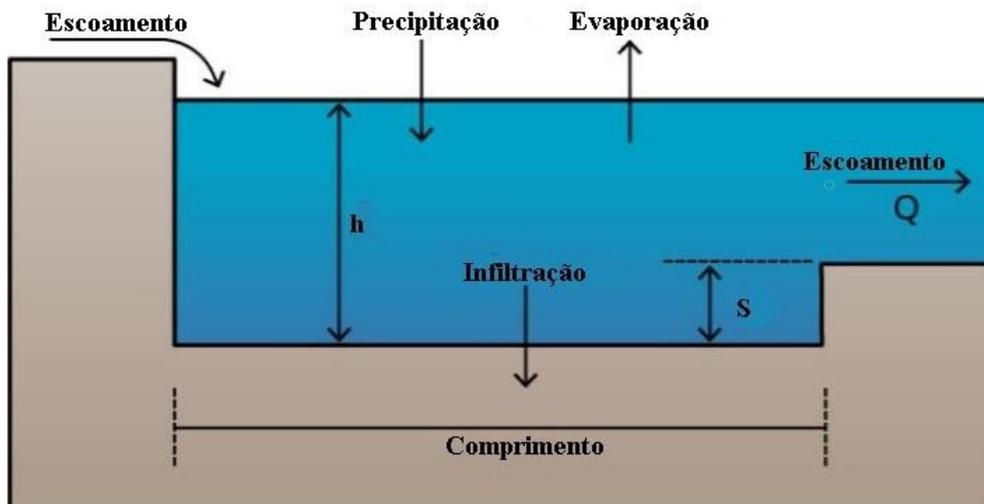


Figura 4.10: Representação gráfica da visão conceitual do escoamento superficial do modelo SWMM

(Fonte: Adaptado de Rossman e Huber, 2016)

O fluxo que alimenta este sistema vem tanto da precipitação, que cai diretamente naquela região, quanto pelo escoamento de outras sub-bacias ou de dispositivos LIDs. O armazenamento de depressão ou retenção máxima potencial (S) é obtido por meio da Equação 4.6, sendo responsável por conter o escoamento superficial naquela sub-bacia, e diferente para cada uso de solo. O escoamento (Q) só começa depois que o fluxo tiver excedido o armazenamento máximo da depressão.

É importante ressaltar que neste projeto foi desconsiderada a perda por evaporação, ou seja, toda a precipitação ou fica presa nas depressões de armazenamento e infiltram ou escoam superficialmente. O intuito disso é fornecer o máximo de escoamento possível ao sistema para ver seu comportamento diante de eventos extremos.

4.4.3 Infiltração

A infiltração presente no SWMM é governada pelo método curva número do *Soil Conservation Service* (SCS) que é muito usada para áreas rurais e urbanas entre 1ha e 1600ha, desenvolvida nos Estados Unidos e adaptada para o Brasil.

Assume-se que a capacidade total de infiltração de um solo pode ser descrita nos valores de CN (Tabela 3.2), além desse parâmetro, leva-se em conta o tempo necessário para um solo saturado secar completamente, no caso deste projeto foram 5 (cinco) dias, conforme a Tabela 4.2.

4.4.4 Erro de continuidade

O erro de continuidade do modelo é atrelado ao balanço hídrico, ou seja, a quantidade de água que entrou, por meio da precipitação, deve ser igual à soma do escoamento superficial,

vazão no emissário, infiltração e armazenamento final nas superfícies, sendo que foi desconsiderada a evaporação para efeitos de máximas de vazões.

Diante disso, o erro gerado é caso esse balanço não se satisfizesse. Normalmente, o erro acontece quando se tem um conduto tão curto interligando dois PVs que o tempo que a água passa por ele é menor que o passo de tempo utilizado pelo modelo. Logo, é possível traduzir esse erro em porcentagem por meio da Equação 4.6:

$$EC(\%) = 100 * \left(\frac{1 - Q_{ts}}{Q_{te}} \right)$$

Equação 4.6

Onde: EC = Erro de continuidade [%];

Q_{ts} = Vazão total de saída [m^3/s];

Q_{te} = Vazão total de entrada [m^3/s].

4.4.5 Dimensionamento das bacias de detenção

Para calcular o volume de detenção das bacias, foi usada a fórmula prevista na Resolução 09/11 da ADASA que quando a área de contribuição for inferior a 200 ha (duzentos hectares) o volume da bacia é determinado pela Equação 4.7.

$$V = (4,705 * A_i) * A_c$$

Equação 4.7

Onde: V = Volume da bacia [m^3];

A_i = Percentual de área impermeável do terreno [%];

A_c = Área de contribuição [ha].

Para calcular o volume de cada bacia teve-se que separar as suas respectivas áreas de contribuição, conforme a Figura 4.11.

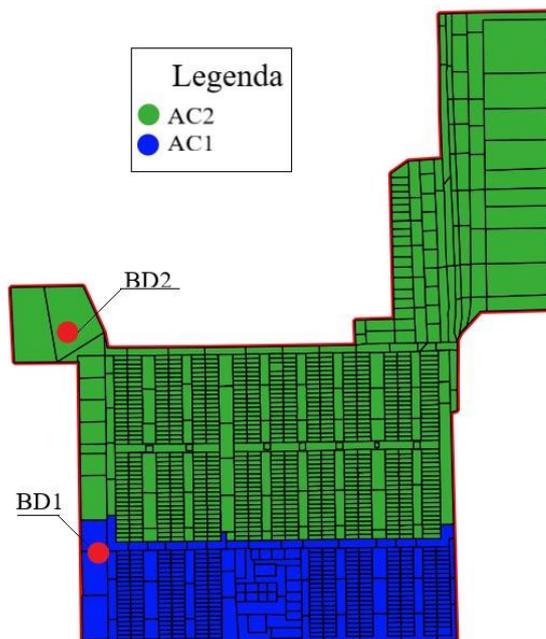


Figura 4.11: Representação da área de contribuição de cada BD

O modelo representa esses reservatórios com o formato de paralelepípedo, porém as formas das bacias na realidade, por questões estruturais e de factibilidade das obras, são idealizadas como tronco de pirâmides, conforme a Figura 4.12.

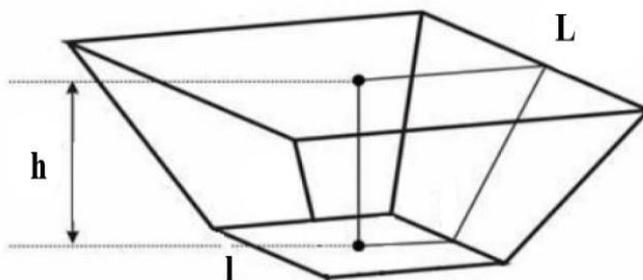


Figura 4.12: Representação da forma da bacia de detenção

E através da fórmula do volume de tronco de pirâmide, foi estipulada a área maior das bacias, conforme a Equação 4.8.

$$L = \left(\frac{l^{\frac{1}{2}} * \left(\frac{3 * V}{h} - l \right)}{l} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Equação 4.8

Onde: L = Área da base maior (superfície) [m²];

l = Área da base menor (base) [m²];

h = Altura da bacia [m];

V = Volume da bacia [m³].

Foram pré-determinados a área de base menor (l), com angulação do talude de 45°, e mantida a altura máxima da bacia (h) de 3 (três) metros.

Além do dimensionamento do volume foram também calculadas as aberturas de saída das bacias a fim de que ambas atendam a vazão de pré-determinada de 24,4 L/s.ha. Foi usada a Equação 4.9 para calcular a vazão em um orifício de seção retangular (Yazaki *et al*, 2018).

$$Q = A_{or} * C_d * (1 + 0,15 * K_c) * \sqrt{2 * g * h}$$

Equação 4.9

Onde: Q = Vazão do orifício [m³/s];

A_{or} = Área do orifício [m²];

C_d = Coeficiente de contração do orifício, adotado = 0,61;

K_c = Coeficiente de correção que depende da forma e posição do orifício;

g = Aceleração da gravidade [m²/s], adotado = 9,81 m²/s;

h = Altura do nível de água sobre o eixo do orifício [m].

Os orifícios escolhidos foram os de seção retangular no fundo das bacias, igual à Figura 4.13.

Teve-se que calcular o K_c pela Equação 4.10.

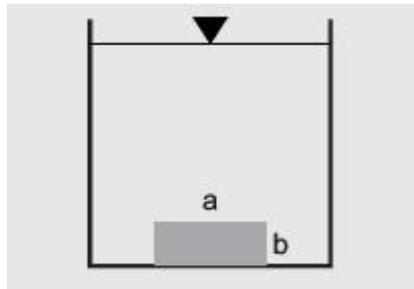


Figura 4.13: Representação dos orifícios adotados nas bacias

(Fonte: Adaptado de Yazaki *et al*, 2018)

$$K_c = \frac{a}{2 * (a + b)}$$

Equação 4.10

4.4.6 Cenários

Após obter todos esses dados propostos pela metodologia, foram simulados os cenários criados no modelo SWMM, nos quais foram modificadas a microdrenagem e a macrodrenagem com presença de alguns dos dispositivos sustentáveis para analisar o comportamento da rede.

Para todos os cenários foram analisados os seguintes pontos:

- Erro de continuidade de até 5%;
- Número de Poços de visitas em sobrecarga e inundados;
- Número de condutos trabalhando em sobrecarga; e
- Gráficos de fluxo total, escoamento superficial e inundação do sistema.

Os cenários propostos estão na Tabela 4.4.

Tabela 4.4: Cenários propostos no projeto

Cenário	Proposta	Tempo de Retorno (TR)
Cenário I	Analisar a vazão do emissário da rede e contabilizar os PVs com sobrecarga e inundação após aumentar o diâmetro de todos os trechos com a ferramenta <i>Pipe Sizing</i> , e além disso, alterando-se a rugosidade dos condutos de 0.018 (Conduto concreto desgastado) para 0.015 (Conduto de concreto novo)	10
Cenário II	Analisar a vazão do emissário da rede e contabilizar os PVs com sobrecarga e inundação após implantar somente pavimento permeável nas ruas residenciais	2
Cenário III	Analisar a vazão do emissário da rede e contabilizar os PVs com sobrecarga e inundação após implantar somente valas de infiltração nas áreas de solo exposto e nos canteiros centrais do Pistão Sul	2
Cenário IV	Analisar a vazão do emissário da rede e contabilizar os PVs com sobrecarga e inundação após implantar bacia de detenção	10 e 20
Cenário V	Analisar a vazão do emissário da rede e contabilizar os PVs com sobrecarga e inundação após implantar pavimentos permeáveis, valas de infiltração e bacias de detenção	2 e 10

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos da modelagem em diferentes cenários e a contribuição dos dispositivos propostos para o amortecimento do escoamento na região estudada.

A modelagem aplicada na região de Taguatinga tem como ferramenta, para traçar o percurso da água da chuva, a fragmentação das áreas de contribuição, fazendo assim, a trajetória mais provável da gota de chuva que cair naquela área. O que é gerado pela fragmentação é denominado de sub bacias, as quais são delimitadas em uma mesma comarca do uso e ocupação do solo, ou seja, uma sub bacia de um lote residencial, outra de uma parcela de asfalto e assim sucessivamente.

