

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL**

**MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS URBANAS COM
SOLUÇÃO DE BAIXO IMPACTO PARA ÁREA
RESIDENCIAL - ESTUDO DE CASO SETOR
HABITACIONAL TAQUARI ETAPA 1 TRECHO 2/DF**

DANIELA JUNQUEIRA CARVALHO

ORIENTADOR: SÉRGIO KOIDE

CO-ORIENTADORA: MARIA ELISA LEITE COSTA

**MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ENGENHARIA
AMBIENTAL**

BRASÍLIA/DF: DEZEMBRO/2018

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

**MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS URBANAS COM
SOLUÇÃO DE BAIXO IMPACTO PARA ÁREA
RESIDENCIAL - ESTUDO DE CASO SETOR
HABITACIONAL TAQUARI ETAPA 1 TRECHO 2/DF**

DANIELA JUNQUEIRA CARVALHO

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 BACHARELA EM ENGENHARIA AMBIENTAL.

APROVADA POR:

**SÉRGIO KOIDE, PhD (Universidade de Brasília)
(ORIENTADOR)**

**CONCEIÇÃO DE MARIA ALBUQUERQUE ALVES, PhD (Universidade de Brasília)
(EXAMINADORA INTERNA)**

**MARCOS HELANO FERNANDES MONTENEGRO, MSc e Superintendente de
Drenagem Urbana - Adasa (Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento
Básico do Distrito Federal)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 07 de DEZEMBRO de 2018.

FICHA CATALOGRÁFICA

CARVALHO, DANIELA JUNQUEIRA

Manejo de águas pluviais urbanas com solução de baixo impacto para área residencial -
Estudo de caso Setor Habitacional Taquari Etapa 1 Trecho 2/DF. [Distrito Federal]
2018.

xi, 89 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharela, Engenharia Ambiental, 2018)

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

1. Drenagem sustentável

2. Modelagem hidrológica

5. Infiltração

3. SWMM

4. LIDs

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

CARVALHO, D. J. (2018). Manejo de águas pluviais urbanas com solução de baixo impacto para área residencial - Estudo de caso Setor Habitacional Taquari Etapa 1 Trecho 2/DF. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 89 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DA AUTORA: Daniela Junqueira Carvalho

TÍTULO DA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL: Manejo de águas pluviais urbanas com solução de baixo impacto para área residencial - Estudo de caso Setor Habitacional Taquari Etapa 1 Trecho 2/DF.

GRAU / ANO: Bacharela em Engenharia Ambiental / 2018.

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. A autora reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito da autora.

Daniela Junqueira Carvalho

SQSW 304 bloco E apt 201. Brasília/DF, Brasil. 70673-405.

d.junqueirac@gmail.com

RESUMO

A ocupação urbana gera diversos impactos no ciclo hidrológico, que são agravados em áreas sensíveis ambientalmente. O manejo de águas pluviais possui papel fundamental no controle desses impactos, porém, ainda hoje, é utilizada uma abordagem que não prioriza a retenção e infiltração do escoamento superficial ao longo da bacia de drenagem. O Setor Habitacional Taquari, no Distrito Federal, é uma região destinada à expansão urbana localizada em área de recarga de aquíferos. Tendo em vista a necessidade de uma drenagem mais sustentável na área, o presente trabalho analisou uma proposta de solução de baixo impacto feita em cima do projeto de urbanismo para o Trecho 2 da 1ª Etapa do setor, comparando-a à rede de drenagem convencional projetada, por meio de simulação hidrológica realizada com o modelo SWMM. A simulação foi executada com uma série contínua de precipitações em três diferentes cenários: de pré desenvolvimento, de ocupação urbana com rede projetada e de ocupação urbana com implementação das valas de infiltração. Somente um dos anos da série utilizada teve precipitação acima da média, enquanto os outros dois foram considerados anos normais em termos de precipitação total anual. A modelagem hidrológica mostrou que a urbanização gera significativas alterações no ciclo hidrológico de pré desenvolvimento, reduzindo a infiltração e aumentando o volume de escoamento superficial e de saída no lançamento final da área drenada, o que ocorreu em todos os anos simulados. Mesmo a infiltração com as valas sendo um pouco menor do que a infiltração de pré desenvolvimento, a reposição de infiltração em relação às condições naturais do terreno foi até 64% maior no cenário com implementação desses dispositivos quando comparada ao cenário da rede projetada, o que mostrou a capacidade desses dispositivos de reduzir impactos da urbanização. As valas promoveram também uma diminuição de até 85% do volume de águas pluviais que chega até o lançamento final da área, reduzindo no mínimo 93% do valor da vazão de pico. Constata-se ainda a possibilidade de melhor implementação das soluções de baixo impacto quando essas são associadas ao desenho urbano.

PALAVRAS CHAVE: drenagem urbana sustentável, vala de infiltração, simulação hidrológica contínua, SWMM.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, por sempre me apoiarem independente de qualquer coisa e por todas as oportunidades que me proporcionaram. Mãe, obrigada por todos os confortos e mantras entoados. Pai, obrigada por todos os desabafos ouvidos e desdobramentos para me ajudar. Mãe preta, obrigada por todo o cuidado e leveza que você traz a tudo.

Ao professor Koide e à Elisa por me abrirem portas na graduação e serem propulsores do meu crescimento acadêmico e também pessoal, compartilhando ensinamentos e experiências e sendo muito pacientes comigo (especialmente durante este trabalho). Às bancas de Projeto Final 1 e 2 pelas ótimas contribuições para o aprimoramento do trabalho.

Ao grupo de pesquisa de Água e Ambiente Construído da Faculdade de Arquitetura da UnB por toda a colaboração. À Terracap, pela disponibilização dos projetos utilizados e a todas as outras instituições que disponibilizaram de alguma forma os dados utilizados no trabalho. À CHI Water pelo fornecimento da licença estudantil do programa PCSWMM.

À Universidade de Brasília, pelas oportunidades de aprendizado científico e também de autoaprendizado que tive nestes 5 anos. A todas as minhas professoras e professores, obrigada pelas lições, sejam elas da matéria ou de vida; levarei muitos de vocês como exemplo. Aos amigos da turma do 1/2014 pelo apoio mútuo que desenvolvemos; a amizade de vocês tornou mais fácil aguentar muitas barras. Ao grupo do Maplu, pela rede de apoio formada, em especial às companheiras de PIBIC e também de PF, pela força nos momentos delicados. A todos os amigos que fiz e todos os funcionários do departamento de Engenharia Civil e Ambiental, que sempre me fizeram sentir acolhida por esse curso lindo.

Ao pessoal da Superintendência de Drenagem Urbana da Adasa, pelo ambiente descontraído que proporcionavam e por tornarem meu período de estágio um dos de maior aprendizado que tive, tenho certeza que nossas sextas técnicas ajudaram e muito neste trabalho e na minha formação em geral. Em especial, ao meu supervisor de estágio Jeferson por toda a compreensão durante essa etapa da graduação.

Ao meu irmão, por ter gentilmente digitado uma tabela que precisei neste trabalho (brincadeiras à parte, obrigada pela cumplicidade). Ao Victor Hugo, pelo companheirismo e força de sempre e pelas palavras carinhosas (ou, quando necessário, duras) que me ajudaram a seguir. A todas minhas amigas e amigos de fora da UnB, por torcerem por mim e me permitirem também sair um pouco do mundo da universidade quando eu precisava.

Por fim, a todas as pessoas além das citadas que fazem parte da minha vida ou passaram por ela e deixaram algo de bom em mim, me tornando uma pessoa melhor e contribuindo de alguma forma para que eu conseguisse alcançar esta conquista. Obrigada!

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
2. OBJETIVOS	3
2.1. OBJETIVO GERAL	3
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	3
3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA E REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
3.1. ESCOAMENTO SUPERFICIAL E O CICLO HIDROLÓGICO.....	4
3.2. IMPACTOS DA URBANIZAÇÃO.....	8
3.2.1. REDUÇÃO DA INFILTRAÇÃO NO SOLO	10
3.2.2. A IMPORTÂNCIA DO PLANEJAMENTO URBANO	11
3.3. SISTEMAS DE DRENAGEM CONVENCIONAL	12
3.4. SOLUÇÕES ALTERNATIVAS DE DRENAGEM.....	15
3.4.1. TIPOS E APLICAÇÕES DE TÉCNICAS COMPENSATÓRIAS.....	17
3.4.2. DIMENSIONAMENTO DAS TÉCNICAS DE INFILTRAÇÃO	19
3.5. GESTÃO DA DRENAGEM URBANA NO DF E SEUS INSTRUMENTOS	21
3.5.1. REGULAÇÃO DOS LANÇAMENTOS DE ÁGUAS PLUVIAIS	23
3.6. MODELAGEM HIDROLÓGICA	24
3.6.1. O MODELO SWMM	25
4. METODOLOGIA	27
4.1. CONSTRUÇÃO DA BASE DE DADOS	28
4.2. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	28
4.2.1. LOCALIZAÇÃO, HISTÓRICO E QUESTÕES AMBIENTAIS	28
4.2.2. HIDROGRAFIA.....	34
4.2.3. TOPOGRAFIA	35
4.2.4. PEDOLOGIA	37
4.2.5. COBERTURA VEGETAL.....	38
4.2.6. CLIMA E MONITORAMENTO HIDROMETEOROLÓGICO	39
4.3. DADOS DOS PROJETOS DE URBANISMO E REDE DE DRENAGEM.....	41
4.4. ANÁLISE DE PROPOSTA DE SOLUÇÃO DE BAIXO IMPACTO.....	43
4.5. SIMULAÇÃO COM SWMM.....	47
4.5.1. ESCOLHA DE SÉRIE TEMPORAL DE CHUVA PARA SIMULAÇÃO..	47
4.5.2. CENÁRIOS DE SIMULAÇÃO	49
4.5.3. ENTRADAS DAS SIMULAÇÕES	50

4.5.4.	SIMULAÇÃO COM CHUVA DE PROJETO.....	56
4.5.5.	SIMULAÇÃO DE BASE CONTÍNUA	57
4.6.	ESTIMATIVA DE PERDA ECONÔMICA DA SUPRESSÃO DE LOTES.....	58
5.	RESULTADOS E DISCUSSÃO	59
5.1.	SÉRIES TEMPORAIS DE CHUVA PARA SIMULAÇÃO.....	59
5.2.	SIMULAÇÃO COM CHUVA DE PROJETO.....	62
5.3.	SIMULAÇÃO DE BASE CONTÍNUA.....	66
5.4.	PERDA ECONÔMICA ASSOCIADA À SUPRESSÃO DE LOTES	76
6.	CONSIDERAÇÕES FINAIS E RECOMENDAÇÕES.....	78
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	81

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 - Ciclo Hidrológico Terrestre (IGBP, 1993, adaptado).....	4
Figura 3.2 - Representação do hidrograma (Tucci e Mendes, 2006).	5
Figura 3.3 - Relação entre impermeabilização e geração de escoamento superficial (FISRWG, 1998, adaptado).....	9
Figura 3.4 - Hidrogramas que demonstram alterações no escoamento devido à urbanização (Schueler, 1987 <i>apud</i> IPH, 2005).	9
Figura 3.5 - Tubulação de drenagem sendo instalada.	13
Figura 3.6 - Impactos ambientais nos corpos hídricos receptores (Novacap, 2016).	14
Figura 3.7 - Exemplos de diferentes técnicas compensatórias (Tassi <i>et al.</i> , 2016).	19
Figura 3.8 - Representação esquemática de técnicas compensatórias que contemplam a infiltração e algumas variáveis de dimensionamento (Silveira e Goldenfum, 2007).....	20
Figura 4.1 - Fluxograma das etapas de realização do trabalho.....	27
Figura 4.2 - Mapa de evolução da ocupação urbana no Lago Norte.	29
Figura 4.3 -Mapa de localização do SHTq com delimitação de suas etapas.....	30
Figura 4.4 - Mapa de divisão da Etapa 1 do SHTq por trechos.....	31
Figura 4.5 - Mapa das proximidades do Trecho 2 do SHTq Etapa 1.	32
Figura 4.6 - Problemas encontrados na área de estudo: lote demarcado irregularmente (à esquerda) e despejo de entulho (à direita).	32
Figura 4.7 - Uso e ocupação proposto para a Etapa 1 do SHTq (Geológica, 2014, adaptado).	33
Figura 4.8 - Mapa hidrográfico da região da área de estudo.	34
Figura 4.9 - Mapa dos cursos d'água que drenam o Trecho 2 do SHTq Etapa 1.....	35
Figura 4.10 - Mapa hipsométrico da área de estudo.....	36
Figura 4.11 - Mapa de declividade da área de estudo.	36
Figura 4.12 - Mapa pedológico da área de estudo.....	37
Figura 4.13 - Mapa de grupo hidrológico de solo da área de estudo.....	38
Figura 4.14 - Mapa de vegetação da área de estudo.....	39
Figura 4.15 - Mapa de localização dos pluviógrafos utilizados no trabalho em relação à área de estudo.	40
Figura 4.16 - Mapa de uso e ocupação do solo do Trecho 2 do SHTq Etapa 1 para cenário da área totalmente ocupada.....	41
Figura 4.17 - Rede de drenagem projetada para o Trecho 2 do SHTq Etapa 1.....	42

Figura 4.18 - Exemplos de propostas para o SHTq desenvolvidas com o conceito de desenho urbano sensível à água, à esquerda na Etapa 1 Trecho 3 e à direita na Etapa 2 (Lemos, 2009 e Hills, 2013 <i>apud</i> Andrade, 2014).	43
Figura 4.19 - Proposta de alocação de valas no Trecho 2 da Etapa 1 do SHTq.....	44
Figura 4.20 - Ilustrações da concepção projetual de valas de infiltração (Bosselmann <i>et al.</i> , 2010; Innovyze, 2018, adaptado; Global Designing Cities Initiative e National Association Of City Transportation Officials, 2016, adaptado).....	45
Figura 4.21 - Representação do cenário de pré-desenvolvimento no PCSWMM.....	50
Figura 4.22 - Representação do cenário de rede projetada no PCSWMM.....	51
Figura 4.23 - Representação do cenário de valas no PCSWMM.	52
Figura 4.24 - Mapa de coeficiente CN para o Trecho 2 do SHTq Etapa 1.....	54
Figura 4.25 - Representação das sub-bacias divididas por valor de CN.	55
Figura 4.26 - Representação de uma vala de infiltração (Rossman e Huber, 2016b).	56
Figura 5.1 - Distribuição normal para a variável de precipitação total anual.....	61
Figura 5.2 - Hidrogramas de entrada nas bacias de retenção e hidrograma do lançamento final (com a soma da saída das duas bacias) para o cenário de rede projetada.	63
Figura 5.3 - Hidrogramas de entrada nas bacias de retenção e hidrograma do lançamento final (com a soma da saída das duas bacias) para o cenário de rede projetada	65
Figura 5.4 - Gráfico de taxa de infiltração para os cenários simulados.....	65
Figura 5.5 - Hidrogramas do lançamento final dos cenários simulados.....	66
Figura 5.6 - Comportamento dos processos hidrológicos nos três cenários estudados para a série de precipitações do SG-12.	67
Figura 5.7 - Porcentagens da precipitação total correspondentes aos outros processos hidrológicos estudados para o cenário de pré desenvolvimento.....	69
Figura 5.8 - Porcentagens da precipitação total correspondentes aos outros processos hidrológicos estudados para o cenário de rede projetada.	70
Figura 5.9 - Porcentagens da precipitação total correspondentes aos outros processos hidrológicos estudados para o cenário de valas.....	70
Figura 5.10 - Gráficos dos processos hidrológicos na simulação do ano de 2013-2014.....	73
Figura 5.11 - Gráficos dos processos hidrológicos na simulação do ano de 2014-2015.....	74
Figura 5.12 - Gráficos dos processos hidrológicos na simulação do ano de 2015-2016.....	75

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Valores de CN para condição média de umidade do solo (Porto R., 1995, adaptado).	7
Tabela 3.2 - Classificação das técnicas compensatórias.....	17
Tabela 4.1 - Área das valas alocadas no projeto do Trecho 2 do SHTq Etapa 1.....	46
Tabela 4.2 - Cenários de simulação para o Trecho 2 do SHTq Etapa 1.....	49
Tabela 5.1 - Características dos anos hidrológicos presentes em cada série temporal de chuva.....	59
Tabela 5.2 - Eventos com tempo de retorno superior a 1 ano identificados nas séries temporais de precipitação analisadas.....	60
Tabela 5.3 - Tempo de retorno do ano hidrológico em termos de precipitação anual.	61
Tabela 5.4 - Resumo da influência das valas nos processos hidrológicos em comparação ao cenário de rede convencional projetada.....	72

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 3.1 - Cálculo do escoamento superficial pela precipitação excedente.....	6
Equação 3.2 - Cálculo do armazenamento potencial do solo.....	6
Equação 4.1 - Cálculo do tempo de retorno	48

LISTA DE SIGLAS E ABREVIACÕES

Adasa	Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento Básico do Distrito Federal
APA	Área de Proteção Ambiental
APP	Área de Proteção Permanente
Caesb	Companhia de Saneamento Ambiental do Distrito Federal
CN	Curva Número
DF	Distrito Federal
EPA	Environment Protection Agency
EUA	Estados Unidos da América
SIG	Sistema de Informações Georreferenciadas
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
IPTU	Imposto Predial e Territorial Urbano
LID	Low Impact Development
MDE	Modelo Digital de Elevação
Novacap	Companhia Urbanizadora da Nova Capital
PAC	Posto de Abastecimento de Combustíveis
PCSWMM	Personal Computer Storm Water Management Model
PDAD	Pesquisa Distrital de Amostra por Domicílios
PDDU	Plano Diretor de Drenagem Urbana
PDSB	Plano Distrital de Saneamento Básico e de Gestão Integrada de Resíduos Sólidos
PV	Poço de visita
RA	Região Administrativa
SCS	Soil Conservation Service
SHTq	Setor Habitacional Taquari
SNIS	Sistema Nacional de Informações de Saneamento
SWMM	Storm Water Management Model
Terracap	Agência de Desenvolvimento do Distrito Federal
TR	Tempo de retorno
UH	Unidade Hidrográfica

1. INTRODUÇÃO

A demanda por água cresceu no mundo todo ao longo dos últimos anos e, nas próximas décadas, continuará aumentando devido ao crescimento populacional. Enquanto isso, as atividades humanas degradam o meio ambiente, alterando o ciclo da água e gerando impactos negativos na hidrologia, desde a escala local até a escala regional e mundial.

No Distrito Federal a preocupação com o manejo das águas deve ser maior devido à disponibilidade hídrica restrita associada ao fato do território se localizar em região de cabeceira de bacias hidrográficas. Uma das formas de proteção dos recursos hídricos do DF é pela promoção da recarga dos aquíferos subterrâneos. Regiões próximas a nascentes são especialmente relevantes nesse aspecto.

Com as expansões urbanas previstas para o Distrito Federal, a ocupação de novas áreas deve contar com a previsão dos impactos da alteração das condições hidrológicas do terreno e sempre observar as restrições de construção nas Áreas de Proteção Permanente (APPs). As APPs estão ligadas diretamente às funções ambientais ligadas à preservação do solo e da água, tanto em quantidade como em qualidade. A recarga de aquíferos é um dos benefícios acarretados às áreas de preservação.

O Setor Habitacional Taquari e sua ampliação são frequentemente objetos de discussão. As novas áreas previstas para ocupação urbana apresentam níveis elevados de sensibilidade ambiental, necessitando de cuidados na implantação de assentamentos para não causar impactos nas proximidades do Lago Paranoá (Andrade, 2014). Atualmente, a licença de instalação do próximo trecho da Etapa 1 encontra-se suspensa após recomendação do Ministério Público do Distrito Federal e Territórios em setembro de 2017, que apontou os riscos ambientais da área.

Os impactos da intensificação da urbanização são sentidos cada vez mais na drenagem urbana, principalmente nas grandes cidades. Dessa forma, é de extrema importância estudar as ocupações urbanas já existentes e as futuras para que esses impactos sejam minimizados. O manejo de águas pluviais urbanas utilizando soluções sustentáveis de drenagem é uma maneira de conter os impactos da urbanização no ciclo hidrológico dos centros urbanos.

Nesse contexto, o presente trabalho se propôs a analisar, do ponto de vista hidrológico, uma proposta de aplicação de solução de baixo impacto no manejo de águas pluviais de uma importante área de recarga de aquífero no Distrito Federal, na qual está prevista uma expansão urbana. A solução adotada corresponde à implantação de dispositivo de infiltração, o qual foi analisado quanto à sua eficiência por meio do modelo SWMM.

Dentre os estudos que buscam avaliar os benefícios de implementação de drenagem sustentável em áreas já estabelecidas por meio de modelagem, como o de Fileni (2017), Camuzi (2017) e Gonçalves (2018), este trabalho se diferencia por buscar a integração da aplicação de solução de baixo impacto ao urbanismo de uma área ainda não construída, entrando no âmbito do desenho urbano. Além disso, a modelagem hidrológica, por ter sido feita tanto por evento de chuva de projeto como com uma série contínua de chuva, forneceu resultados acerca da adequação do dimensionamento da solução implementada e também do funcionamento da mesma ao longo do tempo, especialmente em relação a seus efeitos nos processos hidrológicos.

Este documento está organizado em 7 capítulos. O Capítulo 2 elenca os objetivos do trabalho desenvolvido, enquanto o Capítulo 3 aborda conceitos relacionados ao tema. O Capítulo 4 expõe a metodologia que foi desenvolvida, o Capítulo 5 apresenta e discute os resultados encontrados e, por fim, o Capítulo 6 faz as últimas considerações do trabalho e aponta recomendações com base nelas.

2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVO GERAL

O trabalho teve como objetivo geral avaliar os benefícios ambientais da adoção de solução de baixo impacto em termos de manejo de águas pluviais em área residencial no Distrito Federal, em comparação ao projeto de uma rede de drenagem convencional, por meio de simulação hidrológica.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos consistiram em:

- Avaliar a aplicabilidade de proposta de alocação de técnicas de desenvolvimento de baixo impacto em projeto urbanístico pela verificação da capacidade dessas soluções de repor a infiltração correspondente às condições anteriores ao desenvolvimento urbano, com base no padrão de precipitações no DF;
- Simular o comportamento das soluções com séries contínuas de precipitação observadas na região a fim de constatar a eficiência das medidas na reposição de infiltração por meio de modelagem hidrológica;
- Analisar o grau de amortecimento das ondas de cheia e o abatimento do volume de lançamento de águas pluviais com a aplicação de dispositivos de baixo impacto;
- Fornecer uma ideia preliminar da perda de receita provocada pela adoção de uma solução mais sustentável em relação ao padrão convencional proposto pela Terracap em termos de lotes suprimidos.

3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA E REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Para que sejam estudadas e comparadas soluções em drenagem urbana, faz-se necessário o entendimento do manejo de águas pluviais em linhas gerais, assim como de aspectos específicos do controle do escoamento superficial, pontos que são abordados neste capítulo.

3.1. ESCOAMENTO SUPERFICIAL E O CICLO HIDROLÓGICO

A circulação de água, em suas diferentes formas, entre a superfície terrestre e a atmosfera é dada pelos processos do ciclo hidrológico. As manifestações desse ciclo variam com uma série de fatores locais, dentre eles a variabilidade espacial de solos e coberturas vegetais (Tucci, 2007). O escoamento superficial é um importante componente do ciclo hidrológico e corresponde à parcela da precipitação que incide na superfície do solo, não sendo imediatamente evaporada ou interceptada pelas copas das árvores, porém não infiltra nele. Dessa forma, forma-se um fluxo de água sobre a superfície que percorre seus canais de acordo com suas características físicas. A Figura 3.1 ilustra os componentes e caminhos do ciclo hidrológico.

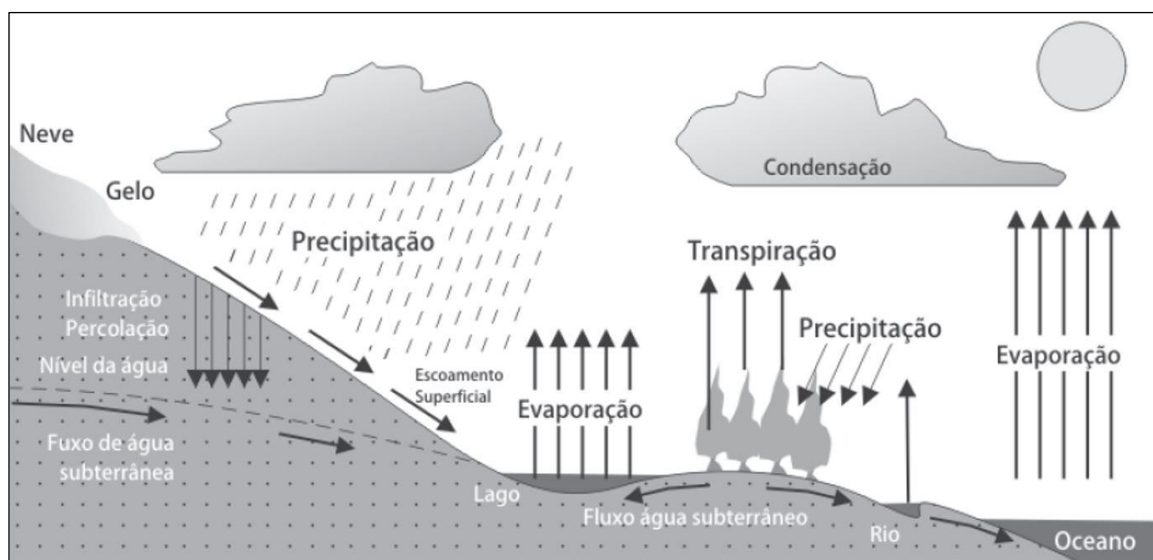


Figura 3.1 - Ciclo Hidrológico Terrestre (IGBP, 1993, adaptado).