É trabalhado também, o comportamento do fluxo na sub bacia por meio de suas características físicas, tais como, largura (m); área (ha); saída do fluxo (m³/s); declividade média (%); armazenamento de depressões (mm). A saída de cada sub-bacia é conectada em outra até esta última findar em um poço de visita (PV), visto que, quando bem projetada uma rede, os fluxos dos lotes, sarjetas, entre outros sistemas de captação devem convergir para as estruturas de drenagem e, com isso, destinarem-se a um corpo receptor.

5.1 DESCRIÇÃO DA REGIÃO

5.1.1 Localização

Para este projeto foi analisado um setor da região administrativa de Taguatinga que apresenta problemas com a microdrenagem, um exemplo disso, é, quando ocorrem grandes tormentas, as estruturas de drenagem (tampas dos poços de visitas) são arrancadas, as calçadas ficam submergidas, etc. A Figura 5.1 apresenta essa realidade.



(a)

(b)

Figura 5.1: Alagamento na principal avenida que dá acesso à Sandu Sul (a) e no Pistão Sul (b)

Além do alagamento, esse escoamento pode trazer prejuízos aos transeuntes, levar resíduos sólidos urbanos (garrafas PETs, embalagens plásticas) para dentro da rede e/ou levar até o Parque Ecológico Saburo Onoyama, e, por ter diversos pontos com superfície irregular, o fluxo que iria para a rede acaba desviando seu caminho.

A Figura 5.2 localiza a região que será alvo deste trabalho.

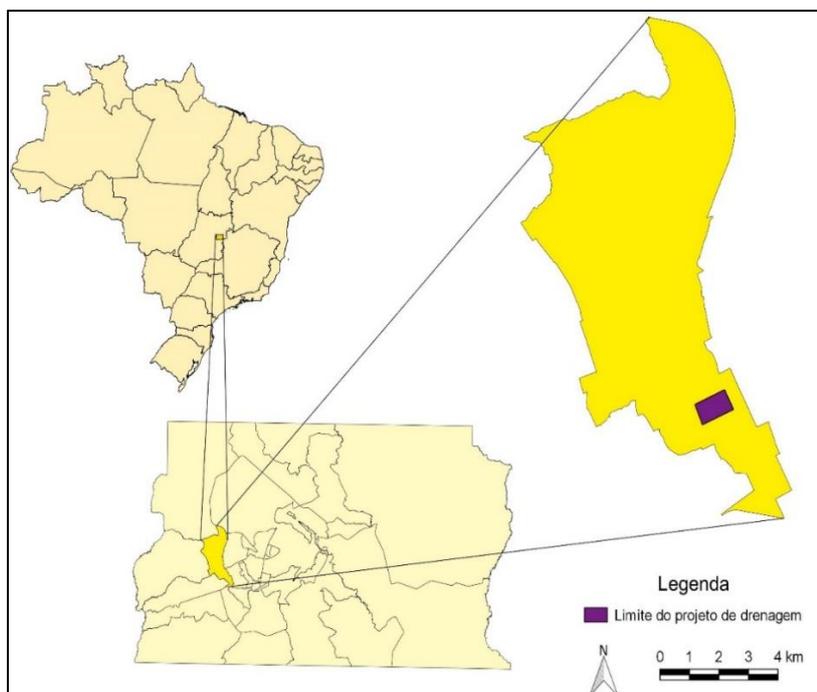


Figura 5.2: Localização da poligonal da drenagem do Setor Habitacional QSD 01 a 23

Em nível nacional a região se encontra na Bacia do Paraná, em nível regional a RA é inserida nas Bacias do Lago Paranoá e Bacia do Descoberto, porém esse estudo só abrange a Bacia do Descoberto, onde se encontra o Córrego Taguatinga. A bacia hidrográfica do rio Descoberto fica do lado oeste do DF, sendo uma das regiões mais povoadas, visto que se encontram as RAs de Taguatinga, Ceilândia, Brazlândia, parte de Samambaia, Recanto das Emas e Gama.

5.1.2 Caracterização da Rede de drenagem

Para delimitação da rede de drenagem da região foram usados dados oficiais do GDF. Foi utilizado um MDT de resolução espacial de 30 metros para plotar as cotas de tampa dos PVs, juntamente com o cadastro e uma planta parcial da rede da NOVACAP. Os dois documentos citados estavam com dados ausentes ou defasados. Devido a isso, foram adotados 2 metros de altura para os PVs e para a maioria dos tubos o diâmetro de 600 mm, conforme visto no termo de referência de obra de drenagem da Companhia Urbanizadora.

Além do diâmetro, foi estipulado, conforme o termo, a declividade mínima dos condutos de 0,5%, verificando pontos de estagnação e de erro de continuidade do fluxo; o comprimento máximo para os condutos de até 60 metros; coeficiente de manning de 0,018 para os condutos de concreto corrugado em más condições; e sub-bacias de uso do solo com atributos específicos.

O modelo construído conforme a Tabela 5.1 e a Figura 5.3, que mostram a representação e as especificações da drenagem, obteve resultados satisfatórios com erro de continuidade de (-2,5%) com a rede atual e foi replicado para os demais cenários com algumas alterações que serão expostas mais à frente.

Tabela 5.1: Inventário do modelo

Poços de visita	228
Condutos	229
Sub-bacias	1226
Emissário	1
CN médio	80,12
Área total (ha)	82,05



Figura 5.3: Representação conceitual da drenagem

5.1.3 Indicadores sociais da Região Administrativa

Os dados referentes à média de quantidades de moradias, pessoas por moradia e renda domiciliar foram retirados da Pesquisa Distrital por Amostra de Domicílios (PDAD, 2016) de Taguatinga realizada pela CODEPLAN. É mostrado também a porcentagem da cobertura por abastecimento de água e coleta de esgoto e a coleta de resíduo sólido da região (PDAD, 2013). Os indicadores são apresentados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2: Indicadores sociais da RA Taguatinga

Quantidade de moradia	69.678 moradias urbanas
Pessoas por moradia	3,19 habitantes / moradia
Renda domiciliar	R\$ 6.072,92
Cobertura por abastecimento de água	100%
Cobertura por coleta de esgoto	97,84%
Cobertura por coleta de resíduos sólidos	100%

5.2 PARÂMETROS

5.2.1 Curva Número

Como anteriormente apresentado, a curva número adotada para cada tipo de solo, conforme a Tabela 3.2, é importante na caracterização para a infiltração e para o escoamento superficial gerado. De antemão, o CN adotado para as sub-bacias residenciais foi com base no tamanho do lote, menor que 500 m², visto que os lotes desta região são padronizados com 10 metros de largura por 30 metros de comprimento, totalizando 300 m². E também, os lotes residenciais, em sua maioria, apresentam um enorme quintal que já caracteriza um fator de retardo do fluxo. Já na área de comércio, alguns lotes apresentaram mais de 4000 m² e, sobretudo, com grandes pátios por serem lotes destinados às concessionárias automotivas. Já os outros lotes, que são usados como restaurantes, faculdades, academias, são menores. Todavia, utilizam o lote inteiro por causa de seus telhados.

Para as sub-bacias de vegetação, seus limites foram demarcados dentro do Parque Ecológico Onoyama e nos canteiros centrais do pistão Sul, dado que existem vários indivíduos arbóreos na região e que as copas das árvores servem para desacelerar as gotas de chuva, favorecendo a infiltração. Outras regiões como os becos entre quadras que tinham apenas 1 (um) ou nenhum indivíduo arbóreo foram considerados solo exposto.

Por fim, para as sub-bacias que representaram o pavimento foi utilizado o maior CN por não ser permeável, logo o escoamento gerado ali vai quase integralmente para os poços de visita, descontando apenas a parcela ínfima de armazenamento entre poros do pavimento.

5.2.2 Armazenamento de Depressão

O armazenamento de depressão é a capacidade de uma determinada área com algum grau de impermeabilidade tem em reter água em suas depressões, retendo o início do escoamento.

O modelo usa esse valor como atributo da camada das sub-bacias, denominados como *Distore Perv*. A unidade do sistema internacional para esse parâmetro é o milímetro e para cada uso do solo possui um valor, calculado pela Equação 3.2, conforme a Tabela 5.3:

Tabela 5.3: Coeficiente de armazenamento de depressões

Superfície	Armazenamento de depressão (S) [mm]
Pavimentos	5,18
Solo exposto	119,53

Vegetação	762
Área Residencial	75,87
Área Comercial	31,39

Como a região analisada possui trechos com declives de até 13 m/m e outras que são praticamente planas, a estimativa desse armazenamento para algumas sub-bacias é superestimada, visto que esses valores, teoricamente, deveriam ser menores para regiões mais íngremes. Por outro lado, os resultados subestimaram para os valores dos lotes residenciais (impermeabilidade de 65% do lote), pois há lotes com área de telhado maior que os demais. Portanto para efeito de uniformização da área e facilidade da modelagem foram considerados esses valores tabelados.

5.2.3 Chuva de Projeto

Para obter as chuvas de projeto foi utilizada a Equação 4.1, equação da curva I-D-F de Brasília, com um tempo de duração da chuva de 24 horas e para cada tempo de retorno, conforme as Figuras 5.4; 5.5; e 5.6.

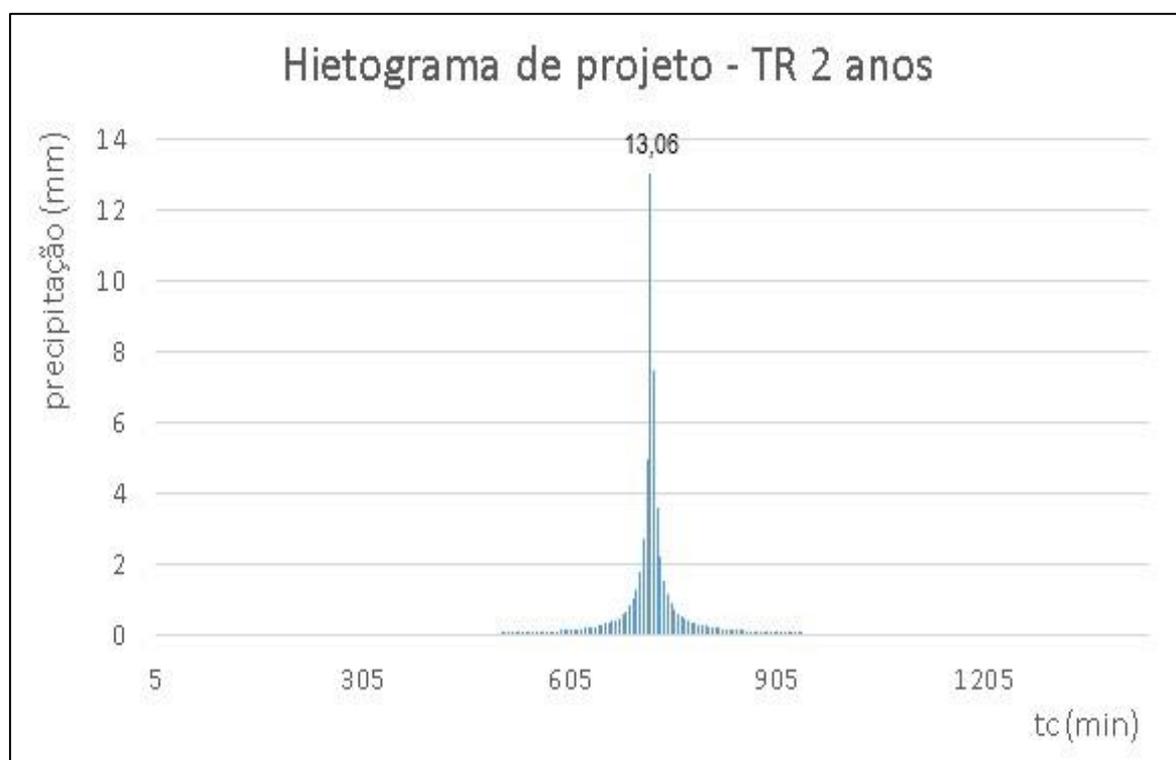


Figura 5.4: Representação do hietograma de projeto de 2 anos de tempo de retorno

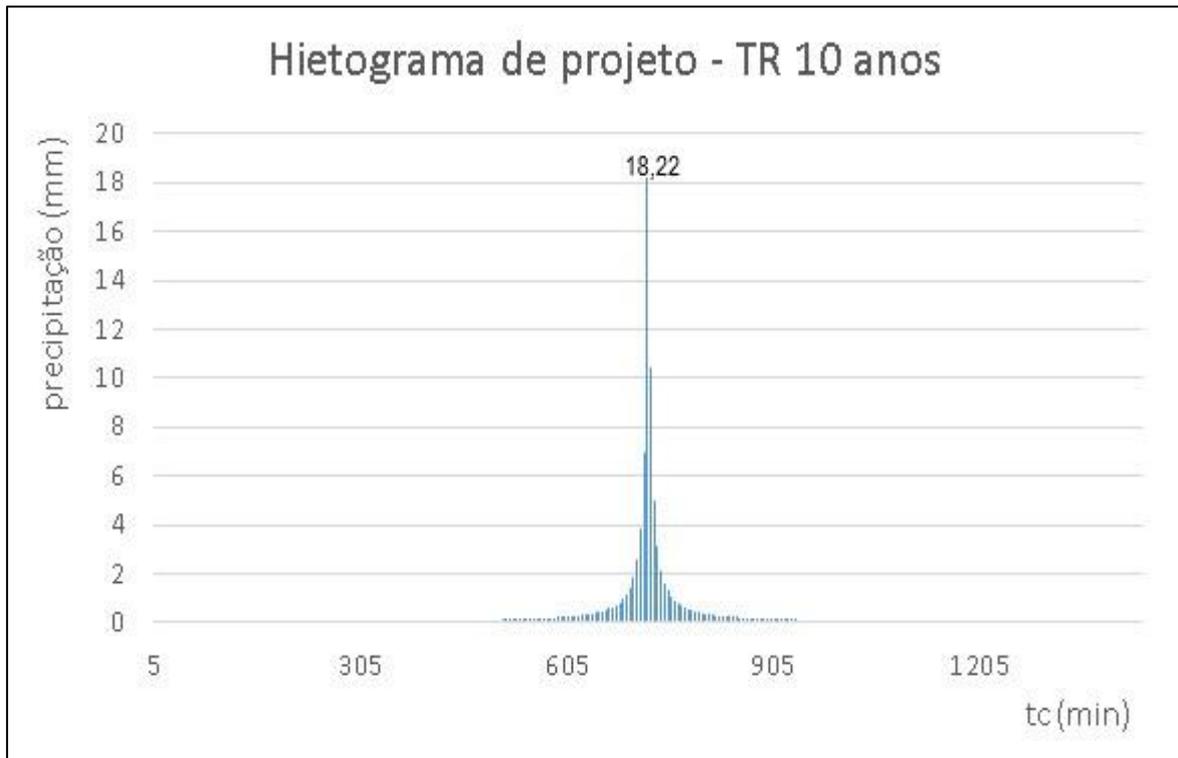


Figura 5.5: Representação do hietograma de projeto de 10 anos de tempo de retorno

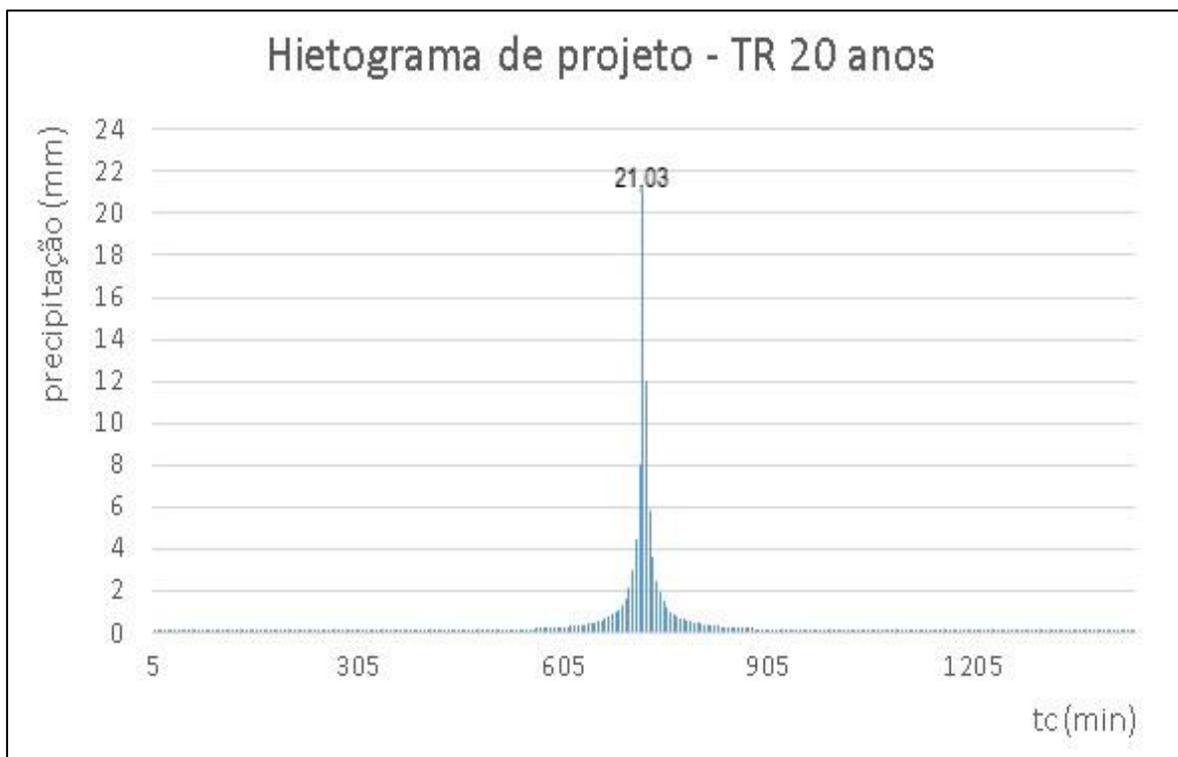


Figura 5.6: Representação do hietograma de projeto de 20 anos de tempo de retorno

5.2.4 Método Racional

A bacia estudada é completamente urbanizada, portanto foi usado o comprimento da própria rede do ponto mais alto até o emissário como talvegue da bacia. Tal ponto compreende do começo do Pistão Sul, perto do condomínio Península, até o final da avenida que dá acesso ao Parque Ecológico Saburo Onoyama, conforme a Figura 5.7.

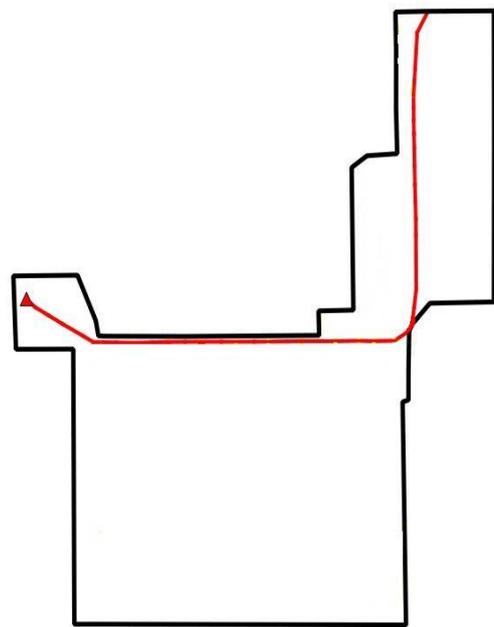


Figura 5.7: Talvegue selecionado para o método racional

Além disso, foi utilizada a intensidade de chuva calculada com tempo de retorno igual a 10 anos, para que se pudesse comparar com fluxo total do sistema atual. O tempo de concentração foi obtido pela fórmula de Kirpich, e os resultados do procedimento são apresentados na Tabela 5.4:

Tabela 5.4: Resultados do método racional

Cálculo do coeficiente de escoamento		
Sub – bacias	AI (%)	C
Área Comercial	89	0,851
Área Residencial	73	0,707
Solo Exposto	20	0,230
Pavimento	95	0,905
Vegetação	10	0,140
Média	75,13	0,726
Cálculo do tempo de concentração da bacia		

Comprimento do talvegue (km)	1,77
Diferença entre cotas (m)	42
Tempo de concentração (min)	26,142
Cálculo da intensidade média de chuva	
Tempo de retorno (anos)	10
Intensidade média de chuva (mm/h)	103,858
Cálculo da vazão de pico	
Área da bacia (ha)	82,05
Vazão de pico (m ³ /s)	17,190
Vazão de pico do modelo (m ³ /s)	23,480
Variação percentual (%)	26,79%

Considera-se que a vazão de pico do modelo poderia ser ainda menor caso fosse feita uma fragmentação mais minuciosa do mapa de CN e usada a ferramenta *area weighting* do PCSWMM. Essa ferramenta é capaz de fazer um CN médio para cada sub-bacia e com isso a diferença entre as vazões do método e do modelo seriam mais próximas.

5.3 RESULTADOS DOS CENÁRIOS

5.3.1 Cenário I – Aumento do diâmetro dos condutos

Este é o primeiro dos cenários propostos, no qual foi utilizada a ferramenta *Pipe Sizing* do PCSWMM. Para essa ferramenta, foi estipulado um diâmetro mínimo para sistema recalculando o diâmetro necessário para minimizar o número de condutos com sobrecarga. O valor mínimo estipulado para esse cenário foi de 600 mm e para o coeficiente de manning foi adotado 0,015, correspondente a tubos de concreto novos. Os resultados obtidos se encontram na Tabela 5.5.

Tabela 5.5: Características da nova rede

Diâmetro dos tubos (mm)	Número de tubos
600 mm	92
675 mm	109
750 mm	7
1.050 mm	21

Esse novo desenho da rede não segue os tamanhos de tubos pré-moldados comerciais, portanto, para facilitar a implantação poder-se-iam substituir os diâmetros de 675 e 750 mm para o tamanho comercial de 800 mm e o de 1.050 mm, para o tamanho de 1.000 mm. Depois foi novamente simulado o modelo com as geometrias novas e se obtiveram praticamente os mesmo resultados.