A vegetação tem papel fundamental no fluxo de volumes de água, interceptando e retendo uma parcela da precipitação. Para o escoamento superficial, a presença de vegetação na superfície do solo oferece obstáculos e, portanto, favorece a infiltração. O próprio solo

também influencia nos volumes de água escoado e infiltrado de acordo com a sua capacidade de infiltração, que depende, entre outras características, do tipo e do uso do solo (Tucci e Mendes, 2006).

Ainda de acordo com Tucci e Mendes (2006), a grande heterogeneidade dos sistemas envolvidos no ciclo hidrológico aliada à interferência humana torna a representação dos processos hidrológicos naturais, que já são complexos, ainda mais difícil. No entanto, é cada vez mais importante o estudo de cada um desses processos devido às alterações que eles vêm sofrendo.

É especialmente importante quantificar o escoamento superficial no caso de projetos de drenagem, inclusive para a aplicação de práticas de manejo sustentáveis (Aquino *et al.*, 2008). A parcela da precipitação total denominada precipitação efetiva é a que gera esse escoamento superficial, em contraponto ao escoamento subterrâneo, que está relacionado à infiltração. Em um hidrograma, gráfico da vazão provocada por uma precipitação sobre a bacia hidrográfica em relação ao tempo, podem ser separados os dois escoamentos como ilustrado na Figura 3.2.

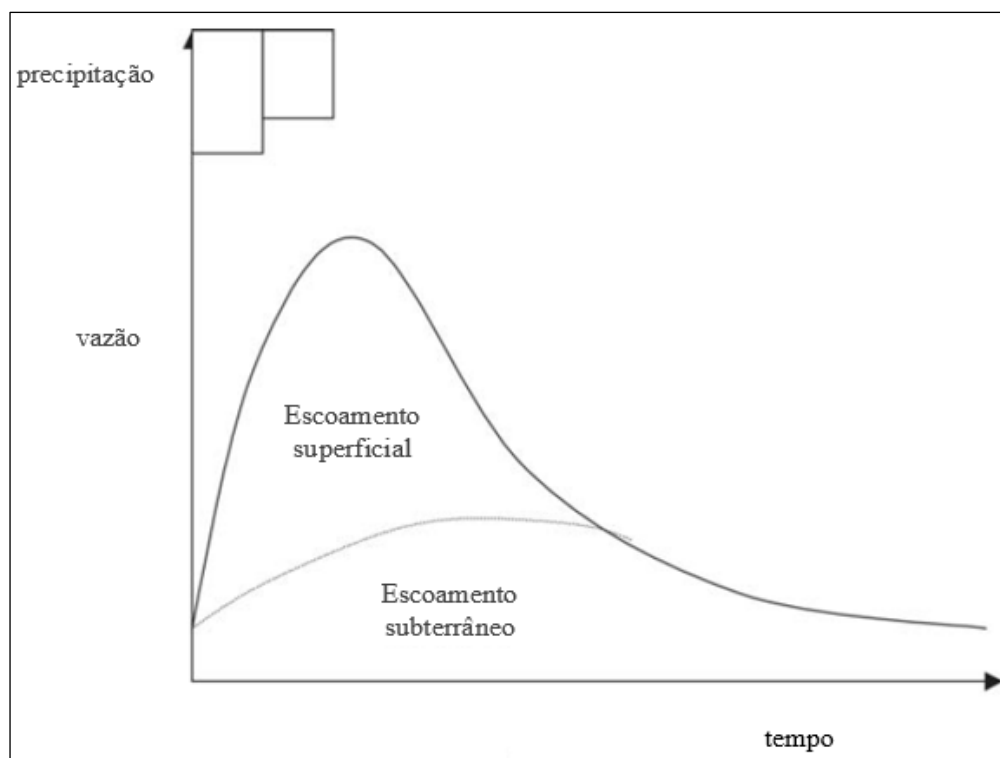


Figura 3.2 - Representação do hidrograma (Tucci e Mendes, 2006).

Diversos métodos podem ser utilizados para o estudo do escoamento superficial, sendo que alguns fornecem somente a vazão de pico do hidrograma (como o método racional) e outros podem determinar o volume total escoado superficialmente e até sua distribuição (Aquino *et al.*, 2008). A análise gráfica do hidrograma é um dos métodos possíveis de serem utilizados na separação do escoamento superficial, além dos métodos que se baseiam na determinação da precipitação efetiva. Equações de infiltração como as dos métodos de Horton e Green-Ampt podem ser utilizadas para calcular o quanto da precipitação se torna escoamento superficial, sendo as dificuldades do procedimento relacionadas principalmente à estimação de parâmetros da infiltração e de perdas iniciais (Tucci, 2007). Outros métodos que também podem ser empregados são os de fatores aplicados na precipitação para quantificar a parcela do escoamento superficial, além dos de relações funcionais. Um dos mais comumente utilizados na engenharia, tanto pela sua simplicidade quanto pela disponibilidade de informações, é o método SCS (Sartori *et al.*, 2005).

O método SCS foi desenvolvido pelo Serviço de Conservação do Solo dos Estados Unidos e possibilita estimar a parcela da precipitação efetiva que gera o escoamento superficial utilizando como parâmetro principal o coeficiente Curva Número. O método faz uma abstração inicial referente às perdas antes do início do escoamento, o que inclui a água retida nas depressões da superfície e as parcelas de interceptação, evaporação e infiltração (Rawls *et al.*, 1993). As equações 3.1 e 3.2 são as utilizadas pelo método, que calculam a precipitação excedente (H_{exc}) e a retenção potencial do solo (S) respectivamente.

$$H_{exc} = \frac{(P - 0,2 \cdot S)^2}{P + 0,8 \cdot S} \quad \text{Equação 3.1}$$

$$S = \frac{25.400}{CN} - 254 \quad \text{Equação 3.2}$$

A abstração inicial corresponde à parcela de $0,2S$, portanto para ocorrer geração de escoamento a precipitação efetiva P deve possuir uma altura maior do que 20% da retenção que o solo pode oferecer. Já o coeficiente CN considera o tipo de solo, seu uso e as condições de umidade antecedentes, informações essas que são tabeladas, e deve ser determinado de acordo com o local para o qual é efetuado o cálculo. A Tabela 3.1 apresenta os valores de CN para alguns usos do solo com condição de umidade antecedente considerada média.

Tabela 3.1 - Valores de CN para condição média de umidade do solo (Porto R., 1995, adaptado).

Uso do solo	Grupo hidrológico de solo			
	A	B	C	D
Residencial				
Tamanho do lote				
até 500m ² com 65% impermeável	77	85	90	92
1000 m ² com 38% impermeável	61	75	83	87
1500 m ² com 30% impermeável	57	72	81	86
Estacionamentos pavimentados, telhados	98	98	98	98
Ruas e estradas				
pavimentadas	98	98	98	98
com cascalho	76	85	89	91
de terra	72	82	87	89
Áreas comerciais (85% de impermeabilização)	89	92	94	95
Espaços abertos, parques, jardins				
em boas condições	39	61	74	80
em médias condições	49	69	79	84
Campos em boas condições	30	58	71	78
Florestas				
em condições ruins	45	66	77	83
em condições boas	25	55	70	77

As condições de umidade antecedente do solo estão relacionadas à ocorrência e intensidade de chuvas nos dias anteriores e podem ser consideradas através da aplicação de coeficientes à tabela apresentada. Já o grupo hidrológico é classificado quanto à composição do solo e a permeabilidade associada. De acordo com a metodologia do SCS, são quatro os grandes grupos de solos que, conforme sua capacidade de infiltração e produção de escoamento, são denominados A, B, C e D, nessa mesma ordem representando o acréscimo do escoamento superficial e, conseqüentemente, a diminuição da taxa de infiltração de um grupo para outro (Sartori, 2004). O teor de argila de um solo é um dos critérios de classificação, sendo que os solos mais permeáveis, do grupo A, possuem menos argila em sua composição enquanto os solos do grupo D são argilosos e pouco permeáveis.

No Brasil, a aplicação do método SCS possui uma dificuldade quanto à classificação hidrológica dos solos, fundamental para o coeficiente CN, devido a alguns solos tropicais do país não se enquadrarem nos grupos hidrológicos definidos para os solos estadunidenses (Sartori *et al.*, 2005; Mendes Filho *et al.*, 2007). Porém, o método apresenta a vantagem de não exigir dados hidrológicos (Porto R., 1995), sendo bastante aplicável a locais que nem sempre possuem informações de difícil obtenção.

Apesar de não haver um consenso sobre qual método de estimativa de escoamento superficial é o mais apropriado para um local específico, sendo que a escolha depende das características locais, dos dados requeridos e de julgamento de engenharia (Yazdanfar e Sharma, 2015), o método SCS é um método muito utilizado em bacias urbanas. Para a análise de mudanças no escoamento superficial de entrada no sistema de drenagem em uma cidade devido à aplicação de técnicas compensatórias, o método pode ser bem empregado (Oliveira *et al.*, 2017).

3.2. IMPACTOS DA URBANIZAÇÃO

O processo de urbanização possui efeitos em diferentes aspectos de uma cidade. Em termos de infraestrutura de drenagem pluvial, alterações relevantes provocadas pela ocupação urbana correspondem à impermeabilização do solo e canalização das águas de chuva. Como consequência, tem-se o aumento do escoamento superficial em detrimento da infiltração, sendo observados então impactos no ciclo hidrológico proporcionais ao crescimento da urbanização. Esses impactos são ilustrados na Figura 3.3.

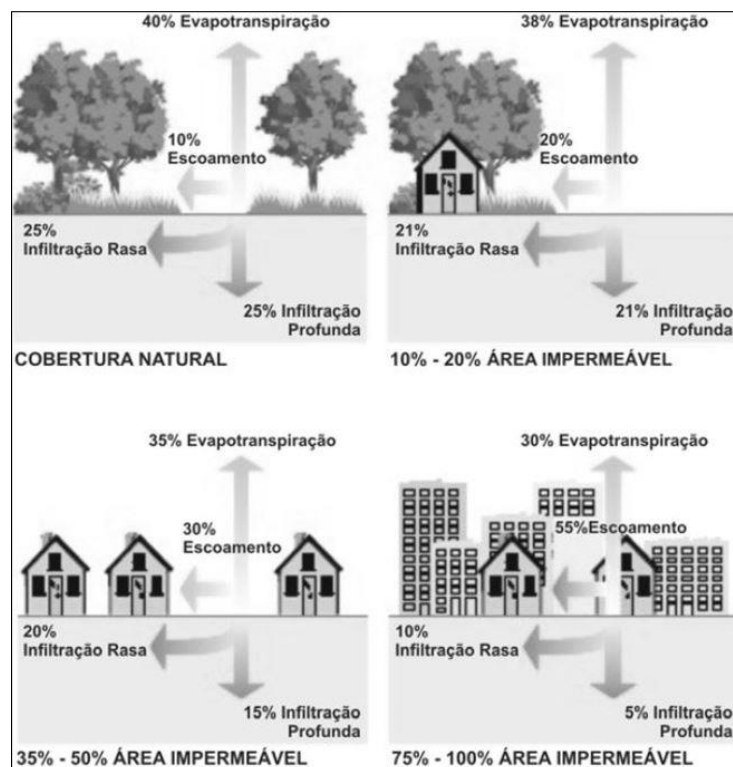


Figura 3.3 - Relação entre impermeabilização e geração de escoamento superficial (FISRWG, 1998, adaptado).

Além do aumento do volume das águas pluviais escoadas superficialmente, a ocupação urbana reduz o amortecimento das vazões de escoamento pelo aumento de sua velocidade e diminuição do tempo de deslocamento. Assim, o hidrograma de uma área urbanizada sofre mudanças em relação ao natural para a mesma área (referente à chamada condição de pré-desenvolvimento), possuindo maior vazão de pico na saída da bacia e que ocorre mais cedo, como ilustrado na Figura 3.4.

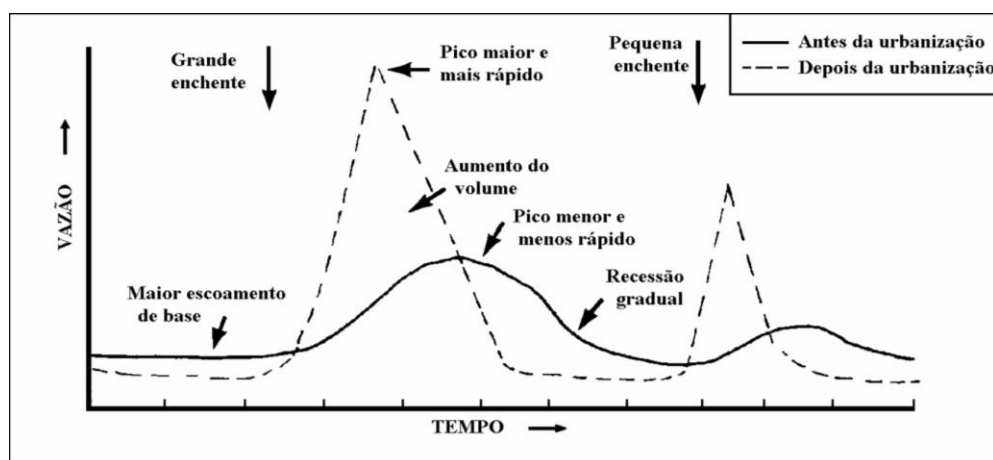


Figura 3.4 - Hidrogramas que demonstram alterações no escoamento devido à urbanização (Schueler, 1987 *apud* IPH, 2005).

Com as mudanças no hidrograma, alterações quantitativas de água no meio urbano podem ser sentidas em dois extremos. Pode ocorrer desde o aumento da frequência e magnitude de inundações, sejam elas causadas pelo comportamento natural de um curso d'água que recebe grandes quantidades de água ou da ineficiência do sistema de drenagem, até a diminuição das vazões mínimas, chamadas vazões de tempo seco, o que afeta inclusive a disponibilidade hídrica.

Há ainda em áreas urbanizadas o aumento da produção de sedimentos devido à retirada de proteção vegetal da superfície, o que promove processos erosivos e deixa corpos hídricos receptores suscetíveis ao assoreamento pelo aporte dos sedimentos transportados no escoamento (Tavanti e Barbassa, 2010; Righetto *et al.*, 2009). Outro impacto ambiental que pode ser citado é a degradação da qualidade da água desses corpos pela ação da poluição difusa, proveniente da lavagem das superfícies urbanas (Porto M., 1995). A limpeza urbana também possui relevante importância para a água no meio urbano, uma vez que se deixados expostos os resíduos sólidos, seja pela falta de coleta ou de conscientização ambiental da população, eles são levados junto ao escoamento superficial até o sistema de drenagem, sendo lançados nos corpos receptores ou até mesmo obstruindo as bocas de lobo e tubulações e contribuindo para a ocorrência de enchentes em escala local (Silva e Porto, 2017). Além disso, a ocupação urbana deixa a rede de drenagem susceptível ao recebimento de esgoto, mesmo quando o sistema é destinado a coletar somente águas pluviais (Dias e Rosso, 2011). Segundo Cruz *et al.* (2001), todos esses impactos exemplificam a interligação das alterações quantitativas e qualitativas da água nas cidades causadas pelo desenvolvimento urbano.

3.2.1. REDUÇÃO DA INFILTRAÇÃO NO SOLO

A impermeabilização do solo sem planejamento com construções de telhados convencionais, pavimentações de ruas por asfaltos e calçamentos em concretos, áreas de estacionamento, entre outras, dificulta o processo de penetração das águas pluviais no solo. Assim se dá um dos principais impactos da urbanização, que é a redução da infiltração no solo. A alteração da infiltração desencadeia uma série de outros impactos, como a diminuição do escoamento de base e da recarga de aquíferos, além do rebaixamento do nível do lençol freático.

De acordo com Carvalho (2013), são vários os fatores que influenciam a capacidade de infiltração do solo, tais como: o próprio solo e seu grau de intemperismo, cobertura vegetal,

relevo, clima e topografia. Na infiltração, um parâmetro importante consiste na condutividade hidráulica do solo, que varia em função do tipo e de sua estrutura (Souza, 2002). A condutividade hidráulica determina a capacidade de transmitir água e a curva característica, outra propriedade importante do solo, determina sua capacidade de armazenar água (Carvalho, 2013). Há ainda que ser considerado o processo de colmatção nos solos pela deposição de partículas de diversas naturezas, fenômeno que altera as características hidráulicas do solo. Trincheiras de infiltração são dispositivos que podem ser utilizados para promover a recarga das águas subterrâneas (Ohnuma *et al.*, 2015), prejudicada pela urbanização.

3.2.2. A IMPORTÂNCIA DO PLANEJAMENTO URBANO

A população, de forma global, foi se urbanizando a taxas cada vez maiores ao longo do último século. Em 2013, a organização das Nações Unidas relatou que a população urbana mundial continua crescendo e, em 2050, alcançará 66,6% da população total (Sharma, 2017). O rápido aumento da urbanização fez com que os centros urbanos se desenvolvessem de forma nem sempre planejada ou com planejamento precário, sem a incorporação de aspectos ambientais.

De acordo com Tavanti e Barbassa (2010), o desenvolvimento das cidades sem que sejam consideradas as condições naturais do meio físico advém de um tipo de planejamento utilizado no passado, mas que ainda pode ser observado em cidades atualmente e que causa impactos ao ambiente e ao homem. Esse planejamento, chamado pelos autores de convencional, despreza as condições naturais do meio. Isso pode levar a situações que acabam agravando os impactos ambientais causados pela urbanização, como a ocupação de APPs e outras áreas ambientalmente sensíveis e vulneráveis às mudanças climáticas. Assim, o planejamento inadequado pode ter os mesmos efeitos que a falta de qualquer planejamento no sentido da ocupação desordenada. Em questões de infraestrutura, o projeto de um sistema de drenagem pluvial é de grande importância antes da ocupação de um local, porém nem sempre ele é realizado e, assim como colocado por Cruz *et al.* (2001), na maioria das vezes é só no momento em que as consequências dessa ocupação tomam proporções elevadas, com a ocorrência de enchentes, falhas no abastecimento urbano e poluição crítica dos mananciais, que se dá a preocupação com o provimento de infraestrutura por parte dos gestores.

Tucci (2008) cita o planejamento e a gestão do uso do solo como componentes principais na gestão de uma cidade, devendo-se ordenar a ocupação. No entanto, percebe-se a necessidade da mudança da estratégia de planejamento, visto que a convencional já não atende mais às necessidades das cidades no que tange a qualidade de vida e preservação ambiental. É necessário também que a sociedade como um todo sofra uma mudança de pensamento no sentido de se adaptar ao novo estilo de desenvolvimento urbano, que tende agora ao desenvolvimento sustentável.

3.3. SISTEMAS DE DRENAGEM CONVENCIONAL

A forma tradicional de lidar com as águas pluviais urbanas é pela construção de redes de condutos, abertos ou subterrâneos, que permitem transportar o escoamento gerado pelas superfícies urbanas e captado ao longo das ruas, o qual é então direcionando de forma acelerada pela rede até um corpo d'água próximo (Cruz *et al.*, 2001). A abordagem empregada nessa técnica de projeto é antiga e vem de um tempo no qual a única preocupação era retirar a água da chuva das cidades o mais rápido possível, e é denominada higienista.

Os sistemas convencionais de drenagem urbana fundamentam-se nessa abordagem e são compostos essencialmente de bocas de lobo, poços de visita, condutos tanto circulares quanto na forma de galerias retangulares e estruturas de lançamento final. A esse arranjo de componentes se refere o termo infraestrutura cinza, derivado da quantidade de concreto utilizada para construí-los. É importante ressaltar que existem dois tipos de sistemas de drenagem: o unitário, no qual as águas pluviais são transportadas juntamente ao esgotamento sanitário, e o separador absoluto, que lida exclusivamente com o transporte das águas do escoamento gerado a partir de precipitações.

No Brasil, são utilizados de forma majoritária sistemas separadores absolutos, porém é reconhecidamente um problema a presença de esgoto nas redes (De Luca e Ide, 1991; Costa, 2013). O esgoto na rede de drenagem pode ser proveniente da interconexão com o sistema de esgotamento sanitário. De acordo com Dias e Rosso (2011), além das ligações clandestinas, algumas causas para o despejo de esgoto na rede de drenagem pluvial são a capacidade insuficiente ou a má operação da rede de coleta de esgoto e a existência de regiões sem atendimento pelo sistema de esgotamento, o que pode causar o lançamento a céu aberto que eventualmente é coletado pelo sistema de drenagem à jusante da área.

Para o projeto de uma rede de drenagem pluvial, leva-se em consideração a área a ser drenada, sua impermeabilização, a topografia, aspectos urbanísticos, entre outras características. Com base em uma chuva de projeto, são calculadas as vazões a serem transportadas e as dimensões dos condutos que devem ser empregados, que para cumprir com o objetivo de afastar as águas de chuva de forma rápida, podem possuir medidas de até 3 metros no caso de galerias (Adasa, 2018). Para projetos no Distrito Federal o Termo de Referência e Especificações para Elaboração de Projetos de Sistema de Drenagem Pluvial da Novacap estabelece o procedimento a ser seguido e os parâmetros e critérios mínimos e máximos a serem adotados. A Figura 3.5 mostra a instalação de estrutura de drenagem.



Figura 3.5 - Tubulação de drenagem sendo instalada.

As bocas de lobo captam o escoamento coletado em uma determinada área, o qual é conduzido pela rede para fora dessa área e o problema da quantidade de escoamento superficial é, portanto, transferido para jusante. Pelo fato da maior parte dos condutos serem subterrâneos, ao se somarem os volumes captados de várias áreas, o sistema pode ficar

sobrecarregado e extravasar através dos poços de visita, provocando alagamentos e inundações. Outro possível impacto gerado pelo grande volume de água transportado pelo sistema de drenagem é a erosão nos corpos receptores, sendo fator agravante também a aceleração do transporte promovida pelos condutos.

Observa-se ainda que apenas aspectos quantitativos são considerados nos sistemas de drenagem tradicionais e as águas pluviais são lançadas nos corpos hídricos sem nenhum tipo de tratamento, sendo negligenciados os aspectos ambientais, estéticos e de convívio da comunidade com os corpos d'água (Cruz *et al.*, 2001). Dessa forma, os corpos receptores ficam sujeitos ao assoreamento e à poluição, provenientes do carreamento de sedimentos com todos os tipos de partículas agregadas e de resíduos sólidos, assim como das ligações de esgoto clandestinas, colaborando para os impactos à qualidade dos corpos hídricos no meio urbano a ineficiência dos sistemas de limpeza urbana e de coleta de esgoto. A Figura 3.6 traz exemplos dos impactos citados. Tavanti e Barbassa (2010) ressaltam que as limitações do uso das soluções clássicas já foram evidenciadas pela necessidade de novas soluções que efetivamente controlem as inundações e que incorporem a preservação ambiental, que é também uma necessidade.



Figura 3.6 - Impactos ambientais nos corpos hídricos receptores (Novacap, 2016).

3.4. SOLUÇÕES ALTERNATIVAS DE DRENAGEM

Visto que as soluções convencionais de drenagem tornaram-se insuficientes frente ao intenso desenvolvimento urbano, surgiu a necessidade de soluções alternativas para lidar com as águas pluviais urbanas que aplicassem as chamadas técnicas compensatórias. Essas técnicas baseiam-se na compensação dos efeitos da urbanização nos processos hidrológicos através da retenção e infiltração das águas precipitadas e podem compor uma solução de baixo impacto para a drenagem urbana. Dessa forma, conforme colocado por Baptista *et al.* (2011), as técnicas compensatórias possibilitam rearranjar as vazões geradas pelo escoamento superficial no tempo, evitando a transferência para jusante de grandes volumes de forma rápida, e até mesmo diminuindo o volume escoado, promovendo melhoras tanto na questão quantitativa quanto qualitativa das águas pluviais.

As novas abordagens para águas urbanas que vêm sendo propostas nas últimas décadas se aproximam mais à ideia de sustentabilidade e possuem diversas denominações de acordo com cada país, como: *Low Impact Development (LID)*, nos EUA e Canadá; *Sustainable Urban Drainage Systems (SUDS)*, no Reino Unido; *Water Sensitive Urban Design (WSUD)*, na Austrália; e *Low Impact Urban Design and Development (LIUDD)*, na Nova Zelândia (Poletto, 2011). Fletcher *et al.* (2015) fizeram uma revisão detalhada da evolução e aplicação das terminologias em drenagem urbana e chegaram à conclusão de que os termos acompanharam a evolução do setor à medida em que ele passou a abranger mais questões ambientais. Apesar das diferenças de terminologia, todas as abordagens são perfeitamente compatíveis e incorporam as tecnologias compensatórias em suas soluções (Baptista *et al.*, 2011).

Cabe ressaltar que, neste trabalho, será adotado o termo solução de baixo impacto, derivado do termo em inglês *Low Impact Development (LID)*, para se referir às práticas de drenagem sustentáveis. A terminologia, segundo Fletcher *et al.* (2015), refere-se à busca pelo retorno à hidrologia “natural” pelo uso de planos locais e medidas de controle integradas, caracterizando-se por dispositivos de menor escala para tratamento das águas pluviais na fonte de escoamento ou próxima a ela. No entanto, os autores ressaltam que ao longo do tempo a interpretação do LID se tornou mais abrangente, podendo designar qualquer conjunto de práticas que lidasse com os impactos das águas pluviais.

Essas abordagens alternativas se adequam mais aos problemas atuais enfrentados mundialmente. O Relatório Mundial das Nações Unidas sobre Desenvolvimento dos Recursos Hídricos de 2018 ressaltou as Soluções baseadas na Natureza (SbN) para a gestão da água, que são aplicáveis também ao manejo de águas pluviais no sentido de controle do escoamento e, principalmente, de melhora da qualidade das águas urbanas. As SbN são principalmente voltadas para o fornecimento de recursos hídricos por meio da gestão da precipitação, da umidade e do armazenamento, infiltração e transporte de água (WWAP, 2018).

As soluções de LID possuem o potencial de diminuir ameaças à saúde da população pela redução de alagamentos urbanos e pela melhoria da qualidade de águas, reduzindo o aporte de resíduos sólidos, nutrientes e sedimentos a sistemas hídricos, bem como dos custos associados aos prejuízos dos eventos de inundação e mesmo de atividades de mitigação dos impactos de práticas correntes (Souza *et al.*, 2012). Assim, as soluções alternativas podem oferecer muito benefícios, não só hidrológicos, mas também econômicos, podendo também reduzir custos de implementação em relação às estruturas de drenagem convencionais, e sanitários. No entanto, deve-se destacar que as técnicas compensatórias são melhor aplicadas quando são integrados o manejo de águas pluviais e o planejamento de ordenamento urbano (Baptista *et al.*, 2011).

A drenagem de águas pluviais está ligada ao urbanismo e seu tipo de organização, que por sua vez possui ligação com o aspecto econômico. Pode se dizer que os sistemas de drenagem convencional se adequam à uma estrutura urbanística definida anteriormente, o que em geral possibilita taxas de ocupação maiores. Com isso, existe um maior retorno econômico, tanto com a comercialização de lotes quanto com os impostos sobre eles ao longo do tempo. A adoção de uma solução de baixo impacto em drenagem geralmente requer um desenho urbano que seja mais integrado ao ambiente, gerando menos impactos, o que pode levar a uma diminuição no número de lotes de uma ocupação. Conseqüentemente, há a diminuição da arrecadação em termos de número de lotes, porém a solução alternativa pode promover a valorização dos lotes devido aos benefícios acarretados, que são inclusive paisagísticos, e o valor dos impostos aumentaria, levando a uma compensação pela alteração no urbanismo.

Existem diversas referências internacionais na aplicação de soluções sustentáveis no manejo de águas pluviais urbanas. Nos Estados Unidos, os estados de Oregon, Maryland e Nova

Iorque podem ser citados como locais nos quais existem manuais e planos de aplicação de dispositivos LID. Na Flórida, existem áreas residenciais com o desenho urbano adaptado às condições locais que promove o manejo mais sustentável das águas pluviais. Já no Brasil, o potencial de utilização de técnicas compensatórias ainda não é bem aproveitado (Baptista *et al.*, 2011). Um condicionante crítico no país é que as ações na drenagem urbana estão orientadas a solucionar problemas em áreas que já estão total ou parcialmente urbanizadas, o que limita o leque de medidas disponíveis, seja por questões físicas, legais ou sociais (Villanueva *et al.*, 2011). Isso ressalta a importância da ligação com o planejamento urbano. Porém independentemente das dificuldades e limitações encontradas na aplicação de medidas de controle do escoamento superficial em áreas de ocupação urbana já consolidada, é importante que sejam incentivadas essas medidas como forma de readequação da área no sentido de buscar soluções mais sustentáveis para a drenagem.

3.4.1. TIPOS E APLICAÇÕES DE TÉCNICAS COMPENSATÓRIAS

As tecnologias compensatórias podem ser utilizadas em diferentes escalas compondo diferentes arranjos. Além disso, possuem diversas classificações. Baptista *et al.* (2011) apresentam uma divisão das técnicas compensatórias quanto ao caráter estrutural e, dentre as medidas estruturais, as classificam quanto ao princípio de funcionamento e quanto ao posicionamento da técnica ou à abrangência. A Tabela 3.2 apresenta o resumo das classificações possíveis.

Tabela 3.2 - Classificação das técnicas compensatórias.

Aspecto	Classificação
Caráter da técnica	Estrutural
	Não estrutural
Princípio de funcionamento	Infiltração
	Retenção/Detenção
Posição de implantação	Na fonte
	Linear associada às vias
	Ao final de áreas de drenagem de maior porte (controle centralizado)

As técnicas não estruturais estão ligadas ao planejamento e gestão e permitem a não utilização de grandes construções, utilizando sistemas mais simples, como vegetação e alterações no solo (Baptista *et al.*, 2014). Já as técnicas estruturais são construídas com a finalidade de infiltrar ou armazenar o escoamento superficial para amortecer vazões, melhorar a qualidade da água ou até mesmo recarregar os aquíferos. Dentre estas técnicas predomina o uso de reservatórios de detenção e retenção, trincheiras de infiltração, pavimentos permeáveis e semi-permeáveis e planos de infiltração (Cruz *et al.*, 2001).

As técnicas compensatórias de retenção de águas pluviais, como as bacias de retenção, armazenam o volume de escoamento por um longo período de tempo com principal finalidade de melhorar a qualidade das águas lançadas nos corpos hídricos. As bacias de retenção possuem o mesmo princípio de armazenamento, porém nelas a acumulação de águas pluviais é temporária e o objetivo principal é o controle de inundações com o amortecimento de cheias. Outra diferença entre as bacias é o posicionamento da estrutura de saída da água, visto que, dependendo da posição, pode ter a função de esvaziar a bacia por completo ou manter a água retida. As bacias de retenção possuem saída de fundo, uma vez que não possuem a intenção de deixar a água armazenada por longos períodos de tempo, possuindo vertedor ou outra estrutura de topo somente para evitar o extravasamento. Já as bacias de retenção contam com estrutura de descarga na parte superior para que a água fique armazenada por períodos maiores, saindo somente se a capacidade da bacia for excedida ou por infiltração. Mesmo não sendo o objetivo de cada bacia, elas podem exercer em menor escala a função principal da outra, de forma a complementar a função que essencialmente possuem (Baptista *et al.*, 2011). Além do armazenamento, pode ocorrer nas bacias de retenção e detenção a infiltração, sendo comum, principalmente nas técnicas de retenção, associar os processos de armazenamento e infiltração.

Já as técnicas específicas de infiltração têm como propósito promover a interceptação do escoamento superficial e sua infiltração no solo e subsolo para que o volume de escoamento seja reduzido, promovendo a recarga de águas subterrâneas e adicionalmente diminuindo também as vazões de pico e o transporte e de poluentes associado (Lawrence *et al.*, 2010). Valas, trincheiras e poços de infiltração constituem alternativas que visam propiciar a infiltração em áreas reduzidas e sob condições controladas (Lucas *et al.*, 2015), o que facilita a recarga do lençol freático em áreas urbanas. Pavimentos permeáveis também podem ser considerados técnicas compensatórias de infiltração e oferecem todos os benefícios

quantitativos e qualitativos do processo (Araújo *et al.*, 2000). Porém, assim como várias outras técnicas, podem aliar ambas as funções de armazenar temporariamente e infiltrar.

Outras técnicas, que são mais utilizadas em países que já adotam soluções de baixo impacto a mais tempo, são as técnicas de biorretenção e áreas úmidas, que visam imitar processos naturais (Woods-Ballard *et al.*, 2015) e podem fornecer tanto o amortecimento das águas pluviais quanto seu tratamento. A Figura 3.7 ilustra algumas técnicas compensatórias de diversos tipos.



Figura 3.7 - Exemplos de diferentes técnicas compensatórias (Tassi *et al.*, 2016).

As técnicas compensatórias de infiltração possuem a vantagem de poderem ser aplicadas em menor escala e propiciar a recarga das águas subterrâneas próximo ao local de geração do escoamento. As medidas aplicadas de forma distribuída e na escala dos lotes, com seus efeitos ampliados para a escala da bacia hidrográfica, possuem eficiência maior do que medidas aplicadas pontualmente (Bahense, 2013). Portanto, as técnicas de infiltração são de importante aplicação em áreas de expansão urbana e serão priorizadas neste trabalho.

3.4.2. DIMENSIONAMENTO DAS TÉCNICAS DE INFILTRAÇÃO

O dimensionamento de estruturas, sejam elas de infiltração ou de retenção, para compor o sistema de drenagem deve levar em conta o objetivo do projeto para que sejam escolhidas as soluções mais adequadas (Baptista *et al.*, 2011).

Em relação às técnicas compensatórias de infiltração, devem ser dimensionados principalmente o volume de armazenamento de água e o dispositivo de controle da vazão efluente (Adasa, 2018). Parâmetros que devem ser considerados são a taxa de infiltração, a condutividade hidráulica saturada e a porosidade efetiva do solo (IPH, 2005). A profundidade do lençol freático também deve ser levada em conta para a aplicação segura dessas estruturas (Lucas *et al.*, 2015). A Figura 3.8 mostra alguns esquemas de técnicas compensatórias e aspectos relacionados ao seu dimensionamento, indicando o fluxo afluyente e efluente de água e as dimensões dos dispositivos, usadas para cálculo da área de infiltração.

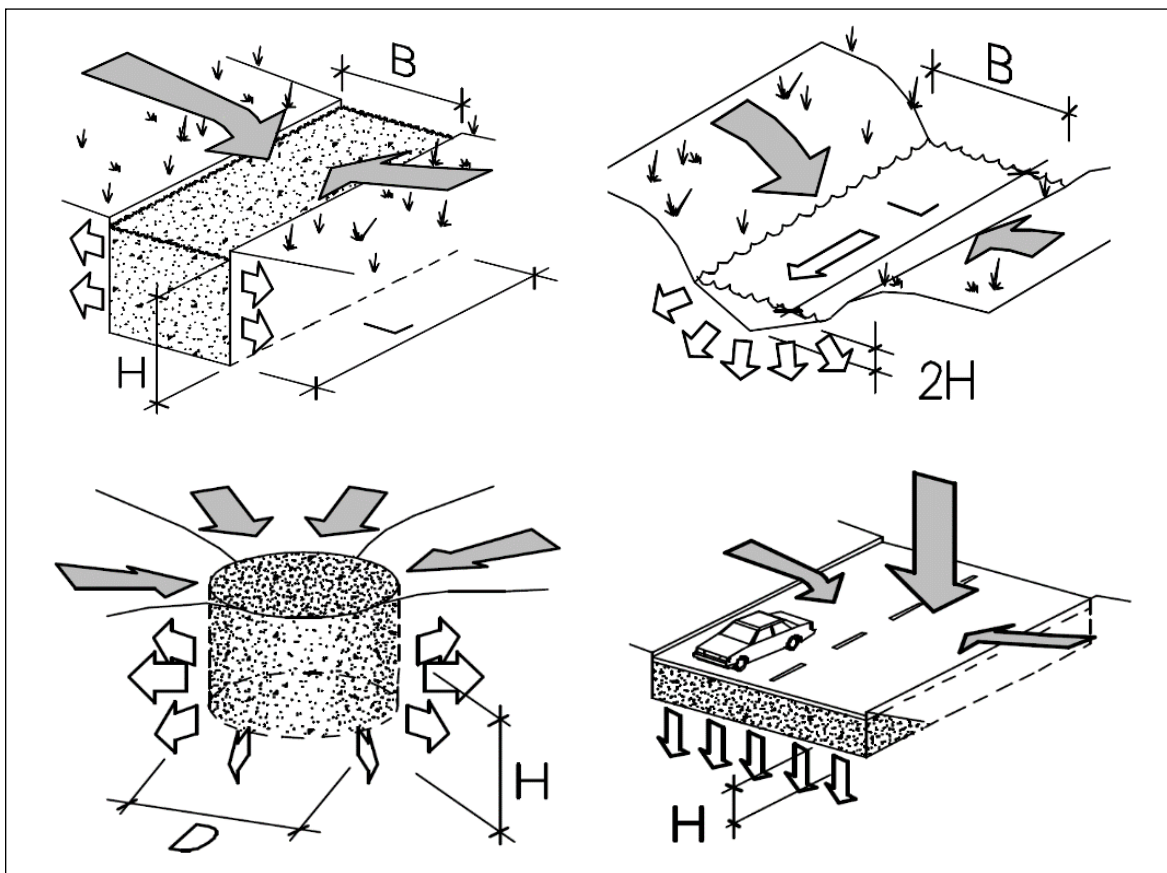


Figura 3.8 - Representação esquemática de técnicas compensatórias que contemplam a infiltração e algumas variáveis de dimensionamento (Silveira e Goldenfum, 2007).

O dimensionamento dessas técnicas consiste em um processo iterativo, sendo que no equacionamento os passos iniciais são definir o volume de água infiltrado, de acordo com o tipo de solo e área disponível para infiltração, e o volume de água afluyente segundo a recorrência da chuva utilizada, sua duração e a impermeabilidade da área drenada. Pode ser considerada vazão residual caso o dispositivo não seja dimensionado para infiltrar toda a água afluyente a ele. Conhecendo o material a ser usado no preenchimento do dispositivo,

seja cascalho ou brita, por exemplo, e sua porosidade, é possível calcular o volume a ser preenchido e, portanto, as dimensões necessárias para a técnica. Alternativamente, os dispositivos podem ser dimensionados sem preenchimento, sendo a porosidade desconsiderada no cálculo do volume de armazenamento.

Outro aspecto que está relacionado ao dimensionamento de técnicas compensatórias de infiltração é o risco hidrológico, ou seja, para qual tipo de evento chuvoso elas devem ter um bom funcionamento. Os manuais de drenagem trazem o dimensionamento dessas medidas para chuvas de projeto, que possuem tempos de retorno elevados, mas é possível e interessante dimensioná-las também para eventos mais frequentes.

É importante considerar no dimensionamento alguns problemas apresentados pelas soluções de infiltração, como a colmatção do solo, que é dada pelo carreamento de finos e é a principal responsável pela diminuição da taxa de infiltração na fase de operação dos sistemas, podendo comprometer o funcionamento e a vida útil das estruturas. (Lucas *et al.*, 2015). Além da colmatção, são desvantagens das técnicas de infiltração a necessidade de manutenção frequente e o risco de contaminação do solo e do lençol freático (Souza, 2002).

3.5. GESTÃO DA DRENAGEM URBANA NO DF E SEUS INSTRUMENTOS

A gestão da drenagem urbana envolve a definição de princípios, estratégias e ações a serem seguidas e implementadas em relação ao manejo de águas pluviais no meio urbano, principalmente no que tange os problemas já amplamente conhecidos. O Plano Diretor de Drenagem Urbana (PDDU) de uma cidade cria mecanismos de gestão da infraestrutura urbana relacionada ao escoamento de águas pluviais, devendo estar integrado aos demais planos de infraestrutura, principalmente referentes ao saneamento e subordinado ao Plano Diretor Urbano, pois o gerenciamento da drenagem urbana está atrelado ao gerenciamento do espaço urbano (Tucci, 2005; Cruz *et al.*, 2007).

Produto do PDDU, o Manual de Drenagem Urbana também é um instrumento de gestão e estabelece diretrizes básicas para a elaboração de projetos e implementação de infraestrutura de drenagem, uniformizando critérios e apresentando metodologias (Righetto *et al.*, 2009). Algumas cidades brasileiras que possuem manuais de drenagem e manejo de águas pluviais de referência que podem ser citadas são Porto Alegre, São Paulo e Curitiba, sendo todas

capitais estaduais. No Diagnóstico de Drenagem e Manejo das Águas Pluviais Urbanas de 2015 do Sistema Nacional de Informações de Saneamento (SNIS), realizado com 2.541 dos 5.570 municípios do Brasil, a situação retratada foi que somente 20,2% desses municípios declararam a existência de Plano Diretor de Drenagem municipal (SNSA, 2018). Tendo em vista que os municípios considerados representam aproximadamente 66,8% da população urbana (SNSA, 2018), percebe-se que falta a utilização dessa ferramenta de gestão, tão importante para uma cidade, em grande parte do país.

A elaboração de um PDDU é imprescindível à aplicação de medidas sustentáveis na drenagem urbana e o Brasil encontra-se ultrapassado nesse aspecto. No entanto, dentro dos municípios que adotam um PDDU, algumas das principais cidades brasileiras vêm mudando os paradigmas dos conceitos predominantes de gestão da drenagem urbana, adotando instrumentos legais que promovem a sustentabilidade com práticas de manejo de águas pluviais (Cruz *et al.*, 2007).

No DF, o PDDU foi consolidado em 2009 e desde então é utilizado no planejamento referente à drenagem e manejo das águas pluviais em área urbana. Além de relatório de caracterização e diagnósticos, compõem o PDDU manuais técnicos elaborados por equipe especializada, dentre eles o Manual de Drenagem Urbana, que foi elaborado em 2009 e mais recentemente revisado e atualizado. Adotando uma visão integrada do manejo das águas pluviais, o Manual traz critérios para estudos de concepção e projetos de sistemas de drenagem e indica diretrizes tanto para a ampliação do sistema de drenagem, em consonância com a expansão urbana, como para a adequação do sistema de drenagem existente em áreas já urbanizadas (Adasa, 2018). Assim como em outros manuais, medidas de controle do escoamento na fonte são abordadas como forma de compensação do aumento do escoamento e, portanto, como soluções de drenagem. Apesar de mais abrangente, o Plano Distrital de Saneamento Básico e de Gestão Integrada de Resíduos Sólidos (PDSB) também contempla a drenagem urbana no DF, realizando um diagnóstico do setor e estabelecendo metas para ele, mencionando inclusive a implementação de estruturas de armazenamento e infiltração de águas pluviais em escala de lote.

Não existe, atualmente, no Distrito Federal um órgão responsável especificamente pelos serviços de drenagem urbana. A gestão da drenagem e o manejo de águas pluviais são realizados por um conjunto de órgãos e instituições da administração pública que incorporam

as diversas atribuições do setor (Adasa, 2018). Vários dos órgãos possuem também, dentro de suas competências, a determinação de regulamentos e normas a serem aplicados a projetos de drenagem urbana. Dito isso, é importante a adoção de critérios e diretrizes compatíveis por parte dos agentes de gestão na execução de todas as suas funções, aspecto no qual o Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais Urbanas do Distrito Federal possui atuação.

3.5.1. REGULAÇÃO DOS LANÇAMENTOS DE ÁGUAS PLUVIAIS

A Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento do Distrito Federal (Adasa) é um dos órgãos componentes do arranjo institucional responsável pelos serviços de drenagem e manejo de águas pluviais urbanas segundo o PDSB (SERENCO, 2017). Dentre suas competências, está a concessão de outorga de lançamento de águas pluviais em corpos hídricos do DF de acordo com o que é estabelecido na Resolução Adasa nº 09 de 2011.

A Resolução tem por objetivo estabelecer as diretrizes e critérios gerais para requerimento e obtenção de outorga de lançamento de águas pluviais em corpos hídricos superficiais com preocupação quanto ao controle quantitativo e qualitativo dos recursos hídricos no Distrito Federal (Adasa, 2011). A outorga deve ser requerida por parte de qualquer empreendimento em fase de projeto ou, dependendo da situação, já instalado, que impermeabilize o solo, devendo esse apresentar informações de localização do ponto de lançamento, assim como cálculos de vazão lançada e do volume dos reservatórios exigidos. Após a ocupação do solo, a resolução limita a vazão de lançamento específica a 24,4 L/(s.ha), devendo o empreendimento garantir a manutenção das condições prévias à impermeabilização do corpo hídrico receptor. São considerados então para a outorga a vazão máxima gerada pela área do empreendimento com uma chuva de 10 anos de tempo de retorno, a área máxima impermeabilizada por ele e a área total, portanto o percentual de impermeabilização.

Para a manutenção da qualidade e quantidade adequadas do corpo receptor, a Resolução nº 09/2011 prevê, preferencialmente, a adoção de um conjunto de reservatórios: um reservatório de qualidade, que com a retenção da água promova a redução da concentração de poluentes oriundos da poluição difusa antes do lançamento, e um reservatório de quantidade, que amortecia a vazão lançada e permita a adequação à vazão máxima determinada. O reservatório de qualidade deve deter a água por um tempo suficiente para a melhora da qualidade da água, pois quando projetado para esvaziar em um tempo curto, o

reservatório acaba não possuindo muita eficiência na remoção de poluentes. Além disso, o reservatório de quantidade só possui aplicação útil para os lançamentos em cursos d'água, visto que no caso de lagos, os próprios corpos hídricos funcionam como reservatório de amortecimento.

Apesar de reconhecer a importância de contenção e retardamento do lançamento das águas precipitadas sobre os terrenos antes de serem drenadas para o sistema de drenagem, a Resolução nº 09/2011 menciona a utilização de medidas que favorecem a infiltração somente como possibilidade de redução do percentual de área impermeável a ser considerado nos cálculos. Não são mencionados, na resolução, outros benefícios das técnicas compensatórias como o amortecimento das vazões e a consequente economia na rede de drenagem e nem o aumento da infiltração. Em geral, pode se dizer que as medidas de controle do escoamento na fonte não são priorizadas como deveriam.

A resolução coloca ainda a necessidade de estudo hidrológico e hidráulico para garantir que as condições do corpo hídrico anteriores à ocupação não se alterarão com o lançamento da vazão do empreendimento, mesmo essa sendo restringida pelo valor de 24,4 L/s.ha. No caso de impossibilidade do atendimento à restrição, estudos também devem ser apresentados para atestar a capacidade do corpo de receber a vazão lançada. Nesse ponto, para cursos d'água, chama-se a atenção da necessidade, que não é explicitada na resolução, de considerar os lançamentos também de jusante para que a capacidade do corpo hídrico não seja alterada e prejudique empreendimentos situados mais à frente do curso. Todos esses estudos mencionados podem utilizar modelagem hidrológica, no entanto, o uso de modelos é especificamente requerido na resolução para o dimensionamento do reservatório de quantidade para o lançamento de águas pluviais de empreendimentos com área maior do que 200 hectares.

3.6. MODELAGEM HIDROLÓGICA

À medida que os problemas de drenagem urbana se tornam mais complexos, são necessárias análises mais abrangentes e integradas, que considerem as inter-relações existentes entre o meio físico e as intervenções humanas (SMDU/SP, 2012).

A modelagem hidrológica é uma ferramenta que permite estudar o comportamento dos processos hidrológicos em uma bacia. Segundo Tucci (1998), os modelos hidrológicos são usados para se antecipar aos eventos. Modelos computacionais para drenagem urbana podem ser utilizados para o planejamento, o dimensionamento e a operação de um sistema de drenagem, principalmente nos casos em que exista a necessidade de tomada de decisões (Cabral *et al.*, 2009).

É evidente a importância da utilização de modelos matemáticos no gerenciamento de recursos hídricos. Cabral *et al.* (2009) colocam que os modelos do tipo chuva-vazão, em especial, podem ser usados em projeto de estruturas, na estimativa do nível de enchente ou na avaliação do impacto da urbanização sobre a drenagem, pois simulam os processos de escoamento na bacia e o comportamento de um sistema de drenagem a partir de determinadas condições de precipitação pluviométrica.

Diversos aspectos foram incorporados aos modelos de drenagem urbana ao longo do tempo, como as ferramentas de geoprocessamento, que trazem grandes facilidades de entrada de dados e de representação geométrica dos sistemas de drenagem, e, além disso, também se incorporam aos modelos diversas ferramentas de pós-processamento que apresentam facilidade de elaboração de diversos tipos de mapas e facilidade de construção de gráficos para representar as variáveis envolvidas (Cabral *et al.*, 2009). Assim, aliadas à modelagem existem outras ferramentas que facilitam principalmente o processo de entrada de dados no modelo e fornecem melhor visualização dos resultados.

3.6.1. O MODELO SWMM

O *Storm Water Management Model* (SWMM) é um modelo distribuído, desenvolvido pela *Environment Protection Agency* (EPA), que constitui um dos mais completos e robustos modelos para tratar de problemas de cheias urbanas (SMDU/SP, 2012). Ele pode ser aplicado ao projeto e dimensionamento de componentes do sistema de drenagem, ao dimensionamento e à avaliação da efetividade de dispositivos de controle do escoamento, ao estudo de cargas de poluição, entre outras aplicações (Rossman, 2015). Dessa forma, ele é capaz de tratar também de questões de qualidade das águas pluviais.