Mesmo com o redimensionamento da rede, o sistema apresentou PVs inundados e sobrecarregados e condutos com sobrecarga. Os resultados do cenário I são apresentados na Tabela 5.6.

Tabela 5.6: Resultados comparados do cenário base e o cenário I

	Cenário base	Cenário I
Tempo de retorno (anos)	10	
Vazão do sistema (m ³ /s)	23,48	
Vazão de saída (m ³ /s)	1,988	4,753
Vazão de saída (L/s.ha)	23,86	57,93
Escoamento superficial (mm)	26,57	
PVs sobrecarregados	141	82
PVs inundados	81	48
Condutos sobrecarregados	160	96
Erro de continuidade (%)	- 2,521	

O aumento dos condutos resultou no beneficiamento de mais de 40 % no sistema (PVs sobrecarregados, inundados e condutos sobrecarregados), de acordo com o apresentado na tabela acima. Entretanto, a vazão do emissário é mais que o dobro do permitido na Resolução nº 09/11 da ADASA, sendo necessária a implantação de dispositivos de infiltração para que possa ser atendido o regulamento.

5.3.2 Cenário II – Pavimento Permeável

No dimensionamento do pavimento permeável, optou-se por não usar a camada de areia e o dreno. A camada de areia é opcional e serve para ajudar no retardamento do fluxo junto com o pavimento (Rossman e Huber, 2016), já o dreno serve para reintroduzir parte do fluxo que não infiltrou no solo na rede de drenagem, o que é inútil quando há sobrecarga dos condutos.

A Figura 5.8 mostra como que é representação dos pavimentos permeáveis e suas interações com o sistema no modelo SWMM.

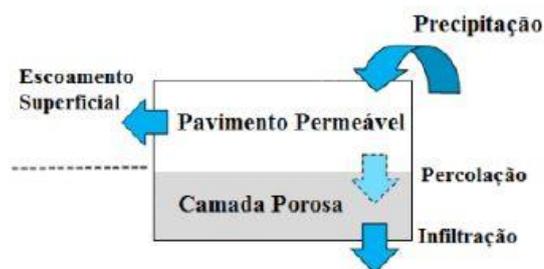


Figura 5.8: Representação do pavimento permeável no modelo SWMM

(Fonte: Rossman e Huber, 2016)

O dimensionamento das células de pavimento permeável no SWMM se encontra na Tabela 5.7.

Tabela 5.7: Dimensionamento do pavimento permeável

Camada	Parâmetro	Valor	Fonte
Superfície	Altura de borda (mm)	0	-
	Fração vegetada (%)	0	-
	Coefficiente de rugosidade (Manning)	0,012 (concreto liso)	Rossman e Huber, 2016
	Declividade (%)	0,001	-
Pavimento	Espessura (mm)	150	Rossman e Huber, 2016
	Índice de vazios (vazios/sólidos)	0,129	Pinto, 2011
	Permeabilidade do pavimento (mm/h)	3.800	NBR 16416
	Fator de entupimento	0	-
Armazenamento	Altura (mm)	300	De Abreu e Coutinho, 2017
	Índice de vazios (vazios/sólidos)	0,75	De Abreu e Coutinho, 2017
	Condutividade hidráulica (mm/h)	4,6107	Pinto, 2011
	Fator de entupimento	0	-

A permeabilidade do pavimento foi obtida através da Tabela 3.5 que exhibe um valor de k maior que 3.600 mm/h, sendo uma permeabilidade muito alta, portanto se adotou o valor de 3.800 mm/h.

Na camada de superfície foi adotada altura de borda igual a zero para simular que a água que escoar de uma sub-bacia até o pavimento não encontra obstáculo no meio do caminho e a fração de vegetação igual a zero simula que não há espécimes arbóreos na sub-bacia que será implantada a LID.

Já para o fator de entupimento foi idealizado o cenário em que não há entupimento dos poros da camada de pavimento e nem da camada de armazenamento, ou seja, o sistema trabalha perfeitamente, o que na realidade não é verdade, visto que ao passar do tempo as LIDs vão perdendo sua eficiência e precisam de manutenção regular.

A implantação do pavimento se deu em áreas onde o tráfego é leve, ou seja, que passe apenas carros de passeios e transeuntes, visto que um dos problemas relacionados ao uso do pavimento permeável é a falta de resistência mecânica para altas cargas, como caminhões e ônibus. Logo foram escolhidas as ruas residenciais, de acordo com a Figura 5.9.



Figura 5.9: Localização dos pavimentos permeáveis

A Tabela 5.8 mostra os resultados obtidos na implantação do pavimento permeável no sistema comparados aos resultados do cenário base.

Tabela 5.8: Resultados comparados do cenário base e o cenário II

	Cenário Base	Cenário II
Tempo de retorno (anos)	2	
Vazão do sistema (m ³ /s)	10,74	8,30
Vazão de saída (m ³ /s)	1,958	1,959
Vazão de saída (L/s.ha)	23,86	23,88
Escoamento superficial (mm)	16,380	12,523
PVs sobrecarregados	107	80
PVs inundados	56	24
Conduitos sobrecarregados	127	98
Erro de continuidade (%)	-0,153	-0,134

O dispositivo não diminuiu a vazão de saída da rede, por causa da ausência do dreno que faria o papel de lançar de volta ao sistema o que não foi infiltrado na camada de armazenamento (solo). Isso se reflete também no escoamento superficial, com o dispositivo inserido foi capaz de reduzir em 24,83 % o fluxo responsável pelas inundações que ocorrem na região, logo é possível deduzir que essa parcela ficou retida nos dispositivos.

Além da contribuição na diminuição do escoamento superficial, o dispositivo foi capaz de reduzir em 57,14% o número de poços de visitas que estavam inundando. Mas também, foi capaz de reduzir em 25,23 % o número de PVs trabalhando em sobrecarga e em 22,83 % o número de conduitos que trabalhavam em regime de conduto forçado. Portanto, para tormentas recorrentes, tempo de recorrência de 2 anos, a introdução do pavimento permeável já traz benefícios significantes ao sistema.

Na parte de vazão de saída, o pavimento permeável não interferiu no quantitativo de saída o que atente a Resolução 09/11 da ADASA, conforme a vazão já existente na região.

5.3.3 Cenário III – Valas de infiltração

As valas de infiltração foram selecionadas por causa da sua simplicidade de dimensionamento e facilidade de implantação, pois têm feição linear que é possível de encaixar em qualquer canteiro ou solo exposto e, além disso, trazer bons resultados como controle local da vazão. A Figura 5.10 demonstra um esquema que representa a vala de infiltração.

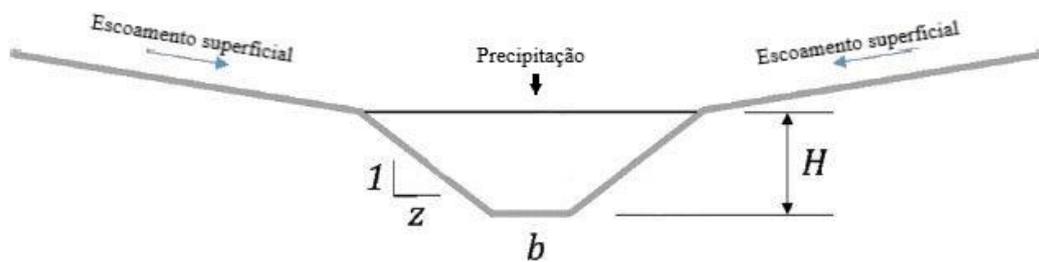


Figura 5.10: Representação da Vala de infiltração

(Fonte: Adaptado de Yazaki *et al*,2018)

O dimensionamento das valas pelo modelo SWMM é mais simples do que o encontrado no Manual de Drenagem da ADASA, sendo exigido apenas a profundidade da camada superficial (berma), fração de vegetação, rugosidade superficial (manning), declividade da superfície do dispositivo e declividade lateral.

Foram selecionadas as possíveis áreas para a implantação do dispositivo (que fossem no meio da urbanização) para realmente ter efetividade a vala no escoamento superficial e, após isso, foram analisadas sub-bacias que possuíssem declividade média menor que 0,5 %, visto que sua eficiência é pequena para declives acentuados (Ballard *et al*, 2016), conforme a Figura 5.11.



Figura 5.11: Localização das valas de infiltração

O dimensionamento das valas para o modelo se encontra na Tabela 5.9.

Tabela 5.9: Dimensionamento das valas de infiltração

Camada	Parâmetro	Valor	Fonte
Superfície	Profundidade da camada superficial (mm)	1000	-
	Fração de vegetação	0	Rossman e Huber, 2016
	Rugosidade superficial (manning)	0,041	Rossman e Huber, 2016
	Declividade superficial (%)	0,001	-
	Fator de inclinação da borda	1	Rossman e Huber, 2016

Foi fixada uma largura de 14 metros para base maior, conforme a tipologia das sub-bacias usadas, e de 12,6 metros para a base menor.

Tanto para a fração de vegetação quanto para a rugosidade superficial foram adotadas características da grama esmeralda que seria uma escolha possível para revestir as valas. Já a declividade superficial e o fator de inclinação da borda são parâmetros de forma, sendo o primeiro um valor bem baixo para que o dispositivo acompanhe a declividade do terreno, e para o segundo, simular uma angulação de 45° do talude da vala de infiltração.

A comparação dos cenários base e com implantação de valas de infiltração se encontram na Tabela 5.10.

Tabela 5.10: Resultados comparados do cenário base e o cenário III

	Cenário Base	Cenário III
Tempo de retorno (anos)	2	
Vazão do sistema (m ³ /s)	10,74	9,36
Vazão de saída (m ³ /s)	1,958	1,897
Vazão de saída (L/s.ha)	23,86	23,12
Escoamento superficial (mm)	16,380	13,675
PVs sobrecarregados	107	86
PVs inundados	56	31
Conduitos sobrecarregados	127	103

Erro de continuidade (%)	-0,153	-0,124
--------------------------	--------	--------

Fazendo a análise dos resultados acima, é possível notar que este cenário foi menos efetivo que o cenário dos pavimentos permeáveis, tendo uma diminuição menor do que 20 % de sobrecarga para os condutos e PVs. Isso se deve ao fato de que foram menos dispositivos usados por conta da ausência de locais disponíveis, e além disso, por ser uma região com alta declividade, as valas não obtiveram o mesmo sucesso que os pavimentos permeáveis. No caso do Cenário II, o dispositivo implantado se beneficiou do nivelamento de terreno do sub-leito do asfalto já existente.

Porém, as valas foram mais eficientes na redução da vazão de pico do emissário do que os pavimentos permeáveis. Essa mudança se deu por causa da troca de alguns *outlets* de algumas sub-bacias que antes iam para os poços de visita e depois passaram a ser destinadas às valas, portanto obteve-se atendida a Resolução 09/11 da ADASA.

5.3.4 Cenário IV – Bacia de detenção

Já que os cenários anteriores não conseguiram amortizar o escoamento superficial da região, optou-se, então, por utilizar uma medida costumeira de controle de quantidade de fluxo nas obras de drenagem desde a aprovação da Resolução nº 09/2011 da ADASA, as bacias de detenção. Essa medida vem sendo amplamente empregada nos projetos de drenagem da NOVACAP.

Desde a vigência da norma regulamentadora 09/11 da ADASA, obras de drenagem devem passar pelo crivo da mesma adotando medidas de controle da vazão máxima específica lançada no corpo receptor, não passando de 24,4 L/(s.ha).

No projeto foram estabelecidos dois pontos com bacias de detenção, conforme mostrado na Figura 5.12.

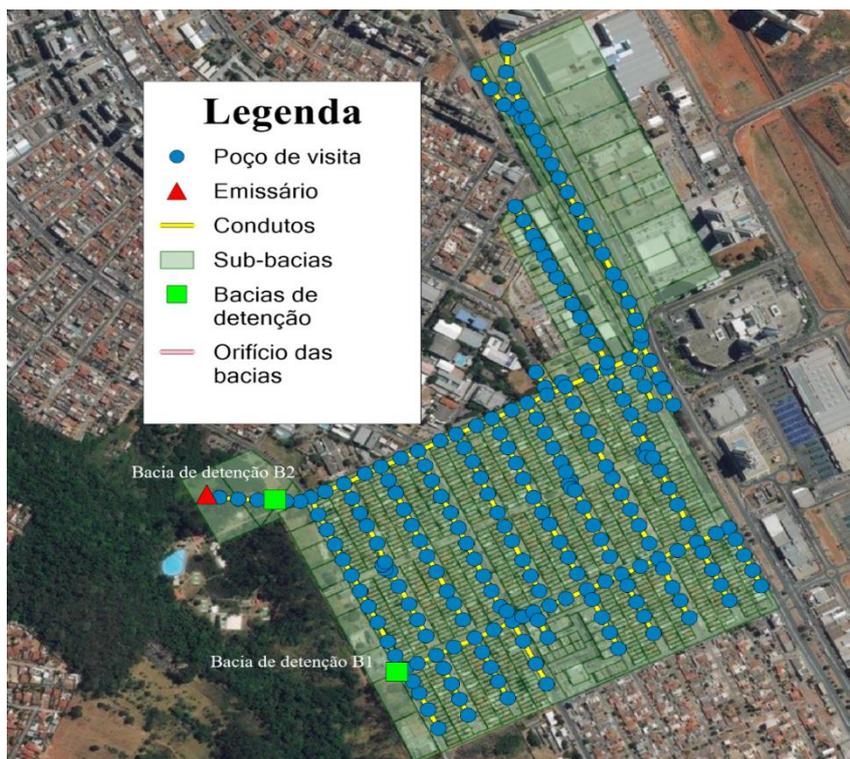


Figura 5.12: Localização das bacias de detenção

Os resultados obtidos no dimensionamento das bacias de detenção pela Resolução 09/11 da ADASA estão presentes na Tabela 5.11.

Tabela 5.11: Resultados do dimensionamento pela Resolução 09/11 da ADASA

	V(m ³)	Ai(%)	Ac(ha)
Bacia de detenção BD1	7.832,241	79,33	20,98
Bacia de detenção BD2	22.569,44	78,55	61.07
Volume do modelo (m³)	42.180		
Diferença entre o calculado e o modelo (%)	27,92		

Após calcular o volume necessário para amortecer o fluxo superficial, foi estipulada uma altura de 3 (três) metros para ambas as bacias a fim de que pudesse calcular a área superficial de cada bacia. Obteve-se os valores de 2.610,747 m² para bacia BD1 e 7.523,147 m² para a bacia BD2.

Com os volumes calculados pela Resolução 09/11 da ADASA, obteve-se o dimensionamento das bacias no formato de tronco de pirâmide como é apresentado na Tabela 5.12.

Tabela 5.12: Dimensionamento das bacias de detenção para situação de obra

	Bacia de detenção BD1	Bacia de detenção BD2
h(m)	3	3
L(m²)	2610.747	7523.147
l(m²)	2604.747	7517.147

Além do volume, teve-se que ser calculada a vazão dos orifícios de cada bacia, para isso usou a ferramenta *solver* do Excel em que foi colocado na função objetivo o valor da vazão específica máxima permitida pela Resolução. A partir disso foram calculados os valores presentes na Tabela 5.13.

Tabela 5.13: Resultados dos parâmetros para os orifícios

	bacia 2	bacia 1
Kc	0,335	0,297
a (m)	0,804	0,401
b (m)	0,396	0,274
Aor (m ²)	0,318	0,110
Cd	0,61	0,61
g (m/s ²)	9,81	9,81
h (m)	3	3
Q (m ³ /s)	1,49	0,51
q (L/s.ha)	24,4	24,4

Como ambas as bacias são consideradas de pequeno porte, o orifício de saída não pode ter a abertura grande, dado que o fluxo não seria amortecido ao entrar na bacia, e sim, passaria direto. Depois que as bacias e os orifícios foram dimensionados, foi possível gerar cenários de comparação entre a rede atual e a rede com os reservatórios. Conforme as Figuras 5.13 e 5.14 e Tabela 5.14.

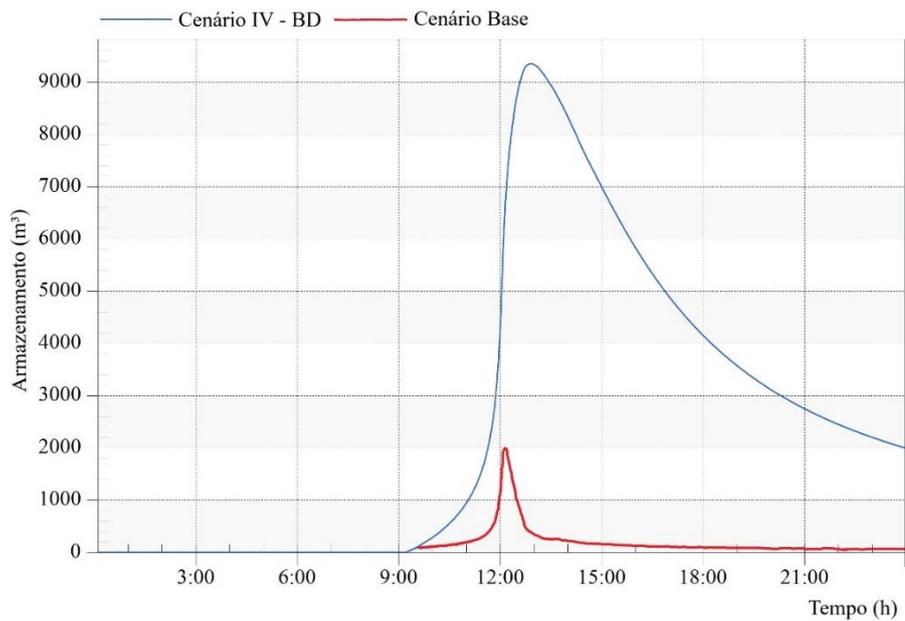


Figura 5.13: Hidrograma de armazenamento do sistema

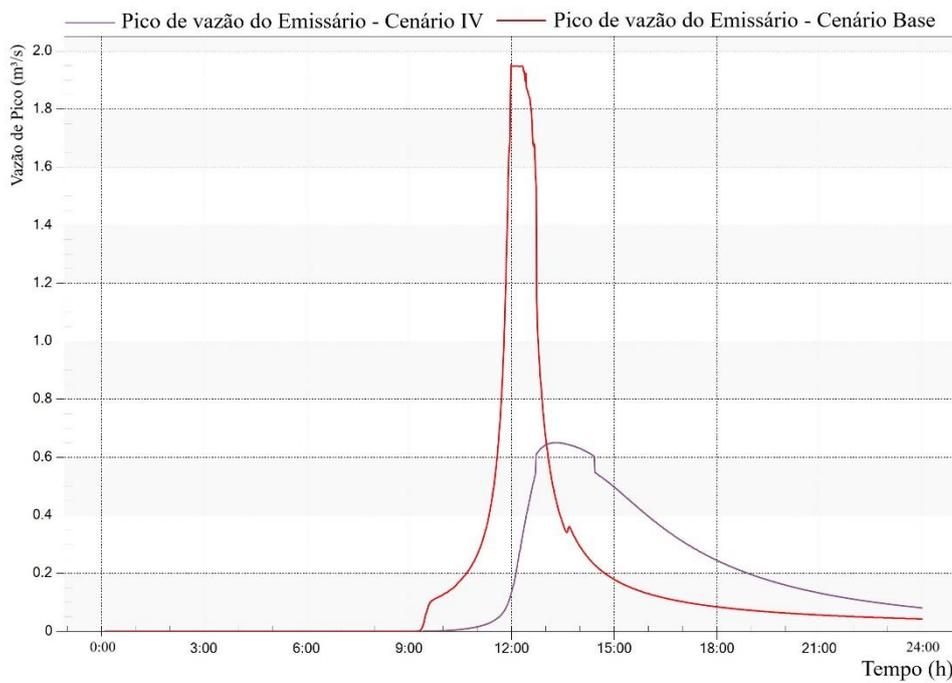


Figura 5.14: Hidrograma de vazão de pico dos emissários

Tabela 5.14: Resultados comparados do cenário base e o cenário IV

	Cenário Base	Cenário IV
Tempo de retorno (anos)	10	
Vazão do sistema (m ³ /s)	23,48	

Vazão de saída (m ³ /s)	1,95	0,65
Vazão de saída (L/s.ha)	23,86	7,92
Armazenamento (m ³)	1.994	9.218
PVs sobrecarregados	141	131
Pvs inundados	81	112
Conduitos sobrecarregados	160	153
Erro de continuidade (%)	- 2,521	-2,565

Os resultados de armazenamento e de vazão de pico final foram os únicos que obtiveram sucesso, sendo que o primeiro teve 78 % de acréscimo no armazenamento do fluxo do sistema e outro uma redução de 67% na vazão de saída. Entretanto, em relação a benefícios ao sistema de drenagem, ambas bacias não tiveram êxito visto que diminuíram levemente o número de PVs e de conduitos sobrecarregados e aumentou-se em PVs inundados.

Tal efeito foi gerado com o dimensionamento das bacias conforme a fórmula da resolução, logo foi pensado em variar a área de influência de cada bacia, assim como, seus orifícios de saída para que pudessem gerar outros resultados. Todavia, o efeito do aumento das bacias não foi satisfatório visto que teve melhoramento de menos de 10 % sobre o sistema.

Uma hipótese levantada foi a de que deveria haver mais bacias de detenção espalhadas ao longo da drenagem com o tamanho reduzido, visto que bacias que atuam no final da rede amortecem apenas o fluxo que vai para o corpo receptor e não o fluxo de montante, ocorrendo ainda assim, alagamentos nas partes mais altas. Um exemplo de funcionalidade de bacias de detenção foi em Borges (2018), que foi feita a análise em uma rede de drenagem na RA Guará II com diversas bacias de detenção espalhadas em diversos pontos do sistema e apresentou como resultado a diminuição de 80% do número de PVs e conduitos trabalhando sobrecarregados.

Porém, foi feita a análise espacial da área do projeto e foi constatado que não seria possível a implantação em mais pontos e fazer bacias maiores, visto que a área é bem urbanizada com moradias já consolidadas e logo abaixo encontra-se o Parque Ecológico Saburo Onoyama, que tem mata de galeria para o córrego Taguatinga.