O SWMM é um modelo de simulação chuva-vazão dinâmico que pode ser usado para simular o escoamento superficial em termos de quantidade e qualidade durante eventos individuais (de projeto) ou a longo prazo (continuamente) (Rossman e Huber, 2016a). É aplicável a áreas prioritariamente urbanas. Além disso, é um modelo hidrodinâmico no que tange à representação do escoamento, conseguindo se adequar melhor à complexidade das redes de drenagem urbana do que modelos simplificados (Villanueva, 2003).

O modelo é composto de diversos módulos, mas para a avaliação do escoamento em uma bacia os dois principais módulos computacionais são: o módulo Runoff, que é responsável pela transformação da chuva em vazão, e o módulo Extran, que adiciona a modelação hidrodinâmica de propagação do escoamento pelos condutos da rede de drenagem (Beling *et al.*, 2011). O modelo também permite considerar a propagação do escoamento por onda cinemática ou regime uniforme. Para a infiltração, estão disponíveis os métodos da equação de Horton, de Green-Ampt e do SCS. É possível ainda considerar fenômenos como a evaporação, que é mais significativa em simulações de base contínua, e o derretimento de neve, importante em países que contam com esse tipo de precipitação.

O PCSWMM é o programa distribuído pela *Computational Hydraulics Int.* que apresenta uma interface amigável e intuitiva e utiliza do mecanismo do modelo SWMM, que é um modelo aberto e gratuito. Ele conta com a incorporação do SIG, cuja importância em relação à modelagem hidrológica já foi evidenciada por Righetto *et al.* (2009), permitindo a importação de dados vetoriais e raster e facilitando o processo de modelagem. É um programa que pode auxiliar no estudo de técnicas de manejo de águas pluviais, principalmente de LIDs, técnicas de baixo impacto.

Trabalhos recentes demonstram a boa utilização do PCSWMM em questões tanto quantitativas quanto qualitativas do ciclo hidrológico em áreas urbanas (Costa, 2013; Silva, 2017; Fileni, 2017; Camuzi, 2017; Gonçalves 2018). O trabalho de Silva (2017) se destaca por estudar um trecho do mesmo setor habitacional estudado neste trabalho e que também é de responsabilidade da Terracap, avaliando sua rede de drenagem e o funcionamento das bacias de retenção presentes nela.

4. METODOLOGIA

Visando alcançar os objetivos delineados no Capítulo 2, o trabalho contou o desenvolvimento de uma série lógica de etapas. O procedimento que compõe a metodologia é ilustrado no fluxograma da Figura 4.1 de forma sequencial.

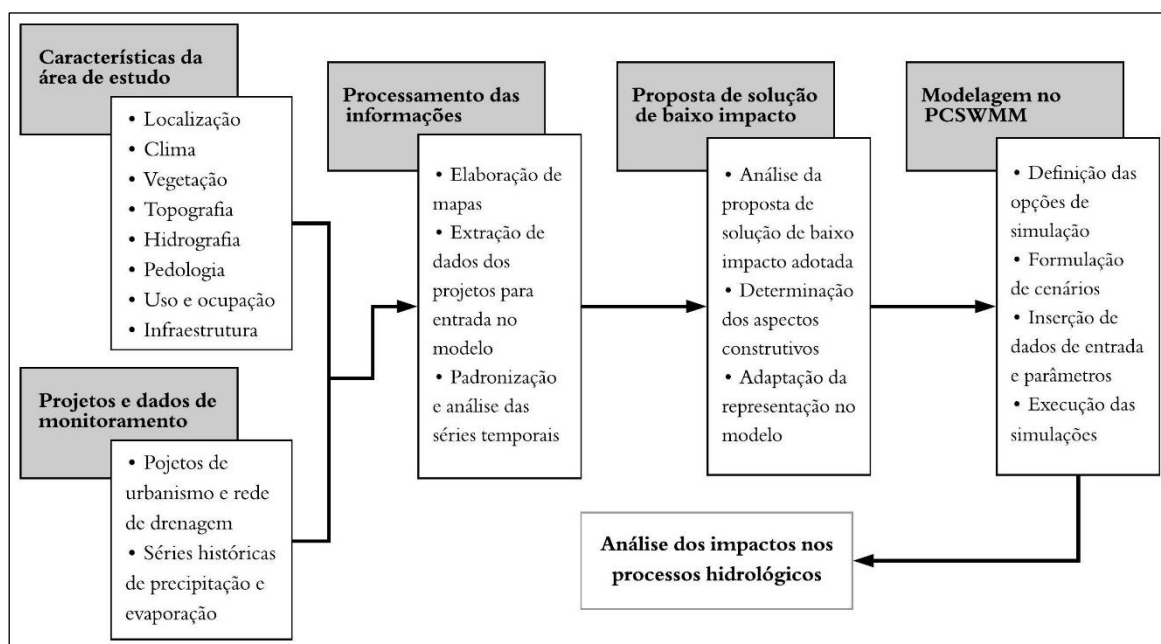


Figura 4.1 - Fluxograma das etapas de realização do trabalho.

Primeiramente, foi necessário reunir dados e trabalhá-los para levantar as características físicas e os aspectos climáticos da área de estudo, para chegar, por fim, às entradas do modelo no qual posteriormente foram feitas as simulações.

Em seguida, foram analisadas possibilidades de soluções de baixo impacto a serem implantadas na área no sentido de buscar minimizar as alterações na infiltração causadas pela urbanização. Foi escolhida uma proposta de alocação de dispositivos LID no projeto urbanístico da área de estudo, que considerou as técnicas disponíveis dentro do modelo de simulação, priorizando as técnicas de infiltração. Por fim, essa proposta de solução de baixo impacto foi analisada quanto à possibilidade de representação da mesma no modelo.

Procedendo com o trabalho, as simulações hidrológicas foram então realizadas com a definição de cenários. Os dados de saída das simulações forneceram resultados que permitiram a análise do funcionamento da rede e dos processos hidrológicos a longo prazo

em cada cenário e a avaliação dos impactos causados pela urbanização, assim como da mitigação pela solução alternativa, avaliando o volume de infiltração e de lançamento final de águas pluviais.

4.1. CONSTRUÇÃO DA BASE DE DADOS

Por meio de pesquisa em fontes oficiais, foram levantadas informações detalhadas de características do meio físico da área de estudo, sendo buscadas também informações hidrometeorológicas. Os projetos de urbanismo e da rede de drenagem para o Trecho 2 da Etapa 1 do SHTq foram fornecidos pela Terracap.

Com os dados reunidos, foi possível caracterizar a área de estudo quanto a diversos aspectos, além de gerar as informações de entrada necessárias para o modelo. Alguns dos dados necessitaram de adequações e padronizações para a correta utilização no programa de modelagem hidrológica. As séries temporais de dados foram organizadas de acordo com o formato de entrada e suas unidades foram padronizadas. Já os projetos para a futura ocupação do Trecho 2 do SHTq Etapa 1 foram recebidos em arquivos com extensão de desenho. Para a entrada das informações contidas nesses projetos no modelo hidrológico, fez-se necessária a transformação desses arquivos para formato SIG para a incorporação de atributos ao desenho.

A etapa, portanto, consistiu em levantar os dados e processá-los para obter novas informações importantes para a continuação do trabalho e requisitou, além do manuseio do programa de modelagem hidrológica, a utilização de programas de geoprocessamento.

4.2. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A seguir estão apresentadas as características gerais, geográficas e ambientais do Trecho 2 da Etapa 1 do Setor Habitacional Taquari.

4.2.1. LOCALIZAÇÃO, HISTÓRICO E QUESTÕES AMBIENTAIS

A área de estudo do trabalho corresponde à 1ª etapa do Setor Habitacional Taquari (SHTq), mais especificamente ao Trecho 2. O setor habitacional em questão encontra-se inserido na

Região Administrativa do Lago Norte (RA XVIII) e constitui sua última parcela que não é totalmente urbanizada.

A RA Lago Norte foi criada em 1994, quando foi desassociada da RA Brasília. Em 2016, sua população estimada era de 37.455 habitantes de acordo com a Pesquisa Distrital por Amostra de Domicílios (CODEPLAN, 2016). Além disso, a PDAD de 2016 indicou que 93,4% dos domicílios da região são abastecidos pela rede de água da Caesb, sendo que uma parte dos domicílios possui abastecimento de água proveniente de poço artesiano (5,2%), e que 80,6% possuem coleta de esgoto pela rede pública, com o restante deles utilizando de fossas sépticas e rudimentares. Já a rede de água pluvial atende 83,6% dos domicílios segundo a PDAD 2016. A Figura 4.2 resume o histórico de ocupação da RA.

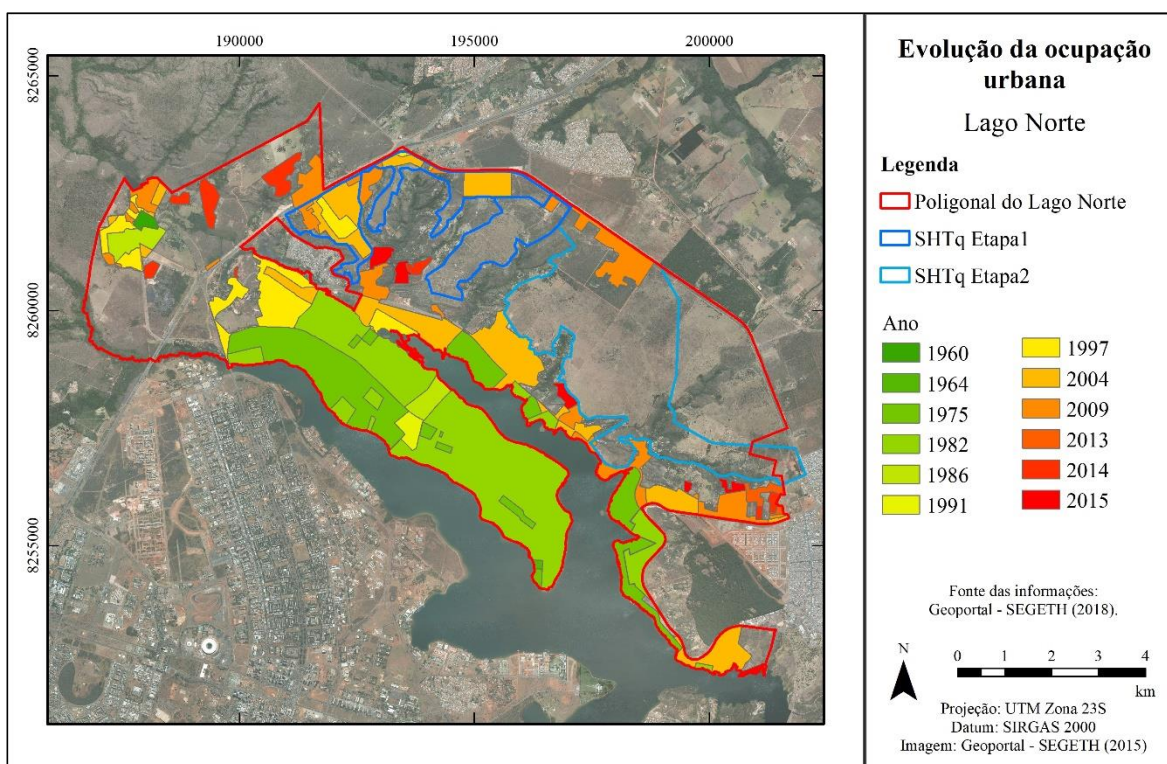


Figura 4.2 - Mapa de evolução da ocupação urbana no Lago Norte.

Os estudos para a implementação do SHTq iniciaram-se na década de 1990 e contavam somente com uma área para urbanização, sendo dividido posteriormente entre as Etapas 1 e 2. De acordo com a SEDHAB (2013), a Etapa 1 corresponde a 32% do setor, enquanto a Etapa 2 abrange 68% dele. Em termos de área, o setor possui no total 1.977 ha, sendo que a primeira etapa tem 634 ha e a segunda, 1.343 ha. A Figura 4.3 traz o mapa de localização do setor dentro da RA Lago Norte com a indicação dos limites de cada etapa.

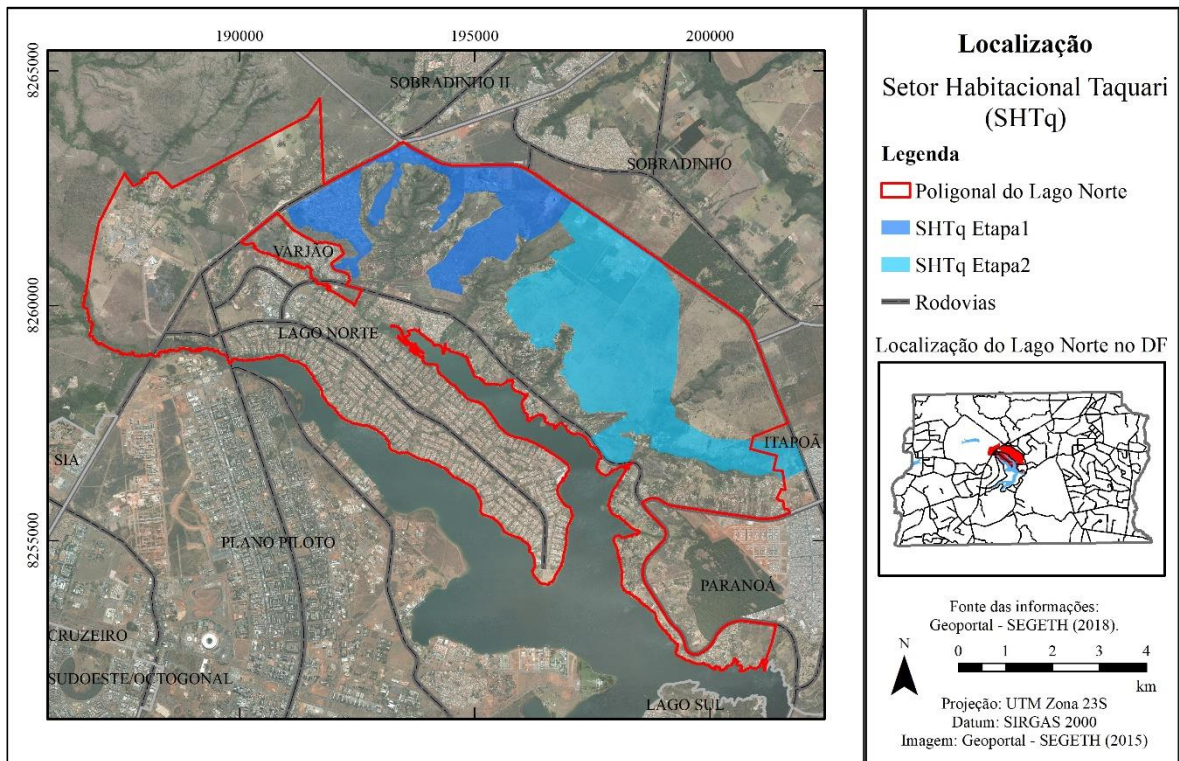


Figura 4.3 -Mapa de localização do SHTq com delimitação de suas etapas.

Em 2002, com ocupações irregulares no local, a primeira etapa começou a ser implantada (CODEPLAN, 2018). No entanto, a Etapa 1 é composta de três trechos e somente o que corresponde ao Trecho 1 foi efetivamente construído. Na Figura 4.4 é apresentado o mapa de divisão dos trechos da Etapa 1. O maior dos trechos é o Trecho 2, com 259 ha. O Trecho 1 possui 173 ha e o Trecho 3 tem 202 ha.

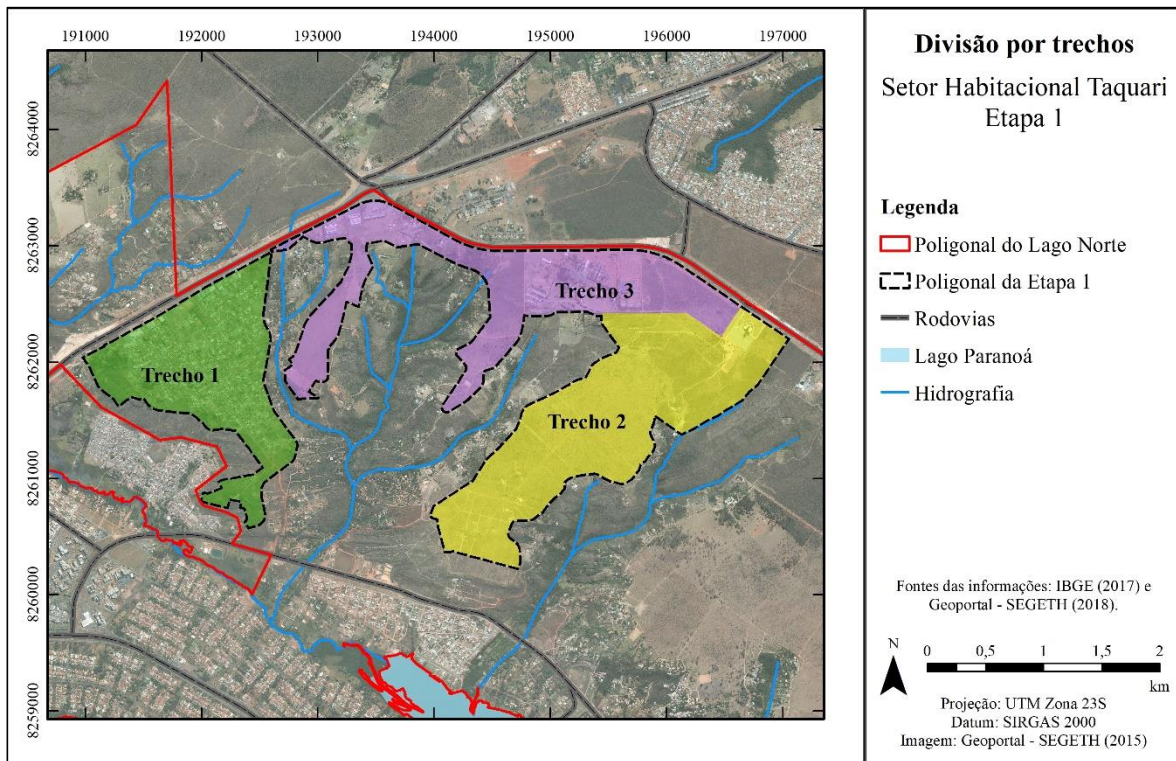


Figura 4.4 - Mapa de divisão da Etapa 1 do SHTq por trechos.

Mesmo não sendo o foco do mapa, nota-se pela figura anterior que todas as três seções da primeira etapa do SHTq estão próximas a nascentes de córregos, em especial as seções 3 e 2.

A ocupação na área do SHTq consta no documento Brasília Revisitada de Lúcio Costa, elaborado nos anos entre 1985 e 1987 (CODEPLAN, 2018). O setor habitacional também está incluído na estratégia de oferta de áreas habitacionais do Plano de Ordenamento Territorial do DF elaborado em 2009. O Trecho 2 especificamente se encontra entre dois núcleos rurais regularizados em 1998: o do Córrego Urubu e o do Córrego Jerivá, indicados no mapa da Figura 4.5.

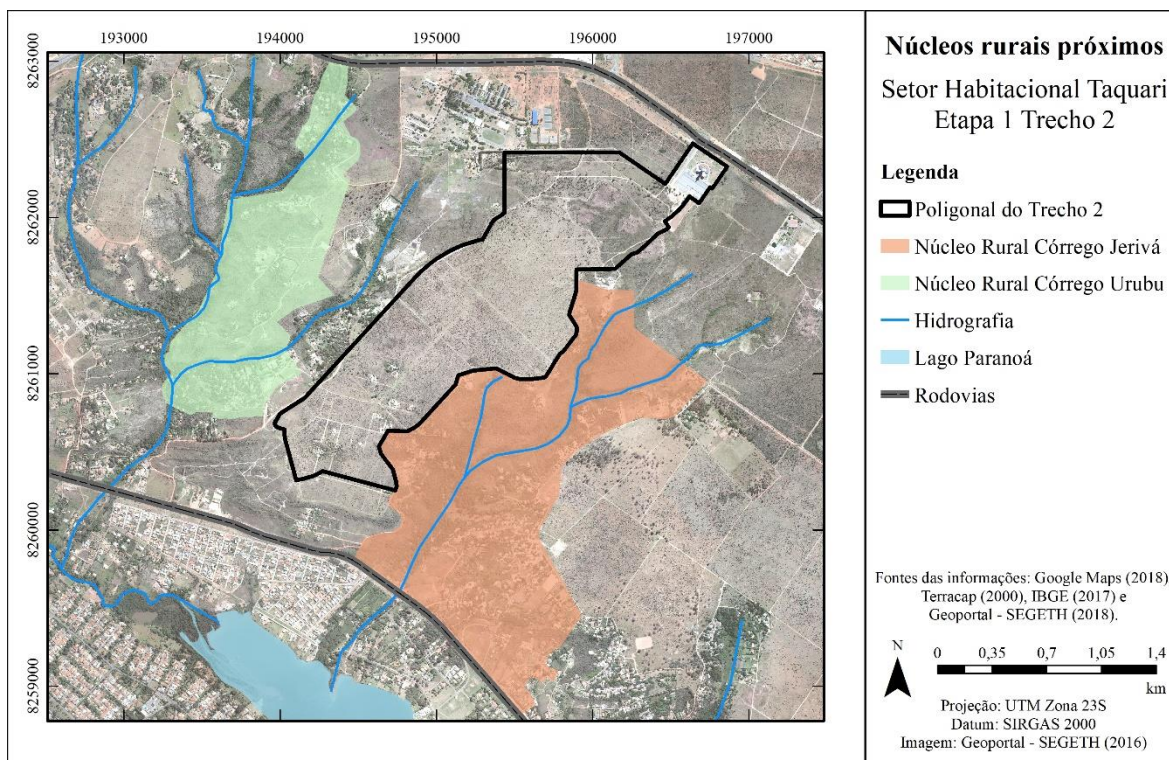


Figura 4.5 - Mapa das proximidades do Trecho 2 do SHTq Etapa 1.

Atualmente o local possui parcelamentos irregulares, inclusive com alguns poucos lotes construídos, e pontos de despejo de podas de árvore e entulho, situações que são exemplificadas na Figura 4.6. Existe um entrave judicial antigo no qual a Associação de moradores do Condomínio Privê Lago Norte II reivindica proteção de posse da área ocupada, porém sem sucesso, uma vez que a área consiste em um bem público e a Terracap é a proprietária do terreno (InfoJus Brasil, 2008). Apesar da questão ser antiga, recentemente ainda houve notícias de construções embargadas e até derrubadas na região.



Figura 4.6 - Problemas encontrados na área de estudo: lote demarcado irregularmente (à esquerda) e despejo de entulho (à direita).

Além disso, deve-se observar que a área se situa na Zona Urbana de Uso Controlado I, definida pelo plano como uma zona sensível especialmente no que tange os recursos hídricos e que influencia diretamente o lago Paranoá (SEDUMA, 2009), integrando inclusive a Área de Proteção Ambiental (APA) do lago. O Zoneamento Ecológico-Econômico elaborado para o DF indica também que existem áreas importantes para a recarga de aquífero na região do SHTq.

Segundo a Geológica Consultoria Ambiental, que realizou estudos referentes ao SHTq para a Terracap em 2014, a proposta de ocupação para o Trecho 1 envolve a regularização de condomínio já implantado e que possui população final estimada de 3.890 habitantes. Já a proposta do Trecho 2 constitui o adensamento populacional do setor e estima-se que sua população final seja de 21.929 habitantes, enquanto para o Trecho 3 a população estimada é de 1.424 habitantes no total (Geológica, 2014). Assim, a Etapa 1 do SHTq contará com um incremento de 27.243 habitantes que serão distribuídos em habitações unifamiliares e coletivas, como mostra a Figura 4.7.