5.3.5 Cenário V – Bacias, Pavimentos e Valas

Visto que todos os cenários anteriores não conseguiram amortecer o escoamento superficial e evitar inundações, pensou-se em juntar todos os dispositivos LID e aplicar em apenas um cenário.

Utilizaram-se os mesmos dispositivos, nas mesmas localidades e nas mesmas dimensões, e foi simulado para os tempos de recorrência de 2 anos, chuvas mais recorrentes, e de 10 anos, tormentas menos frequentes que causam mais prejuízos.

Os resultados obtidos pela simulação podem ser vistos na Tabela 5.15.

Tabela 5.15: Resultados comparados do cenário base e o cenário V

	Cenário Base		Cenário V	
	2	10	2	10
Tempo de retorno (anos)	2	10	2	10
Vazão do sistema (m ³ /s)	10,74	23,48	8,30	20,39
Vazão de saída (m ³ /s)	1,95	1,95	0,3186	0,5809
Vazão de saída (L/s.ha)	23,86	23,86	3,88	7,08
Escoamento superficial (mm)	16,380	23,860	12,523	22,633
PVs sobrecarregados	107	141	23	53
Pvs inundados	56	81	20	44
Conduitos sobrecarregados	127	160	32	40
Erro de continuidade (%)	-0,153	- 2,521	-0,143	-3,023

Perante aos demais cenários, este foi o que trouxe melhor resultados, porém não foi capaz de reduzir o número de PV e Conduitos a zero. Para o cenário com o TR de 2 anos obteve-se uma redução de 78,5% para os PVs sobrecarregados, 64,3% para os inundados e 74,8% para os conduitos sobrecarregados, enquanto, para o cenário com TR igual a 10 anos obteve-se uma redução de 62,4% para os PVs sobrecarregados, 45,7% para os inundados e 75% para os conduitos sobrecarregados.

Como a última proposta não deu resultado esperado, optou-se por replicar o Cenário V com mudança no tamanho dos conduitos, até a ocorrência de sistema sem sobrecarregamento e

inundação. Após fazer as interações chegou-se ao diâmetro de 1,2 metros para toda a rede, porém a linha de energia do escoamento ainda é alta por conta da alta declividade conforme é mostrado pela linha contínua vermelha no perfil (Figura 5.15).

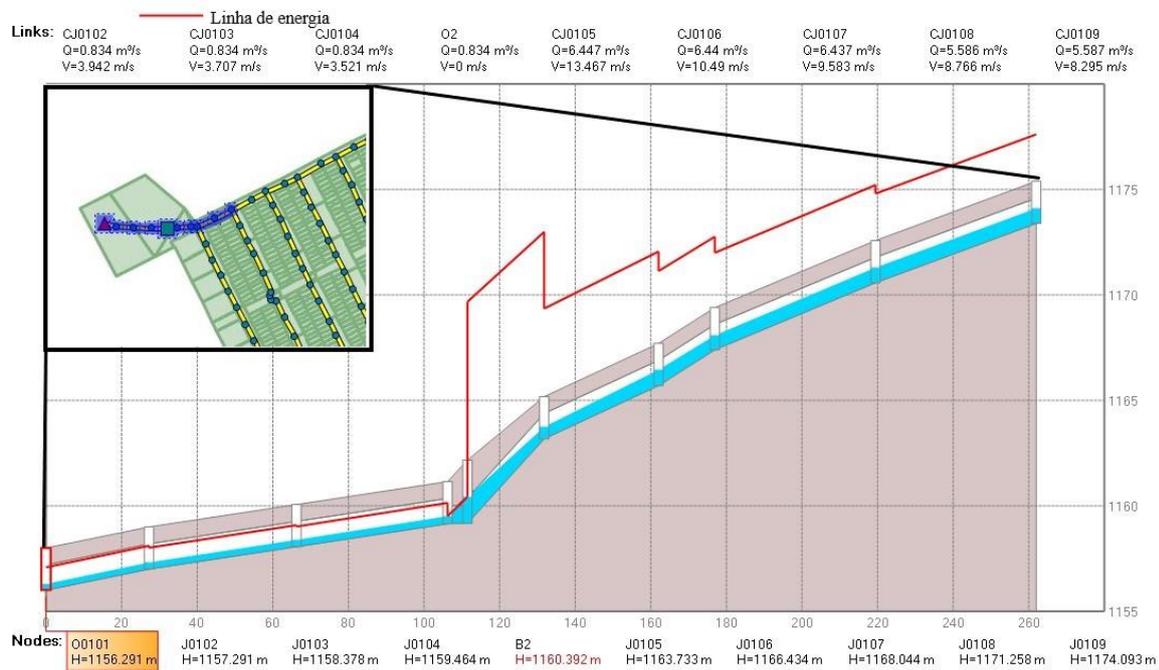


Figura 5.15: Perfil de um dos trechos da rede

A partir do perfil acima é possível ver velocidades de escoamento dentro dos condutos altíssimas, em alguns trechos chegando a atingir 13,5 m/s. Essa velocidade é recorrente em diversos pontos da rede, mostrando que não atende a velocidade máxima de 6 m/s estipulada pelo termo de referência da NOVACAP. A alta velocidade do escoamento é um dos principais problemas visto na região, pois aumenta muito a linha de energia que mais a frente pode ser convertida em altura de água e/ou pressão interna nos condutos, conforme a conservação de energia.

Por fim, foram feitos comparativos com os TRs de 2 e 10 anos das vazões máximas de saída (Figura 5.16 e Figura 5.17) a fim de que pudesse atender à Resolução 09/11 da ADASA, e das vazões máximas do sistema (Figura 5.18 e Figura 5.19) para saber qual dos cenários propostos amorteceriam mais os picos de vazões.

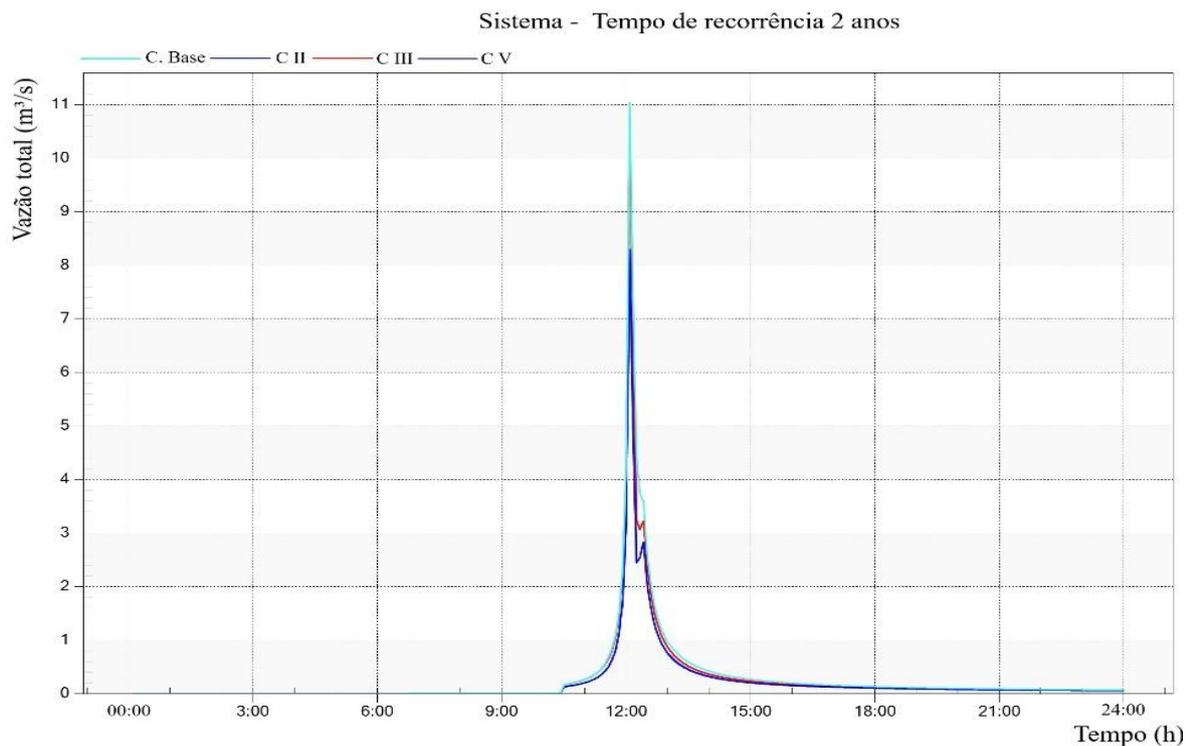


Figura 5.16: Comparação das vazões máximas do sistema – TR 2 anos

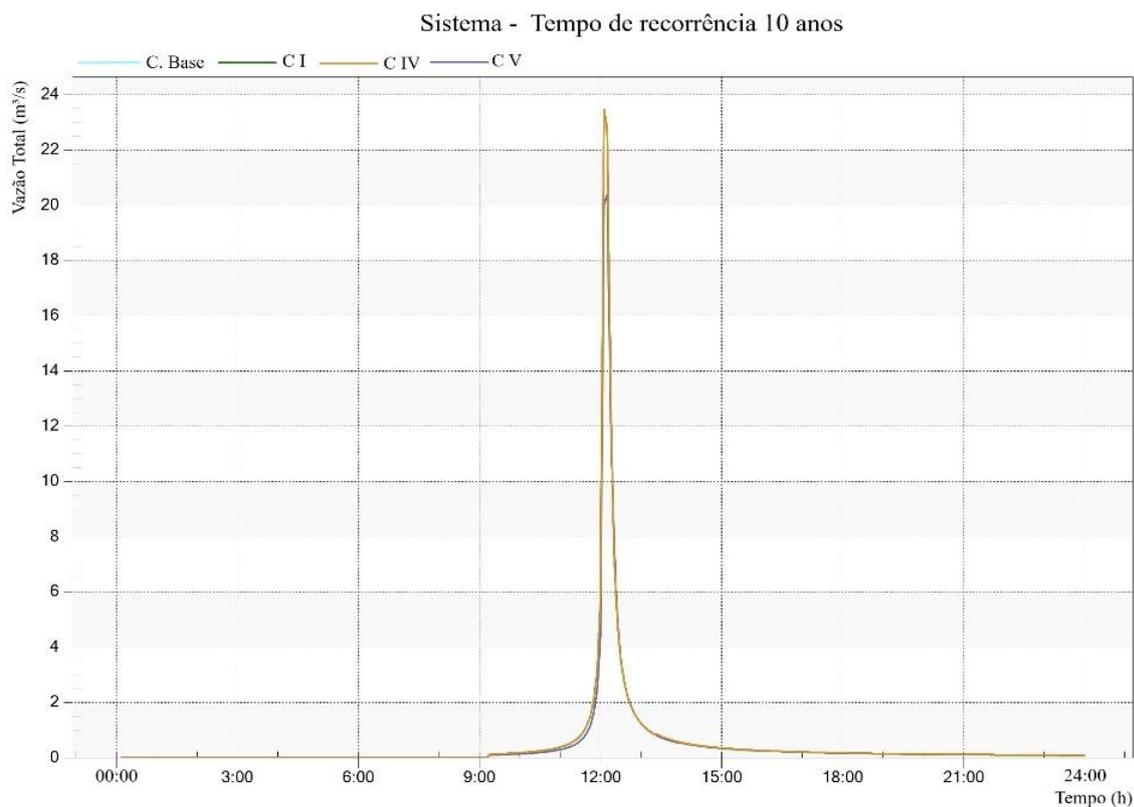


Figura 5.17: Comparação das vazões máximas do sistema – TR 10 anos

Como pode-se notar apenas o Cenário V conseguiu reduzir expressivamente a vazão total do sistema em comparação com os demais cenários. Uma das justificativas para que os

outros cenários não tenham conseguido êxito em reduzir o escoamento superficial, foi o fato da região ter uma declividade média muito alta, e como foram usados dispositivos de infiltração, declividades maiores que 0,5% interferem no funcionamento dos supracitados. Por mais que o Distrito Federal seja conhecido por ser um planalto, há pontos que possuem declividade alta como no caso estudado.