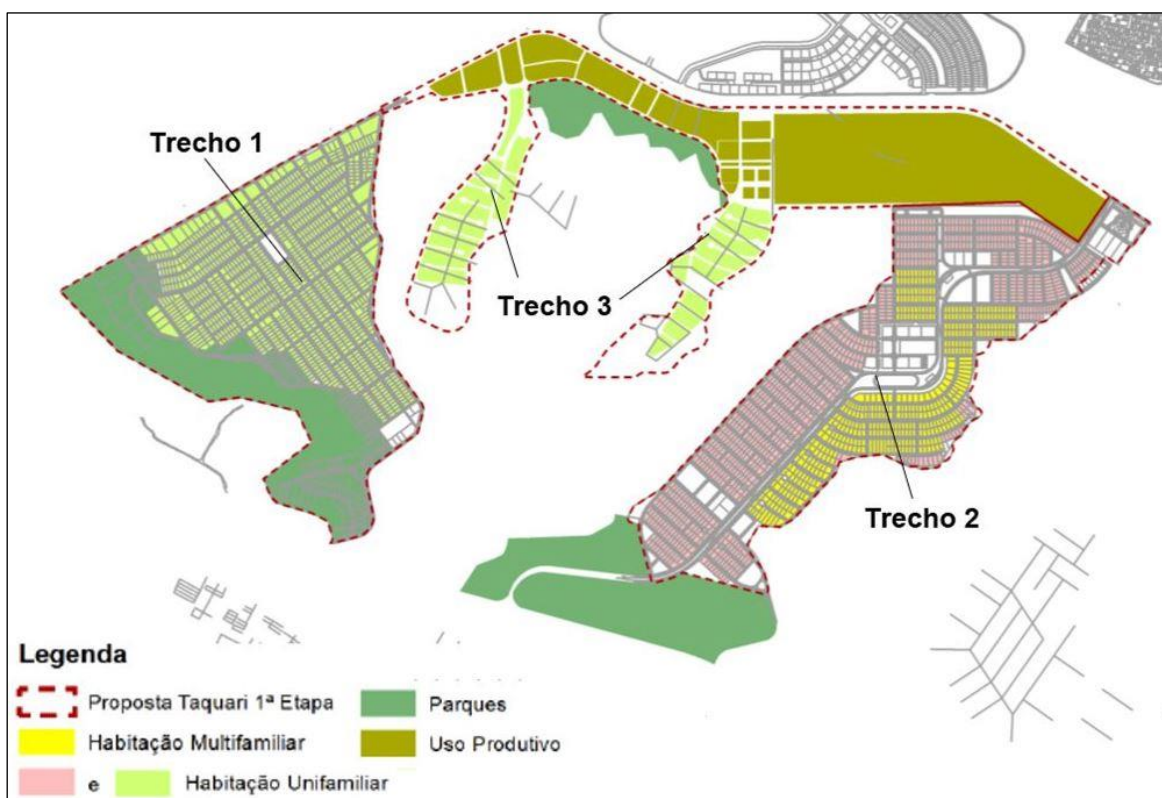


Figura 4.7 - Uso e ocupação proposto para a Etapa 1 do SHTq (Geológica, 2014, adaptado).

4.2.2. HIDROGRAFIA

A área de estudo está inserida na bacia hidrográfica do lago Paranoá, sendo essa totalmente pertencente ao território do DF. A área encontra-se ainda na divisão de duas unidades hidrográficas, a do lago Paranoá e a do ribeirão do Torto, como pode ser observado no mapa da Figura 4.8. No entanto, essa divisão está mais ligada a questões de planejamento, sendo observado que o limite entre as UHs não representa exatamente o divisor de águas.

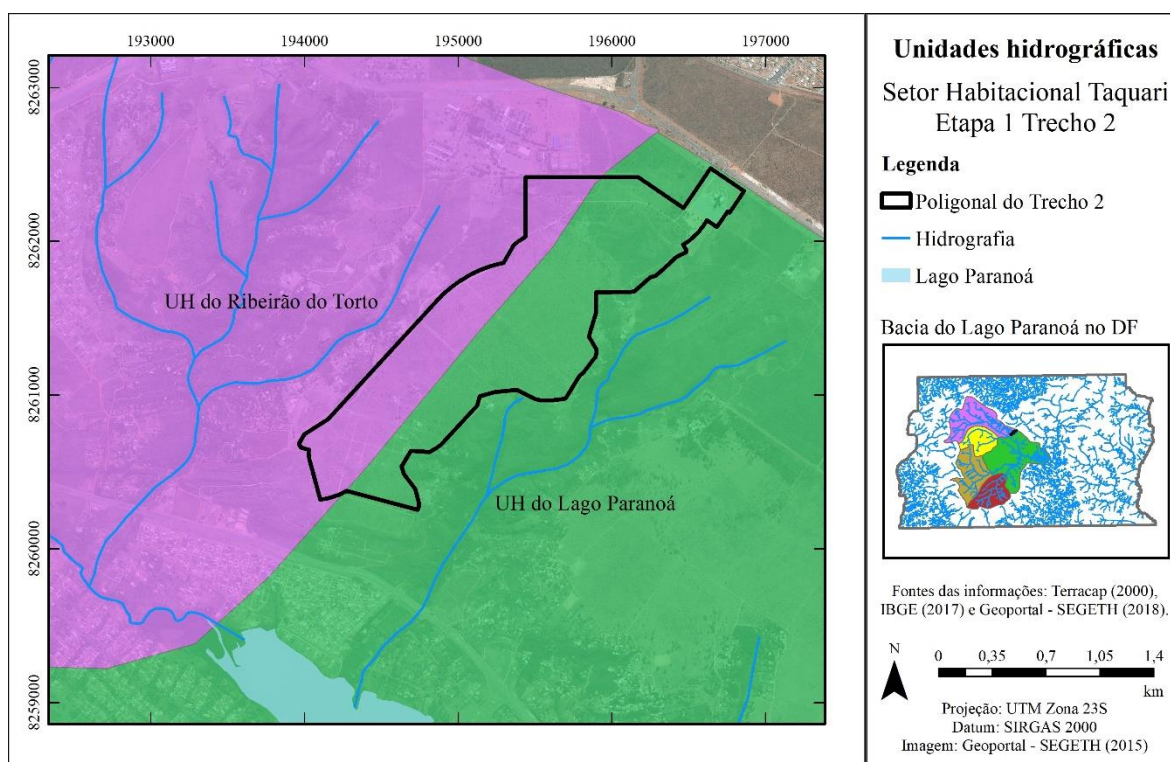


Figura 4.8 - Mapa hidrográfico da região da área de estudo.

A região do Setor Habitacional Taquari possui diversas nascentes e os córregos mais próximos ao Trecho 2 da Etapa 1 e diretamente influenciados por ele são os córregos Jerivá e Sagui. O córrego Urubu também está nas proximidades, sendo o córrego Sagui contribuinte direto dele. O lago Paranoá é o corpo receptor final do córrego Jerivá, enquanto o córrego Urubu contribui para o Ribeirão do Torto, que em seguida chega ao lago. A Figura 4.9 mostra a hidrografia da área de estudo indicando o nome dos principais cursos d'água.

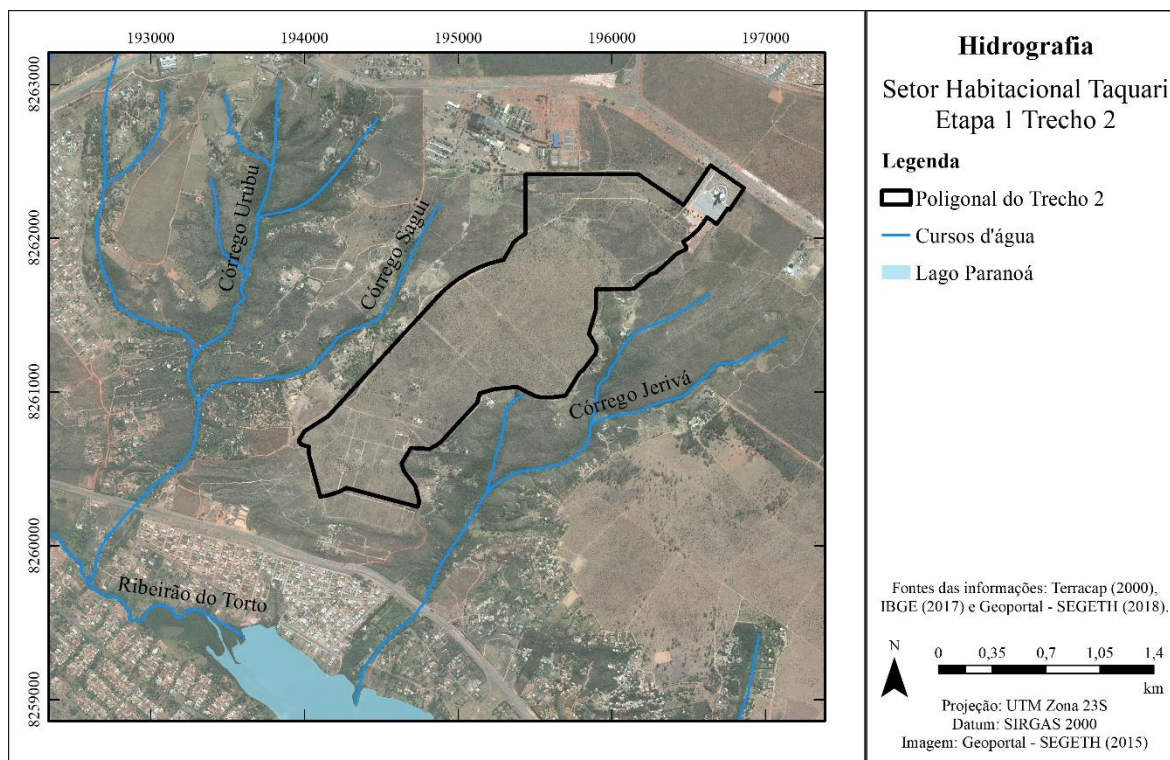


Figura 4.9 - Mapa dos cursos d'água que drenam o Trecho 2 do SHTq Etapa 1

4.2.3. TOPOGRAFIA

O Distrito Federal está situado no Planalto Central e possui regiões de chapadas, pediplanos e áreas atravessadas pelos rios Paranoá, São Bartolomeu, Preto, Maranhão e Descoberto (Novaes Pinto, 1994 *apud* Gonçalves, 2007). A área do Trecho 2 do SHTq Etapa 1 está próxima ao lago Paranoá, porém possui altitudes elevadas em relação a ele por se encontrar em uma borda de chapada, ou seja, da área de estudo até o lago, que está na cota de 1000 metros, existe uma superfície mais acidentada. O ponto de menor cota do trecho está a 1.085,2 metros de altitude e o de maior cota a 1.217,6 metros de altitude. A área do Trecho 2 da Etapa 1 do SHTq encontra-se em uma região de topografia convexa, com o divisor de águas percorrendo a parte central do terreno com declividade para os dois lados.

A partir das curvas de nível da área, gerou-se o modelo digital de elevação (MDE), que por sua vez serviu para a determinação da declividade e permitiu a criação de mapas para a melhor visualização dos aspectos topográficos da região. A elevação da área, com uma variação de altitude que chega a 132 metros dentro da poligonal do trecho, pode ser observada no mapa da Figura 4.10. Foi encontrado também que o relevo na área varia de

plano a ondulado, sendo mais declivoso na parte mais ao norte, como mostra o mapa de declividade da Figura 4.11.

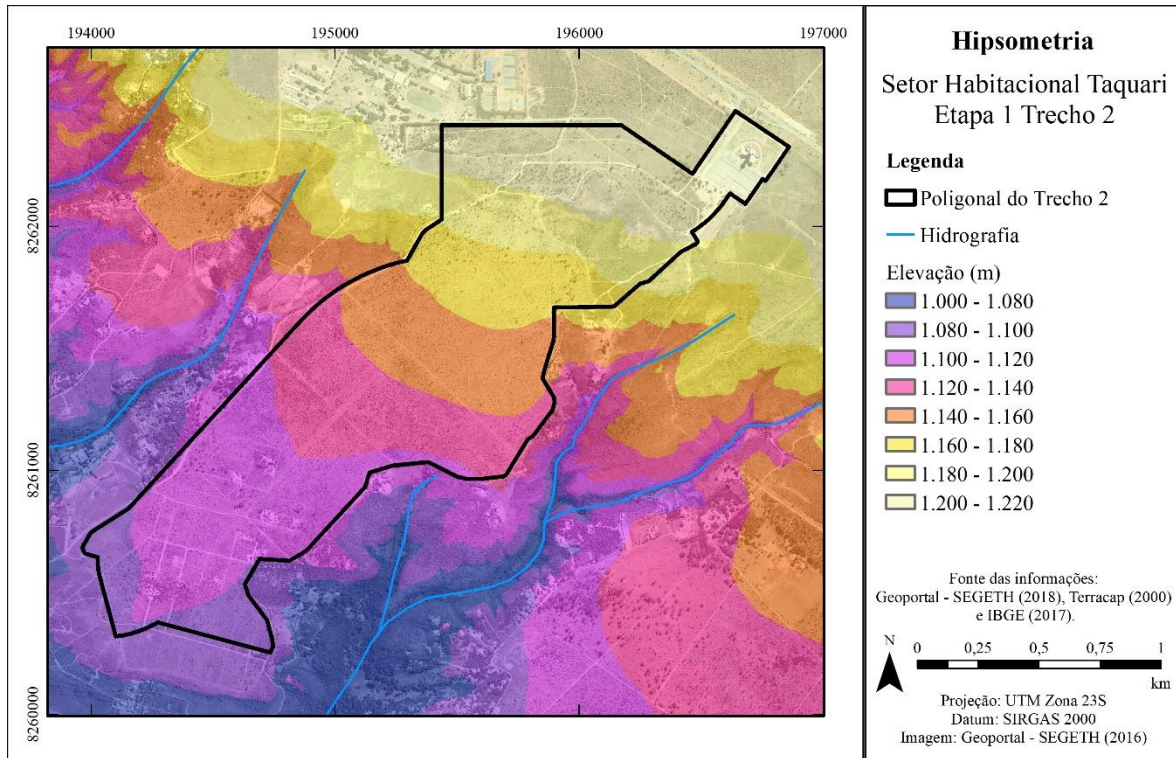


Figura 4.10 - Mapa hipsométrico da área de estudo.

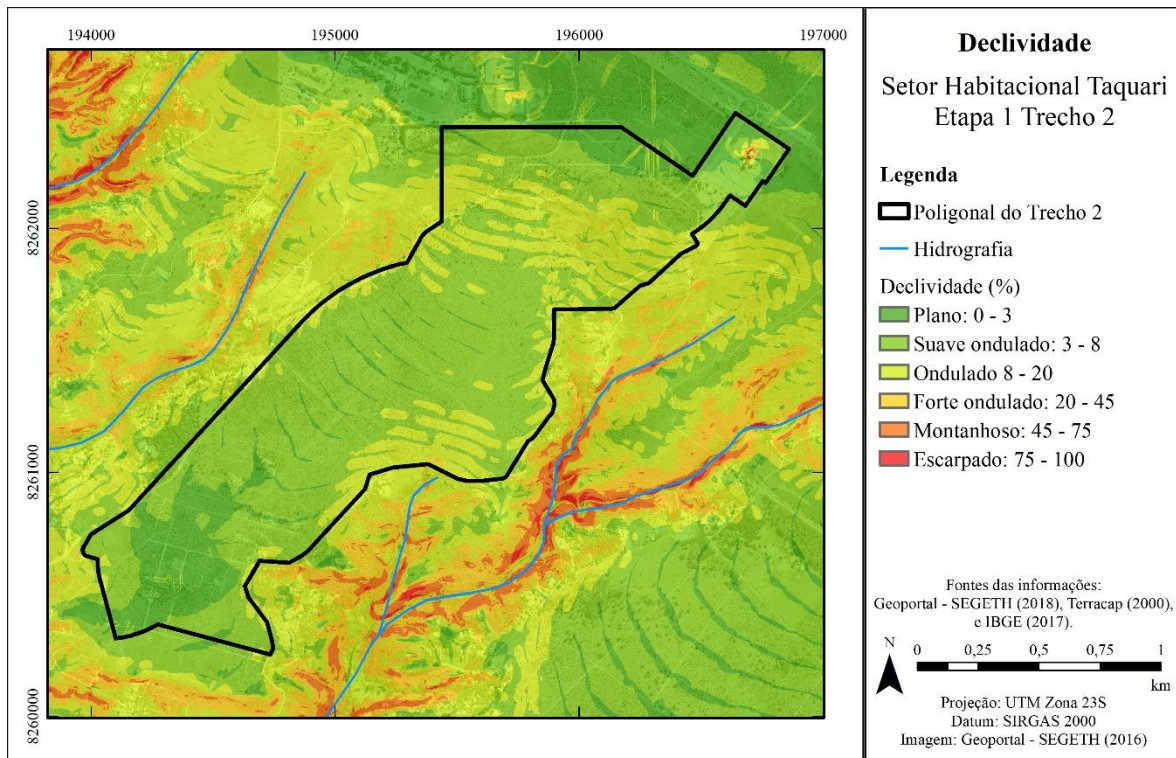


Figura 4.11 - Mapa de declividade da área de estudo.

4.2.4. PEDOLOGIA

O Distrito Federal possui duas classes predominantes de solo: os latossolos e cambissolos (Reatto *et al.*, 2004). Os latossolos são solos profundos e ocorrem geralmente em regiões de chapada com o relevo plano a suave ondulado, enquanto os cambissolos são menos profundos e estão associados a relevo ondulado a forte ondulado como vales e encostas de morros (Campos e Gonçalves, 2015 *apud* Adasa, 2018). Os latossolos podem ser divididos em vermelhos, vermelho-amarelos e amarelos. Na área de estudo, foram identificados latossolos vermelhos e vermelho-amarelos, assim como ilustrado no mapa da Figura 4.12.

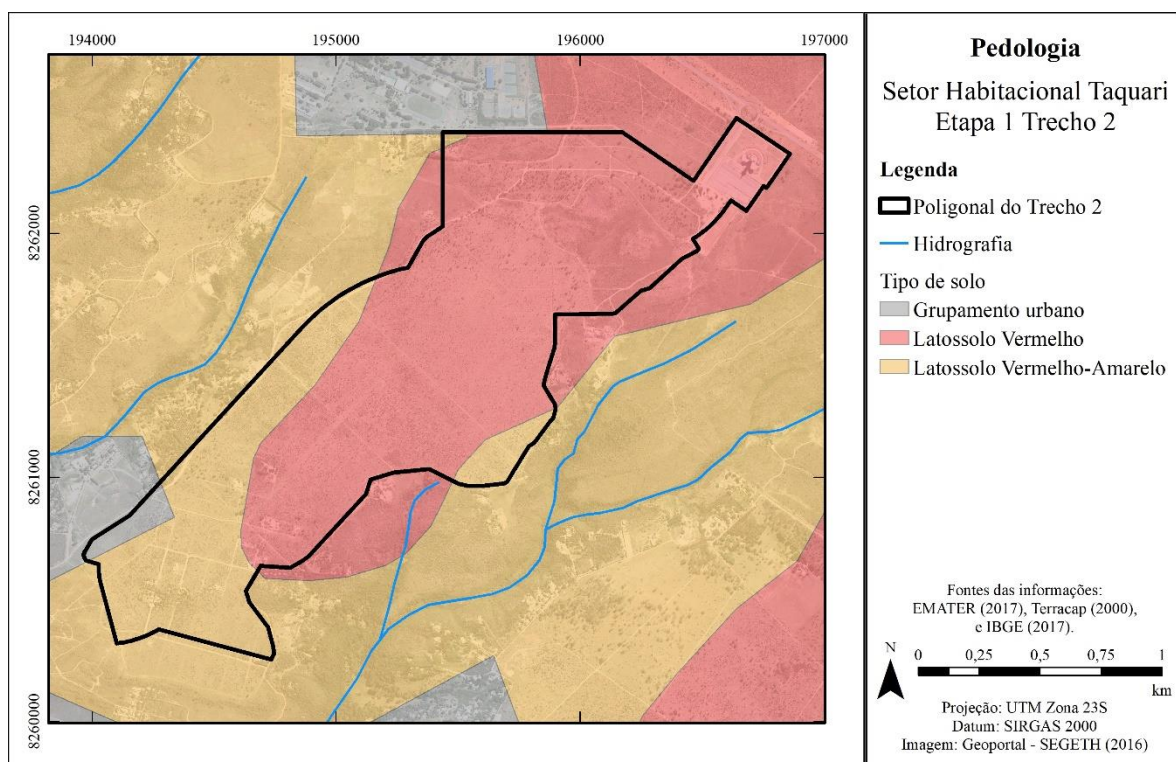


Figura 4.12 - Mapa pedológico da área de estudo.

Os dados utilizados são da EMATER, disponibilizados pelo Sistema Estadual de Geoinformação de Goiás. Escolheu-se trabalhar com esses dados pelo fato de o mapeamento ter sido feito em menor escala (1:250.000) em comparação a outros encontrados. No entanto, uma pequena área ao final do trecho foi classificada como grupamento urbano. Sabe-se que o local ainda não é ocupado e por isso essa classificação é inconsistente. Por isso, foi considerado que a porção da classe de grupamento urbano que está dentro da poligonal do trecho se classifica melhor no tipo de solo adjacente a ela, o latossolo vermelho-amarelo.

Os diferentes tipos de solo influenciam nos processos hidrológicos e podem ser agrupados de acordo com os critérios definidos pelo SCS. Os solos do grupo hidrológico A produzem baixo escoamento superficial e alta infiltração e os solos do grupo D, por outro lado, possuem menor capacidade de infiltração, gerando maior escoamento superficial (Tucci, 2007). Os latossolos do subtipo vermelho e vermelho-amarelo podem ser enquadrados no grupo A. O solo da porção do trecho que não foi classificado, e por isso não corresponde a nenhum dos grupos hidrológicos, foi novamente considerado latossolo vermelho-amarelo e, portanto, enquadrado no grupo hidrológico desse tipo de solo. Dessa forma, a área estudada só possui solos do grupo hidrológico A, como é mostrado pelo mapa da Figura 4.13.

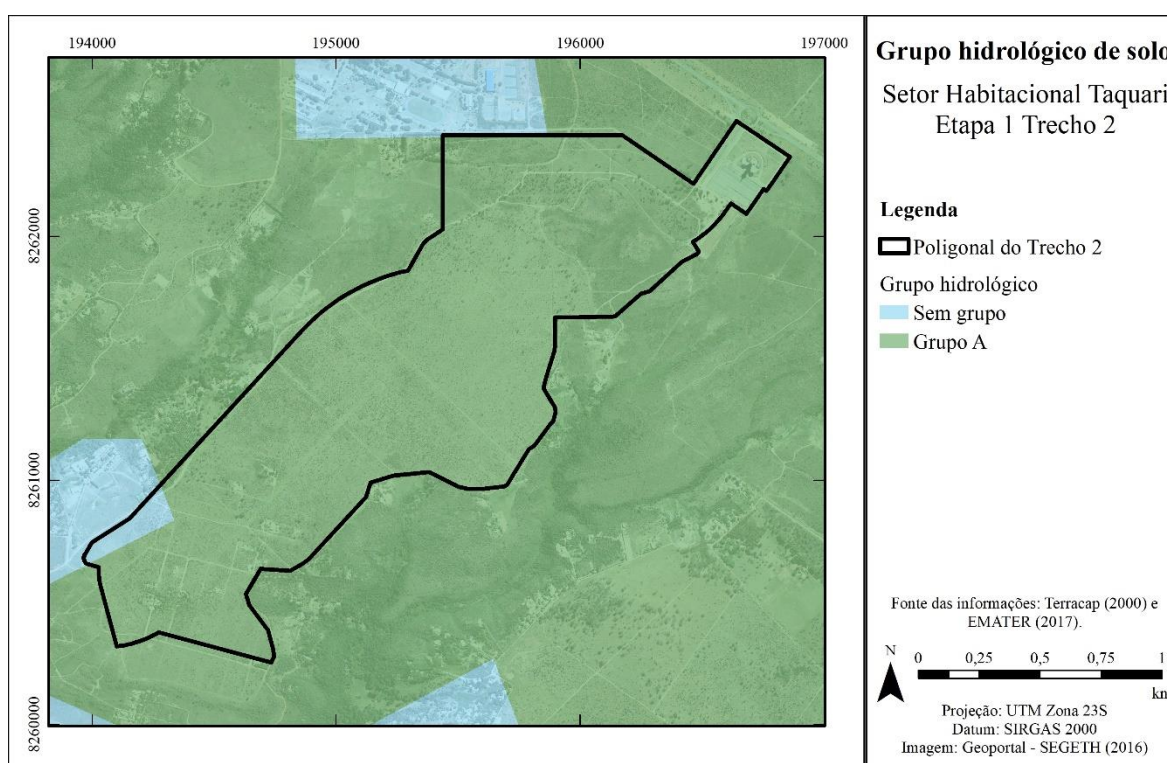


Figura 4.13 - Mapa de grupo hidrológico de solo da área de estudo.

4.2.5. COBERTURA VEGETAL

A vegetação do DF é composta pelo cerrado e suas formações e por campos, além das matas ciliares junto aos cursos d'água que são fundamentais para a manutenção dos sistemas hídricos (Menezes, 2010). Como o Trecho 2 ainda não foi implementado, a vegetação nativa corresponde à cobertura atual do solo da área, sendo composta somente pela formação vegetal de campo. A Figura 4.14 traz o mapa de cobertura vegetal para a área de estudo e suas adjacências.