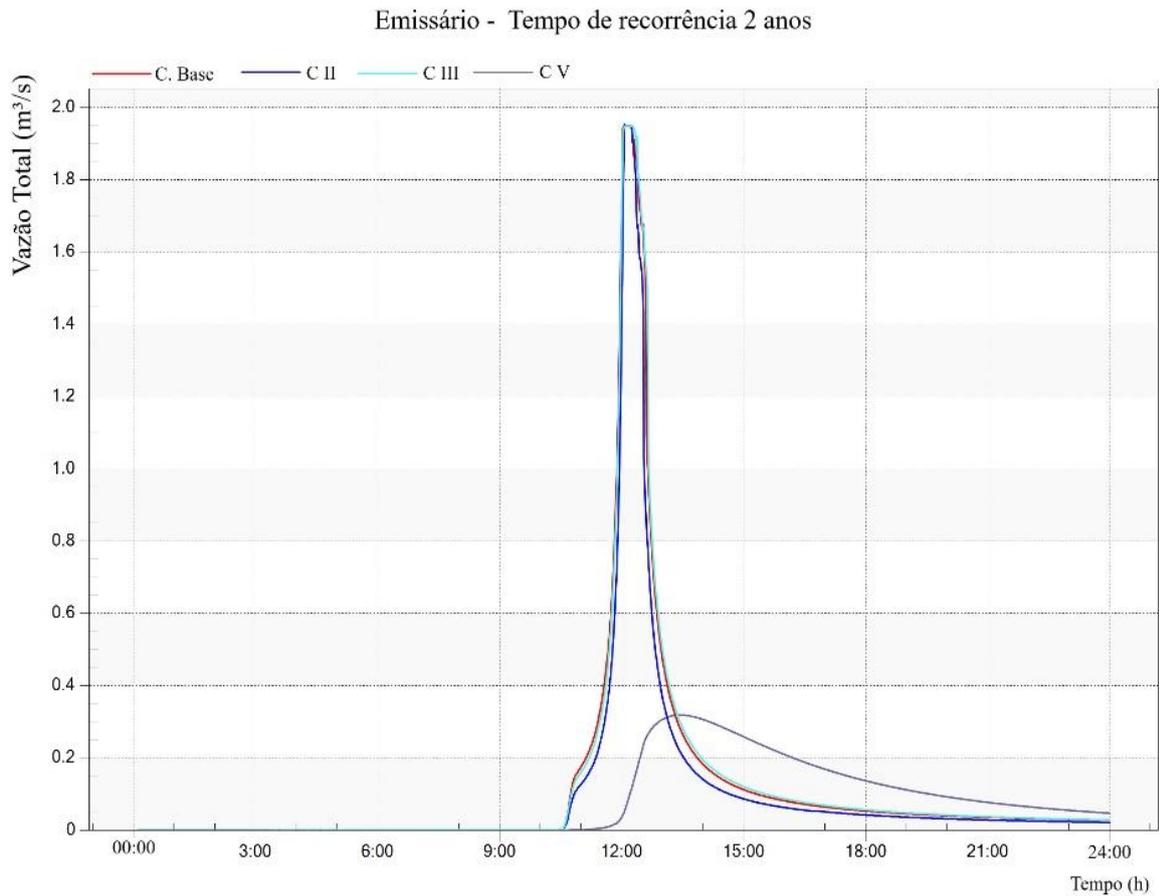


Figura 5.18: Comparação das vazões máximas de saída – TR 2 anos

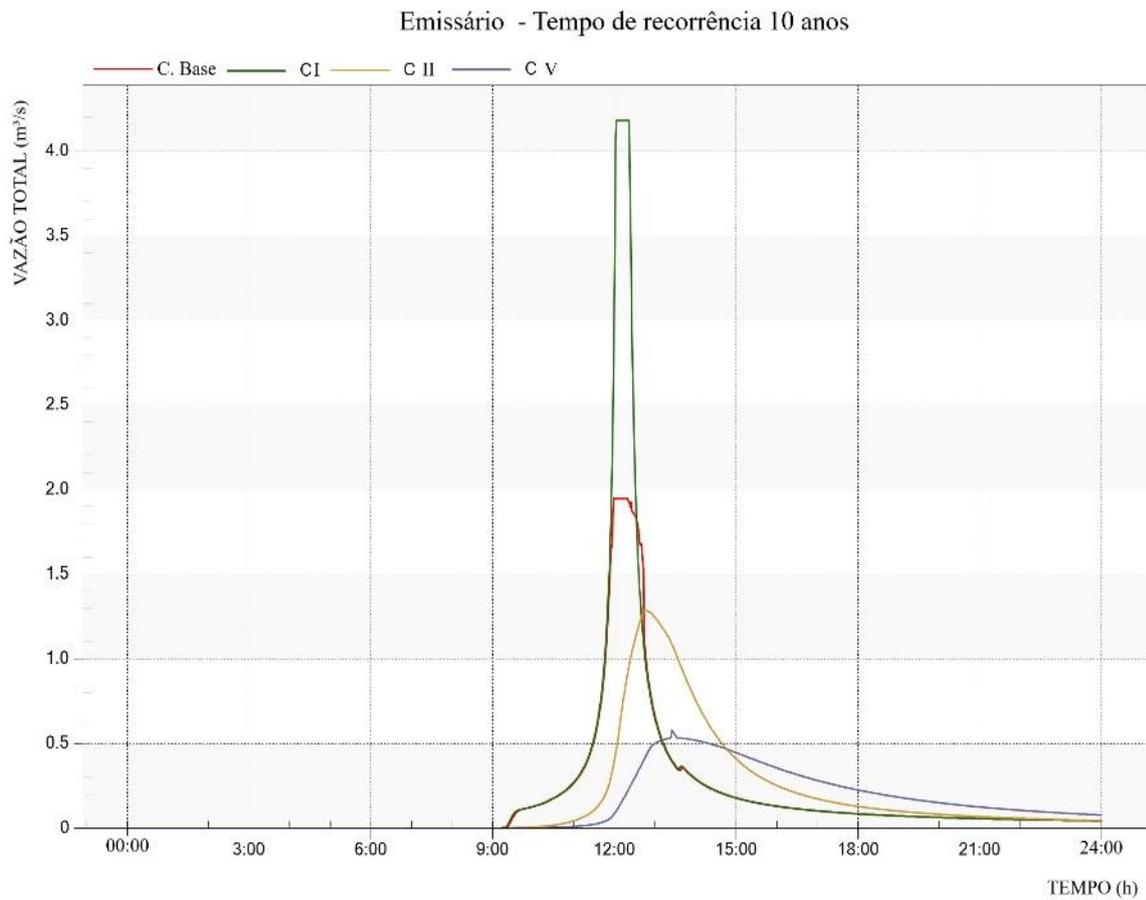


Figura 5.19: Comparação das vazões máximas de saída – TR 10 anos

Já na vazão de saída do sistema, apenas o aumento do diâmetro dos condutos acarretaria em discordância da Resolução 09/11 da ADASA. Já os demais cenários se encaixariam perfeitamente.

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A partir de premissas fundamentadas nas bibliografias estudadas e de várias tentativas e erro, foi possível utilizar do modelo SWMM com a interface gráfica do PCSWMM para fazer o estudo proposto. Porém, como todo modelo, existem erros inerentes ao seu processamento, erros das estimativas dos parâmetros, entre outros erros que vão se somando e que fornecem uma defasagem entre o valor modelado e observado. Para que tenha uma confiabilidade maior do modelo são precisos uma equipe multidisciplinar para fazer a análise da região e tempo para coletar os dados e verificar suas incertezas com base em testes probabilísticos, mas para uma análise preliminar já foi possível ter respostas ao que foi proposto.

O estudo foi baseado na legislação local, Resolução 09/11 da ADASA que regulamenta o valor de 24,4 L/s.ha para efluentes de sistemas de drenagem, e na bibliografia de vários autores. A ideia surgiu pelo fato do DF, em sua maioria territorial, apresentar vários locais planos e com predominância de solos bem drenantes. Logo, o uso de dispositivos de infiltração seria possível e o controle local do ser humano sobre as inundações seria melhor do que regiões montanhosas, além de beneficiar em muito o meio ambiente com aumento de recargas dos aquíferos.

A ausência de dados sobre a região deixou a entender que não existe intervenção na localidade há anos, por isso o cenário base foi construído com os valores mínimos permitidos pelo termo de referência da NOVACAP, tais como, diâmetro mínimo de 600 mm para os condutos, declividade média dos condutos maior que 0,5%, comprimento máximo de 60 metros para os condutos e altura máxima de 2 metros para os PVs.

Em visita ao local, foi possível ver através dos PVs, ligações que passam debaixo de residências, ou seja, um forte indício que a planta parcial da drenagem da NOVACAP está desatualizada, e também, vai de encontro à camada da rede criada para simular os cenários. Porém, buscou-se atender a melhor alternativa de construção da rede que seria os condutos seguirem os sentidos das vias ao invés de passarem por baixo das residências.

Os resultados mostraram que houve melhorias nos cenários propostos em relação ao cenário base, inclusive, na vazão de saída da rede, em que todos os cenários ficaram abaixo do valor da Resolução 09/11 da ADASA, com exceção do cenário I, que aumenta o diâmetro dos condutos. Porém, em alguns casos, como o das bacias de retenção, a implantação do dispositivo se fez desnecessária porque teve baixa influência sobre o escoamento superficial e não ajudou localmente o amortecimento da chuva. Assim como no caso do cenário V (pavimentos permeáveis, valas de infiltração e bacias de retenção) que apresentou o mesmo

volume de escoamento superficial do cenário II (pavimentos permeáveis), ou seja, não está sendo amortecida pela implantação dos dispositivos (valas de infiltração e bacias de retenção), portanto o uso desses dois dispositivos não trazem resultados significativos para diminuição da problemática.

A princípio a intervenção da região apenas com este estudo não seria viável visto que nenhum dos cenários propostos conteve as inundações, portanto implantar apenas dispositivos de infiltração na região não bastaria. Para alguns dispositivos, como no caso das valas de infiltração e as bacias de retenção, teve-se dificuldade de achar espaço para implantá-las. Já as que foram implantadas não obtiveram tanto sucesso, pois o volume de escoamento não foi amortecido por conta da alta área de contribuição, e a alta declividade do terreno.