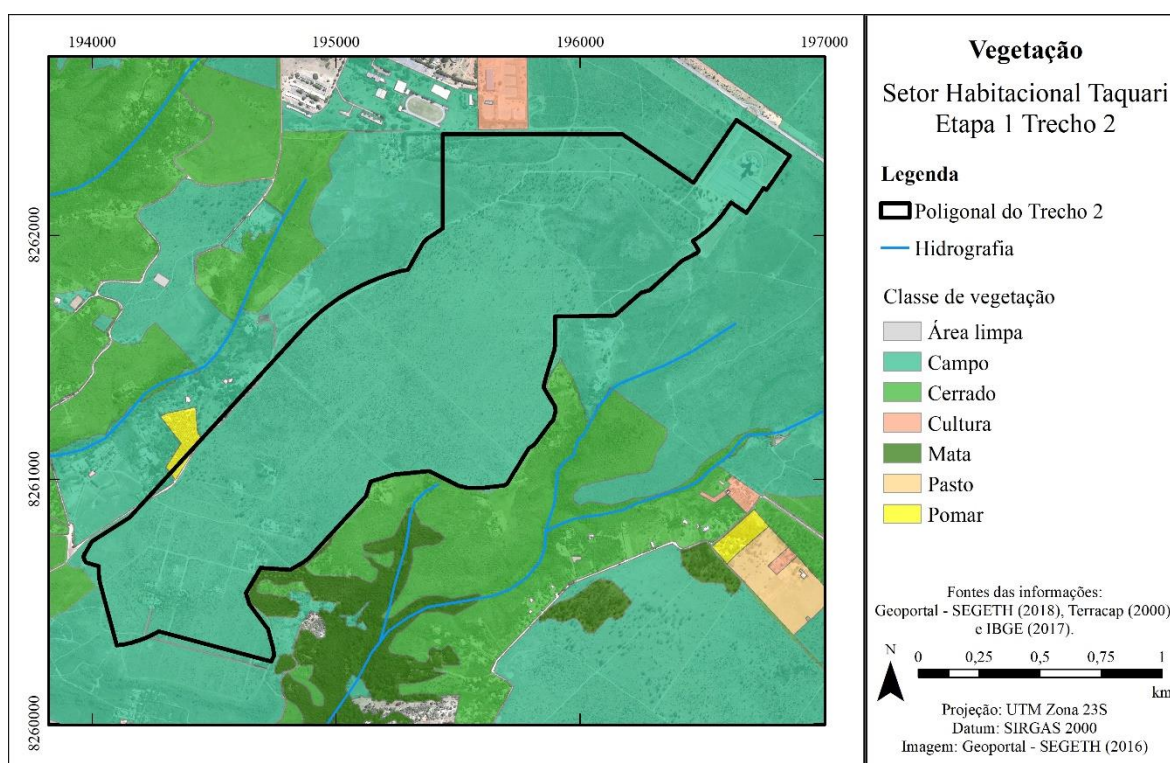


Figura 4.14 - Mapa de vegetação da área de estudo.

4.2.6. CLIMA E MONITORAMENTO HIDROMETEOROLÓGICO

O clima da região do Distrito Federal é tropical com estação seca no inverno, o que já evidencia a existência de dois períodos marcantes no regime de chuvas, um chuvoso e outro de estiagem, podendo se dizer que o ano hidrológico no DF começa em outubro (Cardoso *et al.*, 2014). A precipitação anual média é em torno de 1.500 mm.

O monitoramento hidrológico presente ao redor da área de estudo foi analisado em busca de uma série histórica de precipitações representativa para o local. Duas características principais foram consideradas na busca pela série de dados: o tamanho do período registrado, que deveria ser de ao menos 3 anos, e a discretização temporal dos registros, visando obter dados de intervalos menores do que 1 hora. Foram encontrados dentro das especificações feitas, dois pluviógrafos próximos à área com dados disponíveis. Um deles é o pluviógrafo da estação telemétrica da ANA, instalado na barragem Santa Maria e operado pela Caesb, cujos dados são disponibilizados eletronicamente. O outro pluviógrafo é o instalado no prédio de laboratórios da Engenharia Civil e Ambiental da UnB (SG-12), que tem seus dados registrados automaticamente e é operado por professores e alunos do Programa de Pós-

Graduação em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos. A localização dos dois pluviógrafos em relação à área de estudo é mostrada na Figura 4.15.

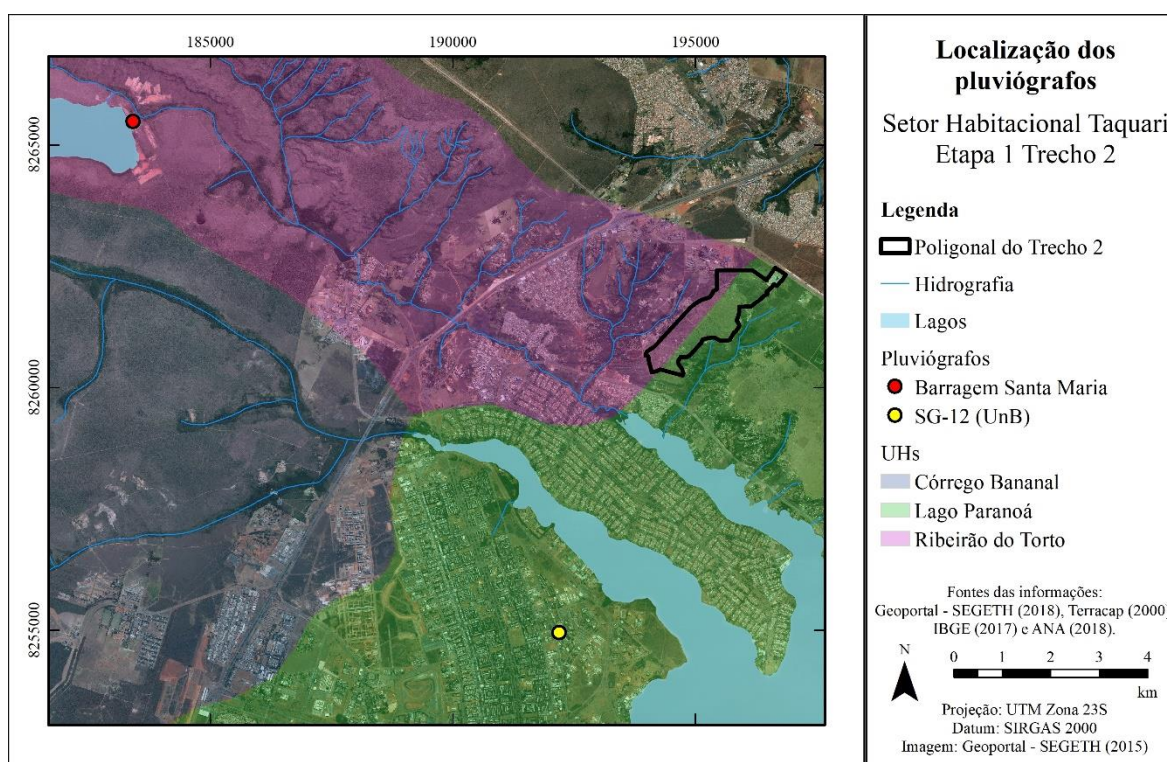


Figura 4.15 - Mapa de localização dos pluviógrafos utilizados no trabalho em relação à área de estudo.

O pluviógrafo da barragem de Santa Maria fica a uma distância média de 12 km da área estudada, enquanto o pluviógrafo do SG-12 é mais próximo, distante apenas 7 km. Tendo em vista a grande variabilidade espacial das chuvas no DF, podem existir divergências entre a chuva registrada pelos equipamentos e a real na área de estudo. No entanto, foi considerado que, para este trabalho, ambos os pluviógrafos poderiam ser utilizados como fonte de série temporal de chuvas, devido à inexistência de pluviógrafo mais próximo e por representar a variabilidade sazonal e o padrão de chuva do DF climatologicamente.

Já as séries de temperaturas máxima e mínima diárias encontradas disponíveis para uso foram da estação de monitoramento da Fazenda Água Limpa da UnB. Apesar dessa estação se encontrar distante do SHTq, foi considerado que os valores, por serem máximos e mínimos, conseguem representar a variação térmica ocorrida no DF como um todo e podem ser usados para o cálculo da evaporação.

4.3. DADOS DOS PROJETOS DE URBANISMO E REDE DE DRENAGEM

No projeto de urbanismo da Terracap, a poligonal definida para a ocupação do trecho possui 223,51 ha e nela foram especificados os traçados das quadras e lotes e das vias e calçadas. Essas feições foram transformadas em polígonos e o restante da área dentro do limite do Trecho 2 foi dividida em canteiros centrais (espaços entre as vias) e áreas livres. Para várias das áreas livres existem projetos de paisagismo, porém eles não foram detalhados neste trabalho, sendo consideradas vazias.

A área de estudo conta com o projeto de 1.415 lotes, dos quais 1.392 são residenciais, 9 são comerciais, 12 correspondem a áreas especiais e 2 são destinados a postos de abastecimento de combustíveis (PAC). Os lotes residenciais possuem uma área média de 911 m². Foram projetadas duas vias principais, uma central e uma contornando o trecho pelo lado oeste. Considerou-se que as áreas dos canteiros centrais e as denominadas áreas livres são passíveis de implementação de áreas verdes. A Figura 4.16 mostra o mapa de uso e ocupação do solo do trecho estudado considerando sua implementação total.

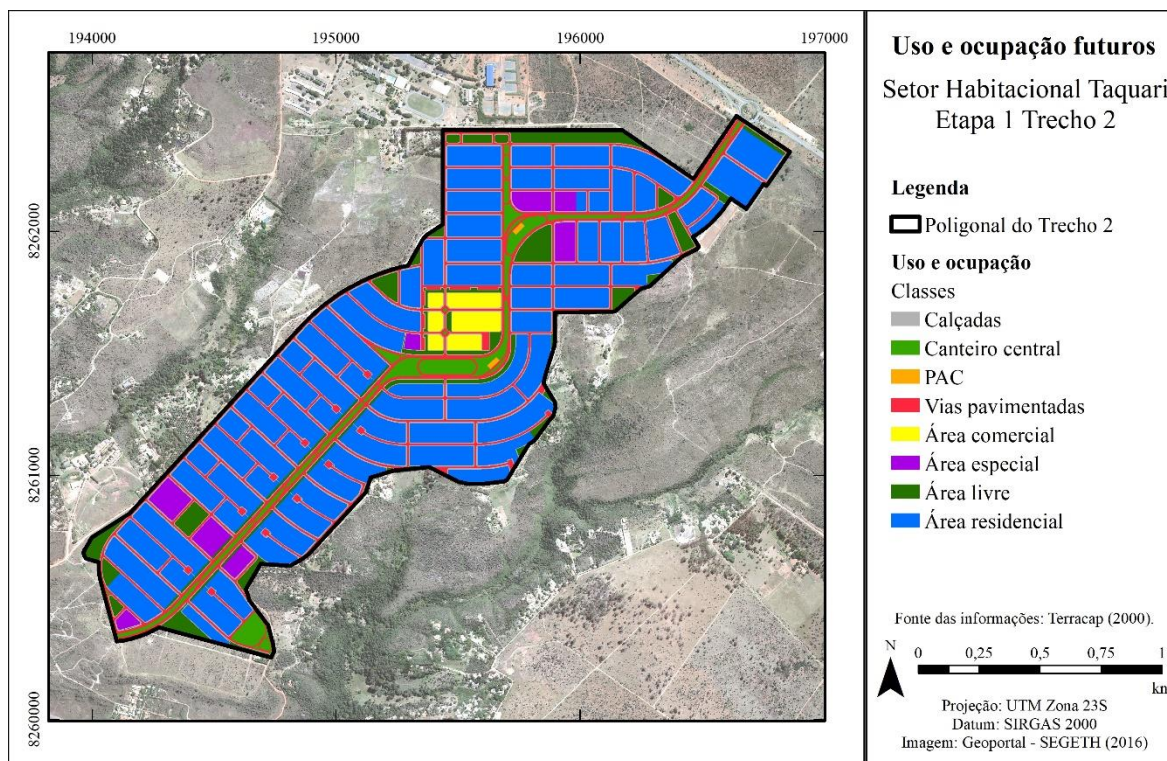


Figura 4.16 - Mapa de uso e ocupação do solo do Trecho 2 do SHTq Etapa 1 para cenário da área totalmente ocupada.

O projeto da rede de drenagem especifica seu traçado e características dos seus componentes (condutos e poços de visita - PVs), além de delimitar as áreas de contribuição para cada PV. No total, a rede estudada possui 524 PVs, 491 áreas de contribuição delimitadas e 525 condutos que têm seções variando de circulares (com diâmetros de 600 a 1500 mm) a retangulares (com largura de 1650 a 3000 mm). A rede capta a água de duas vertentes de drenagem, cujas contribuições são lançadas em duas bacias de detenção alocadas ao final da rede. A bacia 1 recebe a vertente ao noroeste e a bacia 2, a que fica à sudeste, sendo que elas operam em paralelo e possuem volumes de armazenamento de, respectivamente, 48.750 e 44.650 m³. Ainda de acordo com o projeto, a saída de ambas bacias ocorre por orifício de fundo e a descarga é feita na série de condutos que levam as águas pluviais até o lançamento final no lago Paranoá. As bacias possuem finalidade de amortecimento da onda de cheia.

Como o interesse do trabalho era obter somente aspectos quantitativos de vazão no lançamento final, esses trechos finais (que vão até o corpo receptor) foram retirados da análise da rede, mantendo-se somente o primeiro trecho de galeria após a junção dos trechos de saída das bacias. Isso foi possível porque após a saída das bacias não há mais nenhuma contribuição para os condutos. A Figura 4.17 apresenta o desenho da rede de drenagem convencional presente no projeto da Terracap.

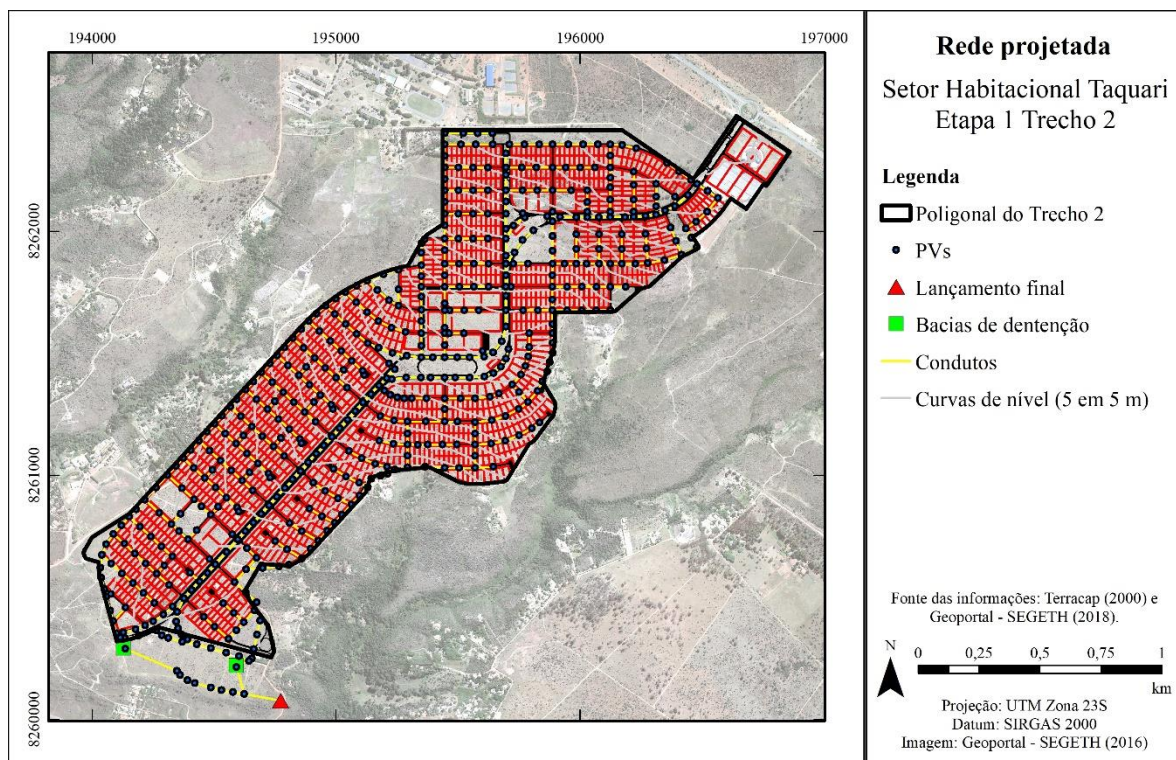


Figura 4.17 - Rede de drenagem projetada para o Trecho 2 do SHTq Etapa 1.

É importante ressaltar também que algumas correções tiveram de ser feitas devido a inconsistências na rede. Uma parte das inconsistências foi gerada por prováveis erros de digitação no projeto. No entanto, após corrigidos os erros aparentes, alguns poucos condutos ainda apresentavam declividade negativa. Dessa forma, algumas pequenas alterações de cota foram feitas em alguns PVs para que o funcionamento da rede não fosse prejudicado.

4.4. ANÁLISE DE PROPOSTA DE SOLUÇÃO DE BAIXO IMPACTO

Algumas opções foram consideradas para se definir soluções de baixo impacto para a área estudada. Inicialmente, pretendia-se estudar um padrão urbanístico mais sustentável, com mais áreas permeáveis, e, conjuntamente a isso, alocar dispositivos LID a serem implementados. No entanto, decidiu-se focar apenas na implementação de técnicas LID como alternativa para o manejo sustentável de águas pluviais. Sem a alteração do padrão de ocupação, buscou-se analisar a solução (implementação de LIDs) em relação à sua influência nos processos hidrológicos dentro de um padrão de ocupação urbana convencional.

Já existem estudos no âmbito de arquitetura e urbanismo na área do SHTq relacionados à adequação dos projetos urbanísticos ao conceito de desenho urbano sensível à água e também à implantação de dispositivos LID. Andrade (2014) analisa a sustentabilidade espacial e ambiental e reúne propostas de padrões de desenho urbano sensível à água na bacia do lago Paranoá, mais especificamente no SHTq, como os exemplos da Figura 4.18.



Figura 4.18 - Exemplos de propostas para o SHTq desenvolvidas com o conceito de desenho urbano sensível à água, à esquerda na Etapa 1 Trecho 3 e à direita na Etapa 2 (Lemos, 2009 e Hills, 2013 *apud* Andrade, 2014).

Tendo em vista a oportunidade de integração do aspecto urbanístico da implementação de técnicas LID à área da hidrologia e suas ferramentas, escolheu-se trabalhar com uma proposta de alocação de valas de infiltração no projeto urbanístico existente para o Trecho 2 da Etapa 1 do SHTq. A proposta, ilustrada na Figura 4.19, foi elaborada por integrantes do grupo de pesquisa Água e Ambiente Construído da Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de Brasília (FAU-UnB), do qual faz parte a autora citada anteriormente, e foi disponibilizada para este trabalho. Nessa proposta, foram alocadas 12 valas ao total.

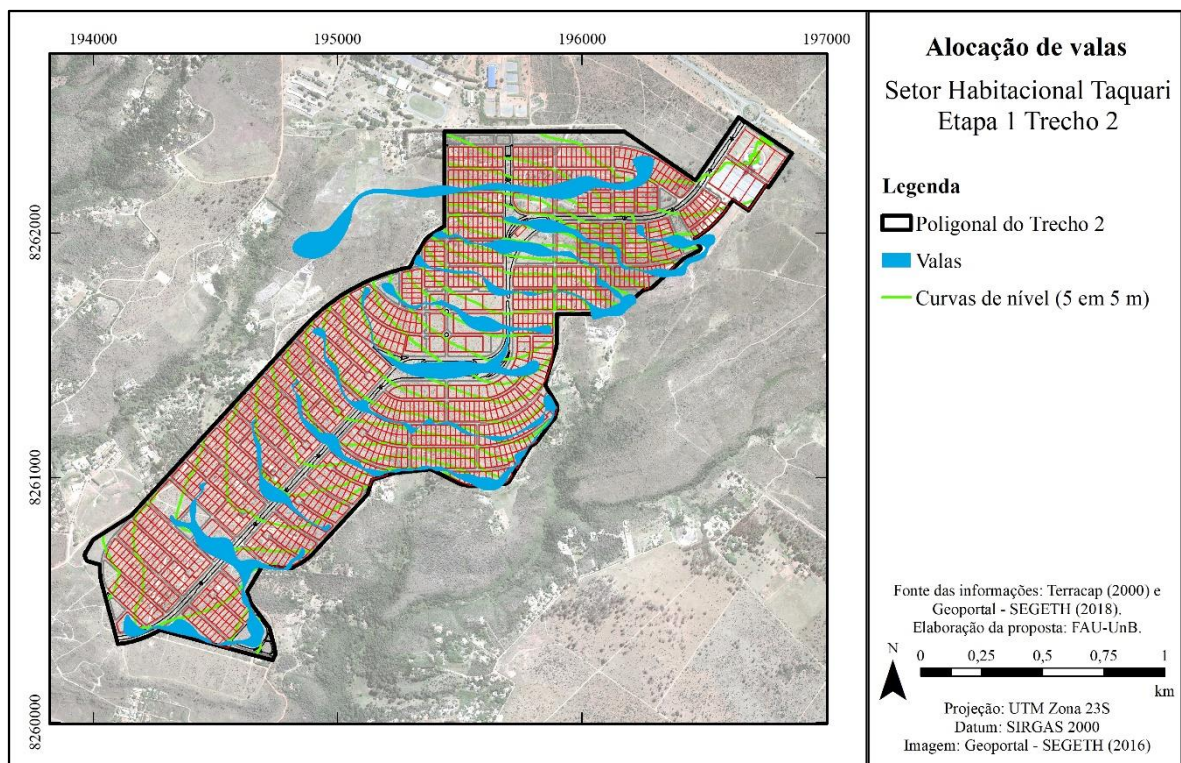


Figura 4.19 - Proposta de alocação de valas no Trecho 2 da Etapa 1 do SHTq.

No desenho urbano sensível à água, existe a relação direta do urbanismo com a drenagem. As valas, como dispositivos de drenagem sustentável, podem ser introduzidas na paisagem urbana de forma a harmonizar com o ambiente, como mostram os exemplos da Figura 4.20.

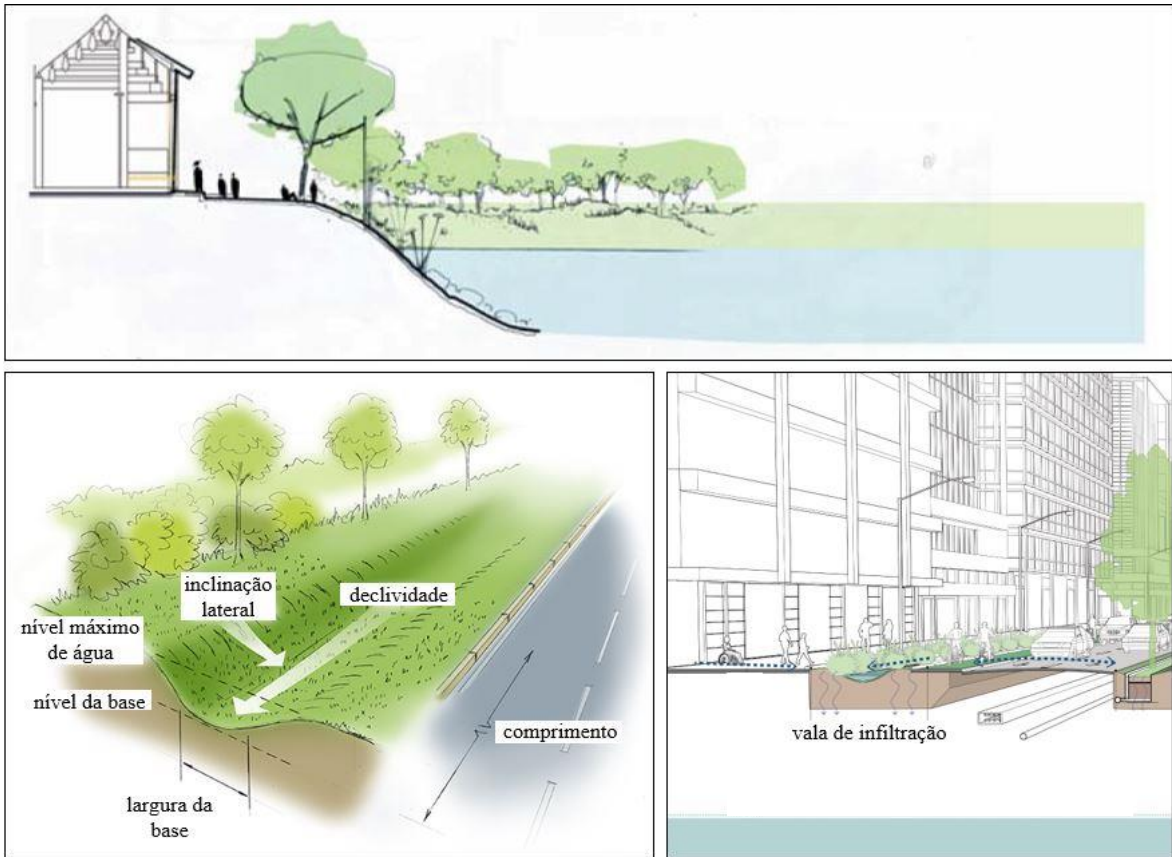


Figura 4.20 - Ilustrações da concepção projetual de valas de infiltração (Bosselmann *et al.*, 2010; Innovyze, 2018, adaptado; Global Designing Cities Initiative e National Association Of City Transportation Officials, 2016, adaptado).

Sabendo que a técnica de LID utilizada na proposta era compatível com a simulação hidrológica a ser executada, já que o SWMM é capaz de modelar de forma explícita valas de infiltração dentre outras técnicas (Rossman e Huber, 2016a), foi necessário buscar a melhor maneira de representar as valas no modelo.

O desenho das valas, em geral, acompanha as curvas de nível do terreno, o dividindo em blocos e servindo de áreas estanques. Na concepção do cenário com essa solução, considerou-se que cada bloco é uma área de contribuição que lança as águas de escoamento na vala que fica imediatamente à jusante. Devido à presença de duas vertentes de drenagem no terreno, foi necessário criar subdivisões das valas de acordo com o caimento delas, o que em uma situação real pode ser representado pela construção de uma barreira no meio dela. As áreas de contribuição foram divididas de acordo com a vala para a qual contribuem, sendo todas essas divisões realizadas com a análise topográfica a partir das curvas de nível.

Considerou-se uma profundidade máxima de 1 metro para as valas. Já para a saída delas, foi pensada uma forma de coletar a água escoada que não infiltrou. Decidiu-se manter dois coletores da rede de drenagem projetada, um para cada vertente de drenagem da área, excluindo todos os outros coletores da rede. A única alteração feita nos coletores selecionados em relação ao projeto original foi no coletor da direita, pois ele resulta da junção de dois coletores do projeto original com a adição de condutos entre eles. Todos os condutos e PVs restantes foram mantidos como estão na rede projetada.

O desenho das valas forneceu a área máxima a ser ocupada por elas, que representa cerca de 12% da área da poligonal, e permitiu contabilizar os lotes afetados pela implementação da solução proposta. A Tabela 4.1 indica a área de cada vala, sendo que elas foram numeradas da primeira vala na parte mais alta do trecho até a última na parte mais baixa.

Tabela 4.1 - Área das valas alocadas no projeto do Trecho 2 do SHTq Etapa 1.

Subdivisões da vala						Total da vala	
Vala	Área (ha)	Vala	Área (ha)	Vala	Área (ha)	Vala	Área (ha)
-	-	-	-	-	-	1	3,78
-	-	-	-	-	-	2	0,84
-	-	-	-	-	-	3	2,43
4.1	0,51	4.2	1,72	-	-	4	2,23
5.1	0,68	5.2	1,09	-	-	5	1,77
6.1	1,48	6.2	0,40	-	-	6	1,89
7.1	0,42	7.2	2,07	7.3	1,07	7	3,55
8.1	0,61	8.2	1,49	-	-	8	2,09
9.1	0,58	9.2	2,41	-	-	9	2,99
10.1	0,74	10.2	0,60	-	-	10	1,34
11.1	0,92	11.2	1,79	-	-	11	2,70
12.1	0,51	12.2	2,18	-	-	12	2,69
						Total	28,32

A solução de baixo impacto adotada neste estudo foi então a inserção de valas de infiltração sem alteração do projeto urbanístico original previsto para a área. Na proposta estudada as valas coletam o escoamento superficial da área imediatamente acima delas, sendo a água excedente lançada em coletores que acompanham os limites das laterais da área de estudo.

Devido a questões topográficas, a maioria das valas possui caimento para os dois lados, por isso a necessidade de dois coletores.

4.5. SIMULAÇÃO COM SWMM

A modelagem hidrológica foi feita com o SWMM, dentro do ambiente do programa PCSWMM, e simulou o comportamento dos processos hidrológicos no Trecho 2 do Setor Habitacional Taquari Etapa 1 em diferentes cenários. Tanto chuvas de projeto quanto séries contínuas de precipitação foram simuladas para se obter diferentes resultados.

O método de quantificação do escoamento superficial e da infiltração escolhido para ser utilizado no modelo foi o método da Curva Número (método SCS) e a forma de escoamento foi adotada como a da onda dinâmica. A seguir são detalhados os cenários simulados juntamente aos seus dados de entrada e como foram obtidos. Também é explicado os aspectos da simulação com cada tipo de chuva.

4.5.1. ESCOLHA DE SÉRIE TEMPORAL DE CHUVA PARA SIMULAÇÃO

Duas séries históricas de precipitação possíveis de serem utilizadas no trabalho foram selecionadas, uma de cada pluviógrafo identificado próximo à área (indicados no tópico 4.2.6). As séries selecionadas possuem períodos de registro diferentes, mas o critério de escolha foi o número de anos hidrológicos completos registrado dentro delas. Além disso, como já mencionada anteriormente, atentou-se ao intervalo no qual os registros são discretizados.

O pluviógrafo de Santa Maria tem registros de precipitação desde o ano de 2014, porém como a operação da estação se iniciou somente em novembro, só foi possível obter dados dos anos hidrológicos de outubro de 2015 a setembro de 2018, ou seja, 3 anos completos. Os dados são discretizados de 15 em 15 minutos para esta estação e são medidos em lâmina precipitada.

O pluviógrafo do SG-12 registra dados desde 2012, porém devido a espaços de tempo sem dados, só se pôde trabalhar com a série a partir de outubro de 2013. Os dados coletados para o trabalho foram dos registros até maio de 2017, assim a série possui pouco mais de 3 anos e meio de registros, incluindo 3 anos hidrológicos de outubro de 2013 a setembro de 2016.

A discretização temporal dos dados desse pluviógrafo é de 5 minutos e, no caso, também é medida a lâmina de precipitação em milímetros.

Por se tratarem de dados reais, a consistência deles depende do bom funcionamento do equipamento. As séries foram examinadas visualmente para identificar prováveis erros, como lâminas de precipitação muito grandes entre períodos consideravelmente longos sem nenhuma lâmina registrada. Esse tipo de erro e alguns outros erros aparentes geraram a necessidade de alterações na série de modo a zerar a precipitação no tempo de registro no qual foi identificada a inconsistência. A série de chuvas da barragem de Santa Maria apresentou comportamento atípico em alguns pontos entre o final de 2017 e início de 2018, que foram então desconsiderados e a precipitação nesses pontos específicos foi zerada.

Depois de feitas as devidas alterações, os anos hidrológicos completos disponíveis nas séries foram caracterizados para a escolha de um deles para executar a simulação. Nessa etapa, foi somada a precipitação máxima anual de cada ano e também foi calculado o tempo de retorno para alguns eventos de cada, priorizando os eventos de maior lâmina precipitada. Foi considerado que um evento corresponde a um período com registros consecutivos de lâmina de precipitação maior do que 0 mm, sendo permitido no máximo um intervalo de 15 minutos sem registro de nenhuma precipitação entre eles.

Ainda, a partir de uma série de dados de precipitação anual do Distrito Federal, realizou-se a análise da recorrência dos anos disponíveis para o trabalho utilizando a distribuição normal dela. Com dados de 1962 a 2013 baixados do Banco de Dados Meteorológicos para Ensino e Pesquisa, que armazena séries históricas das estações de monitoramento do INMET, foi feita a distribuição normal das lâminas de precipitação total anual para os anos hidrológicos até o anterior ao primeiro ano obtidos da série do SG-12. A partir dela, foi possível calcular o tempo de recorrência para os anos hidrológicos estudados neste trabalho para saber se os mesmos foram chuvosos ou secos em relação aos registros históricos, ou seja, se tiveram precipitação anual acima ou abaixo da média. A Equação 4.1 foi utilizada para determinação do tempo de retorno dos anos.

$$TR = \frac{1}{1 - P(Z \leq z)} \quad \text{Equação 4.1}$$

A variável z é a variável de precipitação total anual padronizada, enquanto a probabilidade $P(Z \leq z)$ é a probabilidade normal associada à essa variável e corresponde à probabilidade de o valor de z não ser excedido. Para um ano ser considerado acima da média quanto à sua precipitação total acumulada, ele deve obter uma probabilidade de ocorrência que leve a um tempo de retorno maior ou igual a 2 anos. No entanto, é importante ressaltar que a distribuição da chuva ao longo do ano é importante ser considerada em estudos de drenagem urbana, principalmente de dimensionamento, pois dependendo dela os transtornos gerados são diversos.

4.5.2. CENÁRIOS DE SIMULAÇÃO

Foram elaborados três cenários que se diferenciam quanto ao momento de ocupação e quanto à infraestrutura presente, se ela é convencional ou adota solução alternativa. Para avaliar o impacto da urbanização no ciclo hidrológico, em especial no escoamento superficial e na infiltração, foi definido o cenário de pré-desenvolvimento, que consiste na drenagem da área em suas condições naturais e no caso do Trecho 2 do SHTq Etapa 1 pode ser admitido como o cenário atual. Os outros dois cenários refletem a condição futura após ocupação urbana, porém um deles com o projeto da rede de drenagem convencional e o outro com a implantação de solução de baixo impacto e alteração da rede projetada, mas sem alteração do projeto urbanístico. A Tabela 4.2 resume os cenários elaborados e simulados no trabalho.

Tabela 4.2 -Cenários de simulação para o Trecho 2 do SHTq Etapa 1.

	Antes da urbanização	Após a urbanização	
Cenário	Pré- desenvolvimento	Rede projetada	Valas
Descrição	Condições naturais de drenagem do terreno, sem rede implementada	Projeto da rede de drenagem convencional implementado	Alocação de dispositivos LID do tipo vala e adequação da rede sem alteração na disposição dos lotes

Os cenários foram construídos no PCSWMM com o auxílio das diversas informações que compõem a base de dados e utilizando ferramentas do próprio programa.

4.5.3. ENTRADAS DAS SIMULAÇÕES

As entradas principais das simulações correspondem às camadas dos componentes de drenagem e seus atributos. As camadas que foram utilizadas neste trabalho são as de sub-bacias, PVs, condutos, exutórios, estruturas de armazenamento e orifícios. Além disso, são requeridos arquivos de entrada para a precipitação e, quando couber, para outras variáveis climáticas. Esses arquivos são especificados nos próximos tópicos.

No cenário de pré-desenvolvimento só estão presentes as sub-bacias de drenagem e seus exutórios. Foi utilizada a ferramenta do PCSWMM de geração de sub-bacias através de MDE para criação dessa camada. Automaticamente, foram criados também os exutórios de cada sub-bacia. Como foi criado um número muito grande de sub-bacias, as que possuíam os exutórios próximos foram dissolvidas em uma só, chegando-se a um número de 10 sub-bacias de drenagem natural que podem ser vistas na Figura 4.21.

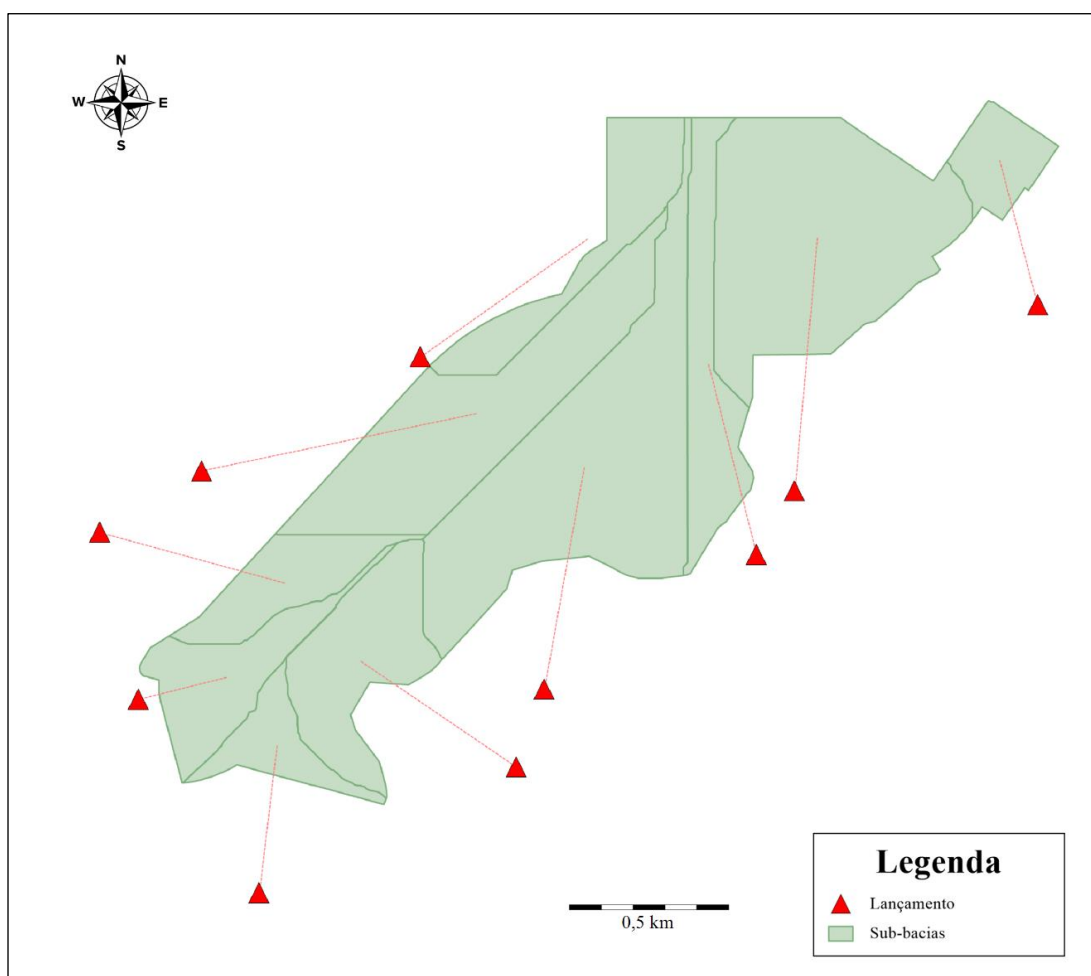


Figura 4.21 - Representação do cenário de pré-desenvolvimento no PCSWMM.

Já no cenário de rede projetada, todas as camadas mencionadas são utilizadas, sendo que todas foram importadas do projeto da rede de drenagem para o local, inclusive as sub-bacias, que no caso são as áreas de contribuição para cada PV. A Figura 4.22 mostra a representação das camadas para o cenário de rede projetada dentro do programa.

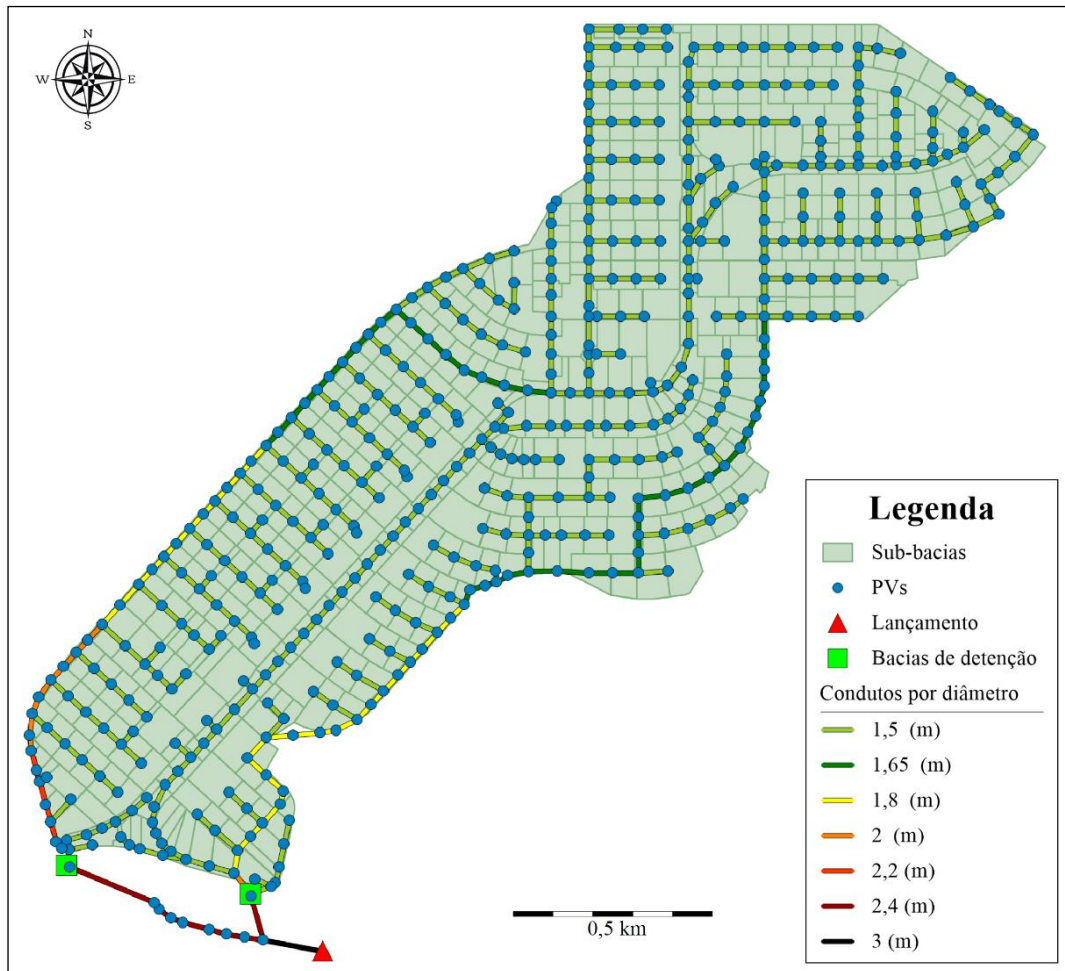


Figura 4.22 - Representação do cenário de rede projetada no PCSWMM.

O cenário das valas também utiliza todas as camadas. As sub-bacias correspondem à junção das áreas de contribuição para a vala, sendo as valas em si consideradas também sub-bacias individuais. A determinação de para qual coletor cada vala contribui e qual vala recebe cada área de contribuição foi baseada nas curvas de nível do local. As áreas mais à jusante, por estarem em cotas mais baixas do que a última vala, não foram direcionadas à nenhuma delas, e sim diretamente aos coletores. No total, 13 pequenas áreas de contribuição abaixo da última vala contribuem diretamente aos coletores. As camadas de PVs e condutos foram adaptadas da rede projetada, realizando as alterações e exclusões necessárias para chegar aos dois

coletores laterais utilizados no cenário de valas. A Figura 4.23 ilustra as camadas do cenário de valas.

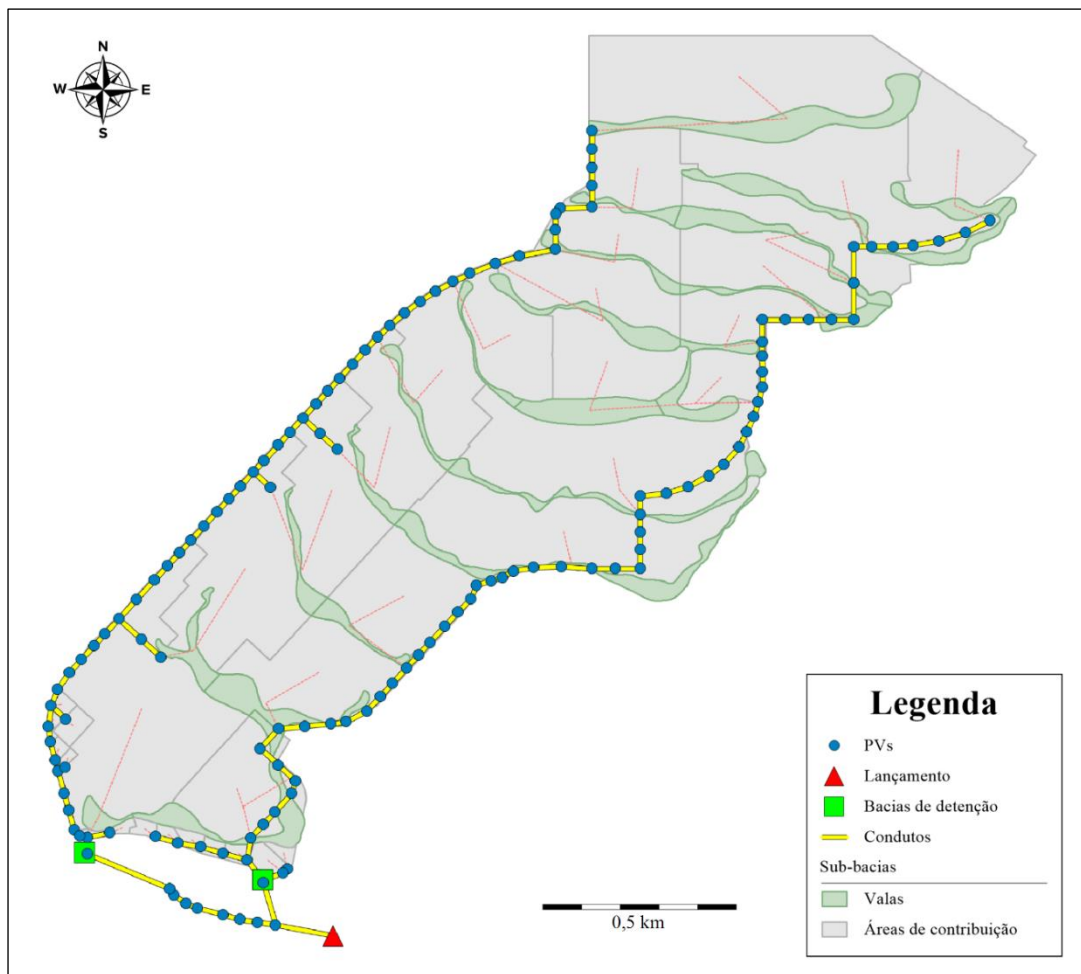


Figura 4.23 - Representação do cenário de valas no PCSWMM.

O processo de inserção dos atributos nas camadas foi semelhante em todos os cenários que possuíam as mesmas camadas e é detalhado a seguir.

A área de cada sub-bacia foi calculada pelo próprio programa, que, por possuir SIG integrado, é capaz de calcular áreas e outras dimensões dos componentes. A declividade delas foi calculada por outra ferramenta que utiliza novamente o MDE. Além disso, para o parâmetro de comprimento de fluxo foi criada camada com alguns traçados dos caminhos de drenagem em cada sub-bacia, cujas dimensões foram calculadas por SIG. O parâmetro de largura das sub-bacias foi definido com auxílio da ferramenta que utiliza da camada criada para o atributo de comprimento de fluxo. O CN a ser inserido nas sub-bacias variou com cada cenário e será melhor detalhado mais adiante.

De acordo com recomendações do Manual de Referência do SWMM, para se utilizar o método SCS como opção de cálculo de infiltração no modelo, alguns parâmetros das sub-bacias devem ser observados. As recomendações de Rossman e Huber (2016a) são que: a porcentagem de área impermeável das sub-bacias deve ser definida como nula, uma vez que a impermeabilidade de cada sub-bacia já é considerada no coeficiente CN; a rugosidade de Manning para as áreas permeáveis deve ser também nula, para prevenir atraso no fluxo do escoamento; e a lâmina de armazenamento em depressões para as áreas permeáveis deve ser definida de acordo com a abstração inicial de perdas calculada pela Equação 3.2, sendo o valor dessa lâmina igual a uma 20% do armazenamento S.

Para os PVs, as informações de cota de fundo e de terreno foram trazidas do projeto da rede, assim como as informações de diâmetro e de degrau dos condutos. No caso dos condutos, apesar de o projeto especificar também o comprimento, escolheu-se o cálculo por SIG, que forneceu valores muito semelhantes. Ainda nos condutos, a rugosidade de Manning adotada e inserida foi de 0,013, rugosidade do concreto em bom estado (Porto, 2006).

Os atributos da camada de estruturas de armazenamento foram inseridos de acordo com dados do projeto das bacias de retenção. As cotas de fundo e terreno foram definidas de modo a representar a altura das bacias, que é de 2,5 metros, e a curva de armazenamento (altura de água versus área da superfície de água na bacia) foi determinada considerando as bacias quadradas. Os atributos dos orifícios foram inseridos também seguindo o projeto, sendo os dois orifícios de descarga de fundo com 1,2 m de diâmetro. O coeficiente de descarga utilizado foi o presente nas especificações do projeto, de 0,62.

Por fim, a camada de exutórios só necessitava de dados de cota, que no caso do cenário de pré-desenvolvimento foram obtidas automaticamente pela geração das sub-bacias. Já no caso dos cenários de rede projetada e de implantação de valas, que só possuem o exutório do lançamento final, as informações da camada foram obtidas do projeto da rede.

Definição do CN

O CN é um dos atributos necessários na camada de sub-bacias quando se utiliza o método SCS para calcular infiltração. Esse parâmetro depende do uso e ocupação do solo e, portanto, foi diferente para cada cenário.

No cenário de pré-desenvolvimento, foi utilizado para todas as sub-bacias CN de 45, que corresponde ao coeficiente para campos permanentes para o grupo hidrológico A de solos (Tucci, 2007). Dentre as variações de campo, considerou-se que o campo é esparso e de baixa transpiração, condição condizente com uma área de campo no Distrito Federal.

Nos cenários de rede projetada e de valas, que possuem um uso e ocupação diversificado, o CN é diferente para cada sub-bacia de acordo com a porcentagem de cada tipo de uso e cobertura do solo que se tem nela. Desta forma, o CN foi calculado de forma ponderada para cada sub-bacia. A Figura 4.24 apresenta o mapeamento das classes de uso e cobertura adotadas, indicando seus respectivos CNs.