Para estudos posteriores, poderiam ser usados outros dispositivos de controle local, tais como, trincheiras de infiltração e microrreservatórios dentro dos lotes residenciais dada as dimensões dos lotes e a readequação da rede completa. Para que seja possível implantação desses dispositivos dentro das residências, o poder público teria que utilizar de instrumentos econômicos, como o caso do IPTU verde, para quem implantasse os dispositivos.

Por fim, recomenda-se que para este caso, teria que ser feita uma readequação da rede existente com novas ligações, com condutos de concreto de 1,2 metros de diâmetro ou optar por outro material com coeficiente de rugosidade menor, seguindo o sentido das vias e vedando as ligações antigas; implantar o cenário V, já que sua eficiência de redução do escoamento se igualou ao do cenário II e obteve a melhor redução da vazão de saída; fazer outros emissários para poder dividir a rede e diminuir a área de contribuição para cada sistema e; melhorar as estruturas existentes, como boca de lobo, poços de visita, bueiros, sarjetas.

REFERÊNCIAS

- ABNT, 2015. **NBR 16416 Pavimentos Permeáveis de Concreto - Requisitos e Procedimentos**.
- Agência Reguladora de Águas Energia e Saneamento do Distrito Federal (ADASA), 2011. **Resolução nº 09, de 08 de abril de 2011**. Brasília-DF.
- ALMEIDA, I. K.; ANACHE, J. A. A.; ALMEIDA, V. R.; SOBRINHO, T. A., 2013. **Estimativa de tempo de concentração em bacia hidrográfica**. XX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. ABRH. Bento Gonçalves/RS.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE), 1996. **Hydrology Handbook**. 2ªed. New York, USA: ASCE. 784p.
- ARTEIRO, J. M. B., FONSECA, F. A., FRAGASSI, P., MOHAMAD, M. M, 2017. **Projeto Executivo de Readequação de Drenagem Para a QSF e QSE, Localizada na Região Administrativa de Taguatinga – RA III**. TOPOCART. Brasília.
- BALLARD, W., WILSON, B., UDALE-CLARKE, H. SCOTT, S., ASHELEY, T., KELLAGHER, R., 2016. **The SuDS Manual**. CIRIA. Department for Environment Food & Rural Affairs.
- BENINI, S. M., 2015. **Infraestrutura verde como prática sustentável para subsidiar a elaboração de planos de drenagem urbana: Estudo de caso da cidade de tupã/SP**. Dissertação de pós-graduação em Geografia e Tecnologia. Universidade Estadual Paulista Julio de Mesquita Filho. Presidente Prudente, São Paulo.
- BORGES, M. C. P., 2018. **Estudo para implantação de Técnicas de Drenagem Sustentável na Região Administrativa Guará II do Distrito Federal**. Monografia de Projeto Final em Engenharia Ambiental. Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Brasília-DF.
- BRAGA, B., ESPANHOL, I., CONEJO, J. G. L., MIERZWA, J. C., BARROS, M. T. L., SPENCER, M., PORTO, M., NUCCI, N., JULIANO, N., EIGER, S., 2005, **Introdução a Engenharia Ambiental: O desafio do desenvolvimento sustentável, 2ª edição**, Pearson Prentice Hall, ISBN 978-85-7650-041-4, São Paulo, SP, Brasil.
- BRANDÃO, V. B., 2003 **Espaço Urbano X Apropriação Social: um estudo de caso dos espaços públicos abertos de Taguatinga**. Dissertação de mestrado do programa de Pós-graduação em Arquitetura e Urbanismo. Universidade de Brasília.
- BUTLER, D., DIGMAN, C. J., MAKROPOULOS, C., DAVIES, J. W., 2018. **Urban Drainage**. 4º ed. Taylor & Francis Group, LLC.
- CAHILL, T. H., 2012. **Low impact development and sustainable stormwater management**. Hoboken, New Jersey.
- CANHOLI, A. P., 2005. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. São Paulo: Oficina de textos.

- CARDENAS, E. S., 2017. **Avaliação dos Sistemas Urbanos de Drenagem Sustentável Mediante o Modelo Urban Water Use (UWU) em Área Urbana da Cidade de Curitiba.** Dissertação de pós-graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental. Universidade Federal do Paraná. P. 86-91.
- CORDENAÇÃO DE POPULAÇÃO E INDICADORES SOCIAIS, 2018. **Projeções da população: Brasil e unidades da federação.** 2. ed. IBGE, Rio de Janeiro.
- DAVIE, T., 2008. **Fundamentals of Hydrology.** Routledge Fundamentals of Physical Geography. London.
- DE ABREU, L. S. L. G; COUTINHO, L. F. M., 2017. **Metodologia para implantação de pavimentos permeáveis em Brasília: Um estudo de caso.** Monografia de Projeto Final – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.
- DISTRITO FEDERAL, SECRETARIA DE ESTADO DE OBRAS, 2009. **Plano Diretor de Drenagem Urbana do Distrito Federal.** Concremat Engenharia. Brasília.
- FEREGUETTI, L., 2015. **Saiba mais sobre o controle de drenagem na fonte.** Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH). Porto Alegre.
- GARRIDO NETO, P.S. **Telhados Verdes Como Técnica Compensatória em Drenagem Urbana na Cidade do Rio de Janeiro: Estudo Experimental e Avaliação de sua Adoção na Bacia do Rio Joana A partir do Uso de Modelagem Matemática.** Dissertação de Mestrado da COPPE/UFRJ, 2016.
- Governo do Distrito Federal (GDF). **Administração Regional de Taguatinga.** Disponível em: <http://www.taguatinga.df.gov.br/category/sobre-a-ra/conheca-a-ra/>. Acesso em: 23 de setembro de 2018.
- Governo do Distrito Federal (GDF), 2013. Companhia de Planejamento do Distrito Federal – CODEPLAN. **Caracterização Urbana e Ambiental Unidade de Planejamento Territorial. UPT OESTE (PDAD).**
- Governo do Distrito Federal (GDF), 2017. Companhia de Planejamento do Distrito Federal – CODEPLAN. **Caracterização Urbana e Ambiental Unidade de Planejamento Territorial. UPT OESTE (PDAD).**
- Governo Federal. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), 2013 **Projeção Populacional do IBGE 2013 – 2030 uma breve análise do panorama do Distrito Federal,** Coordenação de População e Indicadores Sociais.
- Governo Federal. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), 2018. **Projeção da População por Sexo e Idade para o Período 2000 - 2030 (Revisão 2018).** Coordenação de População e Indicadores Sociais.
- JAMES, W., ROSSMAN, L. A., JAMES, W. R. C., 2010. **User's guide to SWMM5 13th Edition.** CHI; Guelph; Ontario. Canada.

- JIA, H., YAO, H., TANG, Y., YU, S.L., ZHEN, J.X., LU, Y., 2013. **Development of a multi-criteria index ranking system for urban runoff best management practices (BMPs) selection.** Environ. Monit. Assess. 185, 7915 - 7933.
- KATSIFARAKIS, K., VAFEIADIS, M., THEODOSSIOU, N., 2015. **Sustainable Drainage and Urban Landscape Upgrading Using Rain Gardens. Site Selection in Thessaloniki, Greece.** Department of Agriculture and Agricultural Science. Grécia.
- LIVINGSTON, E.H.; MCCARRON, E., 1989. **Stormwater Management: a guide for Floridians.** Florida Department of Environmental Regulation. Flórida.
- Mc CUEN, R. H.; WONG, S. L.; RAWLS, W. J., 1984. **Estimating urban time of concentration.** Journal of Hydraulic Engineering, v. 110, n.7, p. 887-904.
- MENDONÇA, E. C., 2009. **Metodologia para avaliação de desempenho de sistemas de drenagem urbana.** Dissertação de Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 171p.
- MIGUEZ, M. G., 2015. **Drenagem Urbana: do projeto tradicional à sustentabilidade.** – 1. ed – Rio de Janeiro: Elsevier.
- MISHRA, S. K., VIJAY, P., 2003 **Soil Conservation Service Curve Number (SCS-CN) Methodology.** Louisiana State University. Water Science and Technology Library. EUA.
- NUCASE, N. **Técnicas Compensatórias para o controle de cheias Urbanas.** Rede de Capacitação e Extensão Tecnológica em Saneamento Ambiental – ReCESA, 2007.
- NUNES, F. G.; FIORI, A. P.; FIRPO, G., 2011. **Estimativa de coeficiente de escoamento superficial na bacia hidrográfica do rio Atuba: Curitiba e região metropolitana – Paraná/ Brasil.** Boletim paranaense de geociências 64-65.
- OLIVEIRA, M., 2010. **Aproveitamento de água pluvial (das chuvas).** Blog construindo sustentável.
- PINTO, L.L.C.A., 2011. **O desempenho de pavimentos permeáveis como medida mitigadora da impermeabilização do solo urbano.** Tese de doutorado da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- PREFEITURA MUNICIPAL DE PORTO ALEGRE, 2005. **Plano Diretor de Drenagem Urbana Manual de Drenagem Urbana.** Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- RIGHETTO, A. M., 2009. **Manejo de águas pluviais urbanas.** ABES. Projeto PROSAB. Rio de Janeiro.
- ROSSMAN, L.A.; HUBER, W. C., 2016. **Storm Water Management Model Reference Manual.** EPA. Office of Research and Development, USA.
- SCHUELER, T.R. **Controlling urban runoff: a practical manual for planning and designing urban BMPs.** Washington: Metropolitan Washington Council of Governments, 1987.

- SHINMA, T. A., 2015 **Avaliação de incertezas na calibração automática do modelo SWMM**. Dissertação de Doutorado do Programa de Pós-Graduação, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.
- SILVEIRA, A. L. L., 2005. **Desempenho de formulas de tempo de concentração em bacias urbanas e rurais**. Revista Brasileira de Recursos Hídricos 10, pp.5-23
- SINGAPORE, 2011. **ABC Waters Design Guidelines. Public Utilities Board (“PUB”)**. 2. ed., ABCWater.
- SUSDRAIN, 2018. **Retention and detention**. SUSDRAIN org.
- TOPOCART, 2017. **Projeto Executivo de Readequação de Drenagem Para a QSF e QSE**. Topocart Topografia e Engenharia S/C. Brasília/DF.
- TUCCI, C. E. M., 2005. **Gestão de Águas Pluviais, Ministério das Cidades, Global Water Partnership - World Bank – Unesco**
- TUCCI, C. E. M., 1993. **Hidrologia: Ciência e Aplicação**. 1. ed. Editora da Universidade de Porto Alegre. ABRH. Porto Alegre.
- TUCCI, C. E. M., BERTONI, J. C. 2003. **Inundações Urbanas na América do Sul**. 1ª Ed. ABRH. Porto Alegre.
- TUCCI, C. E. M.; PORTO, R. L.; BASTOS, M. T., 2015 **Drenagem Urbana**. ABRH, 1ª edição. Porto Alegre/RS.
- YAZAKI, L.F.O., MONTENEGRO, M.H.F., COSTA, J., 2018. **Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais Urbanas do Distrito Federal**. Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento Básico do Distrito Federal -ADASA. Brasília, DF.