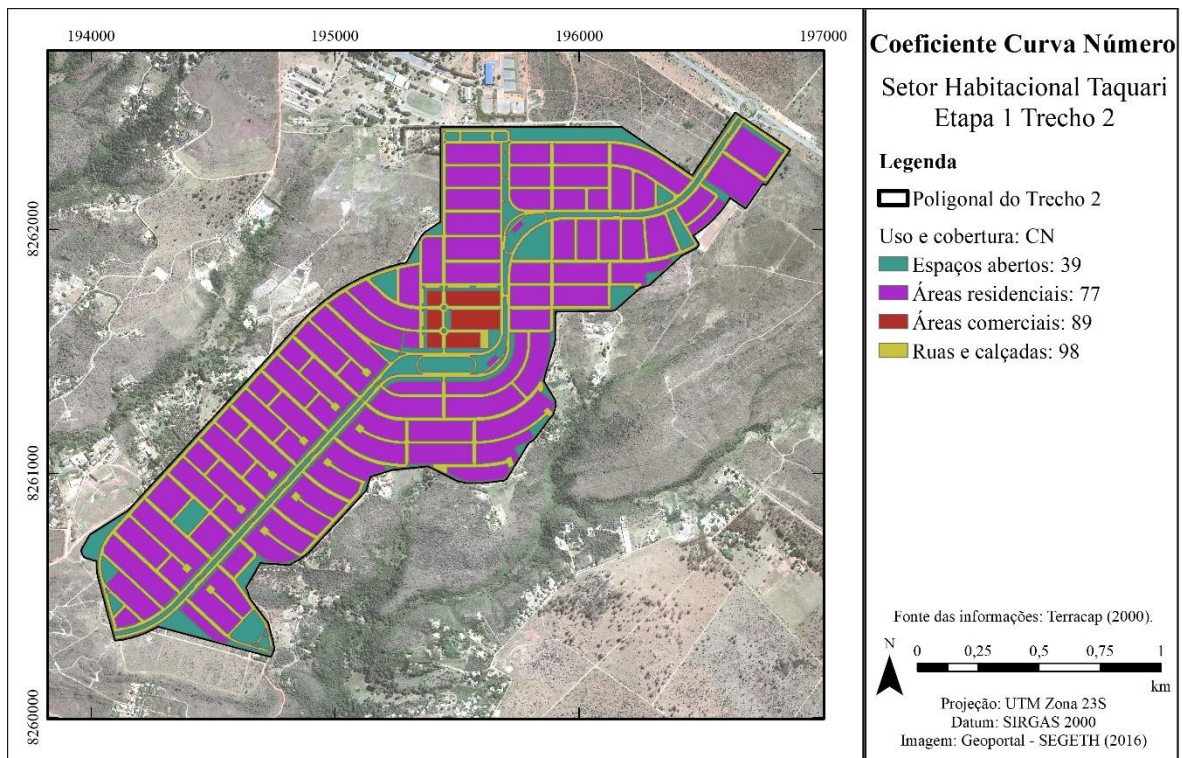


Figura 4.24 - Mapa de coeficiente CN para o Trecho 2 do SHTq Etapa 1.

Com a ponderação do CN para cada sub-bacia, o maior CN obtido foi de 98 e o menor foi de 39, o que significa que existem sub-bacias que são completamente tomadas por ruas ou calçadas, no caso da de maior CN, e completamente tomadas por espaços abertos, no caso da de menor CN. O CN médio das sub-bacias, calculado de forma ponderada com a área, foi de 77,49. A Figura 4.25 mostra a caracterização das sub-bacias pelos valores de CN.

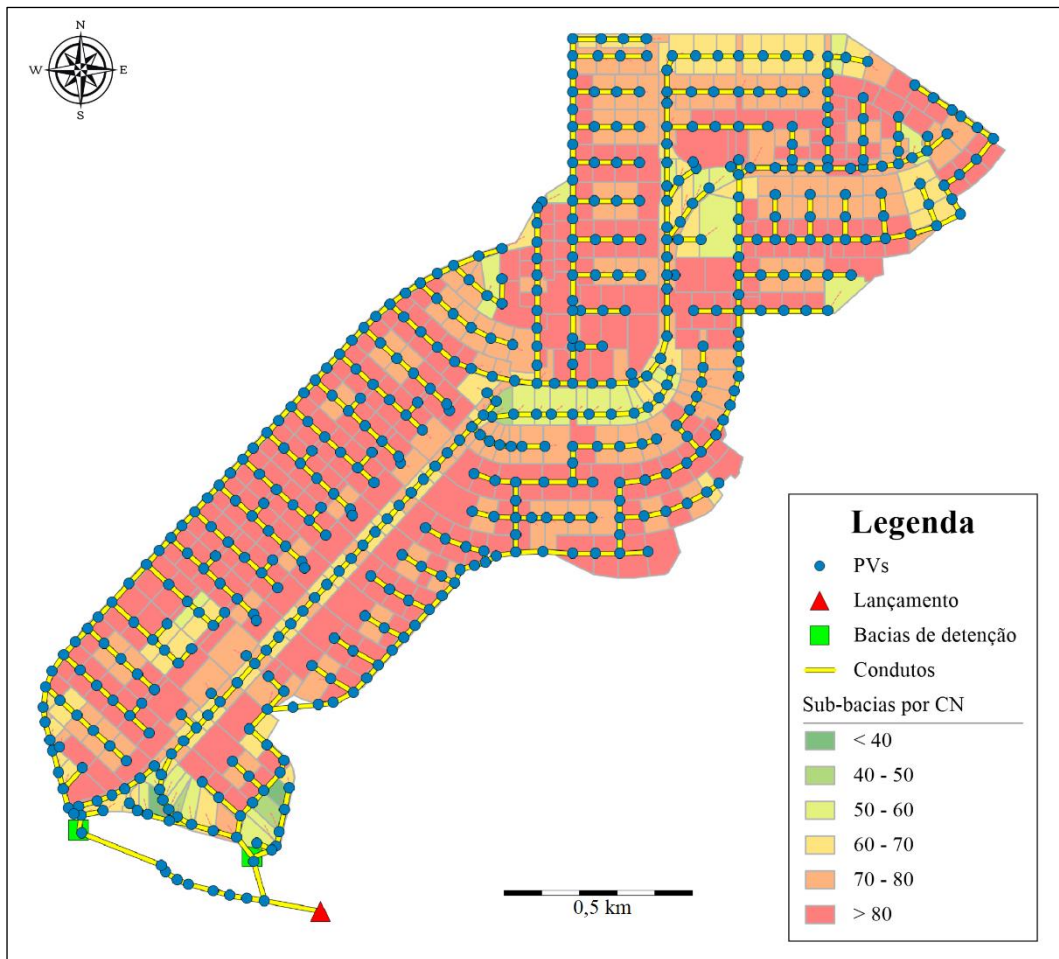


Figura 4.25 - Representação das sub-bacias divididas por valor de CN.

Inserção de solução LID

Existem duas formas de se considerar a implementação de soluções LID no SWMM: como uma porcentagem de uma sub-bacia ou como uma sub-bacia independente (Rossman e Huber, 2016b). Neste trabalho, foi escolhida a segunda opção.

As soluções LID foram inseridas no cenário de valas, sendo utilizado um dos tipos de dispositivos pré-definidos pelo programa que mais se adequava à solução proposta. No caso, utilizou-se a vala vegetada, representada na Figura 4.26.

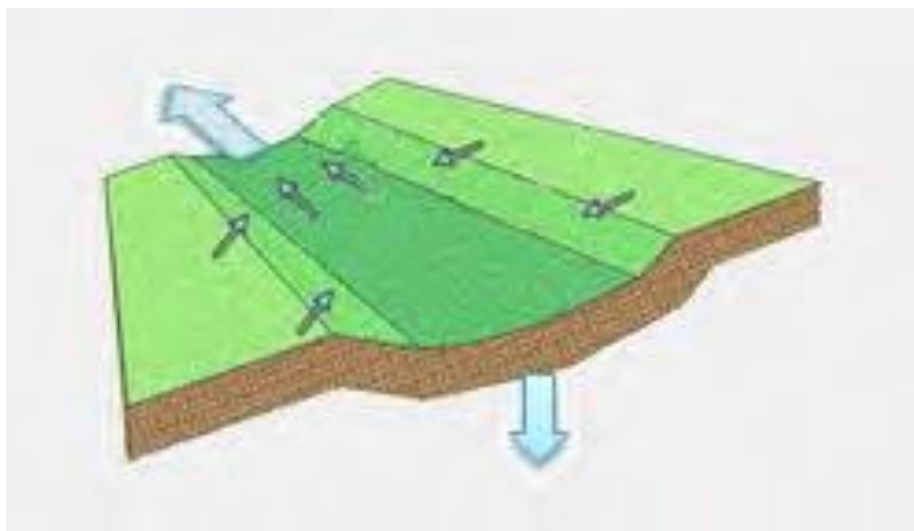


Figura 4.26 - Representação de uma vala de infiltração (Rossman e Huber, 2016b).

Os parâmetros necessários para modelar esse tipo de LID são só os referentes a sua superfície: altura da vala, volume de vegetação, rugosidade de Manning da superfície, inclinação superficial e relação horizontal:vertical do talude. Para as valas utilizadas no trabalho, a altura máxima de água admitida dentro da vala foi definida como 1 metro. O volume de vegetação foi desconsiderado já que as valas foram consideradas revestidas com grama, que possui um volume muito pequeno. O coeficiente de rugosidade adotado foi o equivalente a uma superfície de grama rasteira, sendo igual a 0,15 (Engman, 1986 *apud* Rossman e Huber, 2016). Como as valas seguem as curvas de nível, a inclinação delas foi adotada como nula, porém o programa necessitou de um valor para rodar as simulações e foi inserida uma inclinação muito baixa, de 0,001%. Por fim, o talude da vala foi definido como 3:1 (relação horizontal:vertical).

4.5.4. SIMULAÇÃO COM CHUVA DE PROJETO

A chuva de entrada nas simulações deve ser diferente a depender do aspecto a ser analisado. Para avaliar o dimensionamento e correto funcionamento da rede de drenagem, os cenários foram simulados com uma chuva de projeto de tempo de retorno de 10 anos. A simulação por evento permitiu também avaliar as bacias de detenção e o amortecimento de ondas de cheia oferecido por elas. Apesar do cenário de pré-desenvolvimento não possuir rede de drenagem instalada, a simulação com chuva de projeto foi rodada para todos os cenários até mesmo para efeitos de teste. As simulações testes serviram para fornecer uma ideia do

comportamento dos processos hidrológicos na área para uma chuva de tempo de retorno alto para cada um dos cenários.

A chuva utilizada foi calculada seguindo a equação da curva IDF presente no Plano Diretor de Drenagem Urbana do Distrito Federal (Concremat, 2009) para uma duração de 24 horas e tempo de retorno de 10 anos. Ela foi então organizada com o método dos blocos alternados com intervalo de discretização de 5 minutos.

4.5.5. SIMULAÇÃO DE BASE CONTÍNUA

A simulação de base contínua aplica registros reais de precipitação obtidos durante um longo período de tempo no modelo para gerar os escoamentos simulados no mesmo período. Esse tipo de simulação é recomendado para algumas finalidades, dentre elas a análise e o dimensionamento de LIDs. As vantagens da simulação contínua são: a melhor representação dos processos hidrológicos para uma série de precipitações, incluindo os períodos secos entre elas, e a possibilidade de representação de eventos de chuva reais de variadas magnitudes, durações e tempos de recorrência (Computational Hydraulics Int., 2018). O alto gasto computacional e a dependência da disponibilidade de longas séries de dados de precipitação com qualidade são dificuldades apresentadas pela simulação com base contínua.

Em simulações de eventos, a evaporação não possui muita influência devido ao curto período de tempo simulado, porém esse processo possui papel importante no balanço de água nas simulações contínuas e deve ser considerada. A configuração da evaporação pode ser dada de diversas formas no modelo, como pela inserção de valores diários da lâmina evaporada ou pela média mensal. É possível também computar a evaporação por meio de dados de temperatura diários, opção utilizada neste estudo.

Para calcular a evaporação a partir da temperatura o modelo utiliza o método de Hargreaves (Rossman e Huber, 2016a), que fornece uma equação para a evapotranspiração potencial obtida de dados medidos na Califórnia, Estados Unidos. O método só requer dados diários de temperaturas mínima e máxima, além da irradiância solar extraterrestre e calor latente de vaporização, sendo esses dois últimos automaticamente computados pelo modelo. É necessário inserir também a latitude da área de estudo para a correta utilização do método (Rossman e Huber, 2016a).

Com base na caracterização feita no tópico 4.5.1, a série temporal de chuva do pluviógrafo do SG-12 foi escolhida para rodar os cenários. O processo de simulação contínua permitiu observar a performance da rede de drenagem em eventos reais, assim como a influência da solução adotada nos processos hidrológicos desses eventos. Os hidrogramas e gráficos de perdas gerados pelo PCSWMM com a simulação foram usados nas análises feitas.

4.6. ESTIMATIVA DE PERDA ECONÔMICA DA SUPRESSÃO DE LOTES

Uma vez que as valas foram alocadas no projeto urbanístico original da Terracap, não havendo adequação do padrão de ocupação a essa técnica, a proposta supõe a supressão de vários lotes. Tendo em vista que a área de estudo é bastante valorizada, a estimativa da perda econômica gerada por essa supressão deve ser considerado, principalmente para a implantação de valas do tamanho das que foram adotadas na proposta de solução de baixo impacto analisada neste trabalho.

Para fazer uma estimativa rápida do custo dos lotes suprimidos foi necessário levantar os lotes interceptados pelas valas e a porcentagem ocupada por elas em cada lote, etapa que foi feita com o auxílio de programa de geoprocessamento. Foi considerado que os lotes que são mais de 20% ocupados pelas valas seriam inutilizados. Com isso, o total de lotes a serem suprimidos é de 216 lotes, ou seja, 15% de todos os lotes previstos para o Trecho 2 do SHTq Etapa 1, sendo 207 deles residenciais, 5 comerciais e 3 de áreas especiais. O lote de um dos dois PACs também seria ocupado por vala e, portanto, eliminado.

Em seguida, foi feita uma pesquisa do preço por área de lote com base em editais de licitação da Terracap do período entre fevereiro de 2017 e setembro de 2018, referentes à comercialização de lotes, que mostrou que a média de preço praticado pela companhia é de R\$ 472,27/m². O índice imobiliário SECOVI, que retrata o comportamento dos preços dos imóveis do DF, sofreu pouca alteração no período entre a data dos editais pesquisados e o momento atual (Econsult, 2018), por isso foi considerado que o valor por m² encontrado pode ser adotado como atual.

A partir do número de lotes que não poderiam ser utilizados para seus devidos fins e teriam de ser suprimidos e do preço deles foi possível estimar o custo de aplicar as valas em termos de lotes perdidos.

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1. SÉRIES TEMPORAIS DE CHUVA PARA SIMULAÇÃO

Os anos hidrológicos presentes nas duas séries foram os anos de: 2013-2014, 2014-2015, 2015-2016, 2016-2017 e 2017-2018, sendo que o primeiro ano se refere ao ano de início e o segundo ano, ao de término do ano hidrológico, sempre em outubro e setembro respectivamente. A maior precipitação anual encontrada foi para o ano hidrológico de 2013-2014, que obteve uma lâmina precipitada de 1.581 mm e a menor ocorreu no ano de 2015-2016 da série do pluviógrafo da barragem Santa Maria, sendo de 764,8 mm. O ano de 2015-2016 se repete nas duas séries e obteve lâminas diferentes de precipitação anual para cada estação de monitoramento. A Tabela 5.1 resume as características gerais dos anos hidrológicos.

Tabela 5.1 - Características dos anos hidrológicos presentes em cada série temporal de chuva.

Ano hidrológico	Série	Precipitação total (mm)	Intensidade máxima (mm/h)
2013-2014	SG-12	1.581	134,4
2014-2015	SG-12	1.271	144,0
2015-2016	SG-12	925,8	115,2
2015-2016	Barragem SM	764,8	83,2
2016-2017	Barragem SM	923	110,4
2017-2018	Barragem SM	1.118,2	147,2

A maior lâmina registrada no intervalo de 15 minutos no pluviógrafo da barragem de Santa Maria foi de 36,8 mm e a maior lâmina registrada no intervalo de 5 minutos no pluviógrafo do SG-12 foi de 12 mm. Quanto ao tempo de retorno (TR) por evento, o maior encontrado dentre as duas séries foi de 7,68 anos. Todos os anos hidrológicos apresentaram ao menos um evento com TR maior do que 1 ano. Na série de precipitações do SG-12 foram observados maiores tempos de retorno em relação à série da barragem de Santa Maria. A Tabela 5.2 apresenta os eventos com tempo de retorno maior do que 1 ano e suas características.

Tabela 5.2 - Eventos com tempo de retorno superior a 1 ano identificados nas séries temporais de precipitação analisadas.

Evento	Série pertencente	Duração (min)	Intensidade (mm/h)	TR (anos)
16/12/2014	SG-12	190	22,12	7,68
19/01/2016	SG-12	575	8,58	7,66
23/04/2014	SG-12	185	21,00	5,33
25/11/2014	SG-12	65	46,00	4,15
14/12/2017	Barragem SM	45	58,67	3,66
05/12/2013	SG-12	210	17,14	3,37
28/11/2015	Barragem SM	210	15,14	1,85
08/03/2016	SG-12	145	19,45	1,40
21/12/2013	SG-12	55	41,45	1,38
29/12/2014	SG-12	105	24,69	1,25
26/01/2018	Barragem SM	60	38,00	1,24
06/04/2018	Barragem SM	180	15,33	1,06
21/01/2014	SG-12	345	8,83	1,05

O ano hidrológico que se inicia em outubro de 2015 e termina em setembro de 2016 é o único que se repete nas duas séries. Nota-se que os eventos desse ano que tiveram um tempo de retorno maior do que 1 ano não são os mesmos para as duas séries, o que pode demonstrar a variação espacial das chuvas. Além disso, a variação do tempo de retorno dos eventos pode ter relação não só com a estação de monitoramento de origem dos dados, mas também com especificidades do ano. Por exemplo, no ano de outubro de 2016 a setembro de 2017 não foram registrados pela estação de monitoramento da Barragem de Santa Maria eventos com tempo de retorno maior do que 1 ano e nesse mesmo ano a crise hídrica no Distrito Federal se agravou justamente pela escassez de chuvas.

A média das precipitações anuais de 1962 a 2013 por ano hidrológico ficou em 1.503,96 mm, valor em torno do qual os dados foram distribuídos normalmente para se conhecer o tempo de recorrência dos anos hidrológicos posteriores. O desvio padrão encontrado para a distribuição foi de 223,97 mm. A Figura 5.1 traz o gráfico das precipitações anuais com distribuição normal, sendo x a precipitação total e $f(x)$ a função densidade de probabilidade.

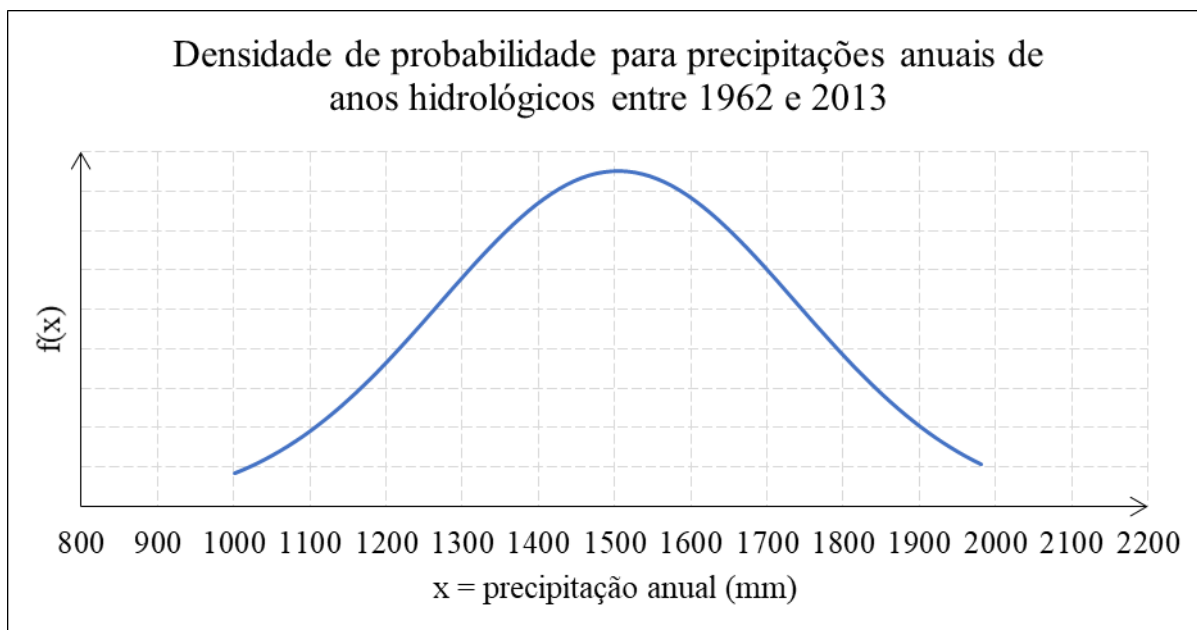


Figura 5.1 - Distribuição normal para a variável de precipitação total anual.

A partir da padronização da variável x , foi encontrada a probabilidade normal associada a cada ano pela tabela da distribuição normal padrão. Com isso, o tempo de retorno associado a um ano hidrológico, de acordo com sua precipitação total acumulada, foi calculado para cada ano hidrológico das séries estudadas e é apresentado na Tabela 5.3, juntamente à probabilidade $P(Z \leq z)$, que representa a probabilidade de um ano qualquer possuir precipitação total menor do que a do ano em questão.

Tabela 5.3 - Tempo de retorno do ano hidrológico em termos de precipitação anual.

Ano hidrológico	Série pertencente	$P(Z \leq z)$	TR
2013-2014	SG-12	0,629300	2,70
2014-2015	SG-12	0,161087	1,19
2015-2016	SG-12	0,006756	1,01
2015-2016	Barragem SM	0,000789	1,00
2016-2017	Barragem SM	0,006569	1,01
2017-2018	Barragem SM	0,049471	1,05

Nota-se que, dentre os anos hidrológicos disponíveis para o desenvolvimento do trabalho, somente um pode ser considerado chuvoso de acordo com a metodologia adotada. O ano de 2013-2014 foi o único a possuir tempo de retorno maior do que 2 anos e, portanto, é o que se repete menos vezes, podendo se dizer que ele foi atípico. Com base nessa constatação e

nas características descritas anteriormente, foi escolhida a série do pluviógrafo do SG-12 para executar a simulação com base contínua, pois os anos presentes nessa série possuem mais precipitação e precipitações mais intensas.

5.2. SIMULAÇÃO COM CHUVA DE PROJETO

A simulação com chuva de projeto de tempo de retorno de 10 anos não gerou escoamento superficial para o cenário de pré-desenvolvimento. Isso pode ter acontecido devido ao baixo valor de CN associado à cobertura natural do solo, que denota uma baixa impermeabilidade e pressupõe também uma grande lâmina de armazenamento em depressões do terreno. Assim, ao final do evento a precipitação sobre a área se dividiu em infiltração natural e armazenamento na superfície. Depois das 24 horas adotadas como duração do evento de projeto, mais de 85% da lâmina de precipitação total na área havia infiltrado.

Comparando com a vazão de pré-desenvolvimento calculada pelo critério da Resolução Adasa 9/2011, que é o valor que representa a vazão máxima desse cenário, o resultado de vazões nulas nos exutórios é bem discrepante. De acordo com o estabelecido na resolução, a vazão máxima para a condição de pré-desenvolvimento que poderia ser considerada para a área da poligonal é de 5,45 m³/s.

No cenário de rede projetada, a simulação com chuva de projeto resultou na infiltração de pouco menos de 42% da lâmina precipitada após as 24 horas de duração do evento. A redução na infiltração em relação ao cenário de pré-desenvolvimento foi de mais de 50%. O escoamento superficial máximo gerado na área pela chuva de projeto foi de 74 m³/s e a vazão máxima na rede imediatamente antes da entrada das bacias de retenção foi de quase 45 m³/s.

A rede de drenagem apresentou alguns problemas de projeto, pois na simulação de evento com 10 anos de retorno, recorrência definida como base para projetos de drenagem, 165 condutos ficaram sobrecarregados e 60 PVs extravasaram. Além disso, 24% dos condutos apresentaram velocidades superiores à máxima determinada no Termo de Referência da NOVACAP de 6 m/s, havendo galerias nas quais o escoamento chega a uma velocidade de 12 m/s. Problemas quanto à declividade mínima dos condutos também foram observados, podendo ser uma possível causa da sobrecarga de condutos e do extravasamento de poços de visita.

Já as bacias de detenção se mostraram eficientes na redução do pico de vazão de lançamento, reduzindo em 85% a vazão de entrada nelas, gerando uma vazão de lançamento de 6,5 m³/s. No entanto, a vazão reduzida ainda é superior à vazão limite para lançamento em corpos hídricos superficiais regulada pela resolução da Adasa. A Figura 5.2 apresenta o hidrograma antes e depois das bacias de detenção.

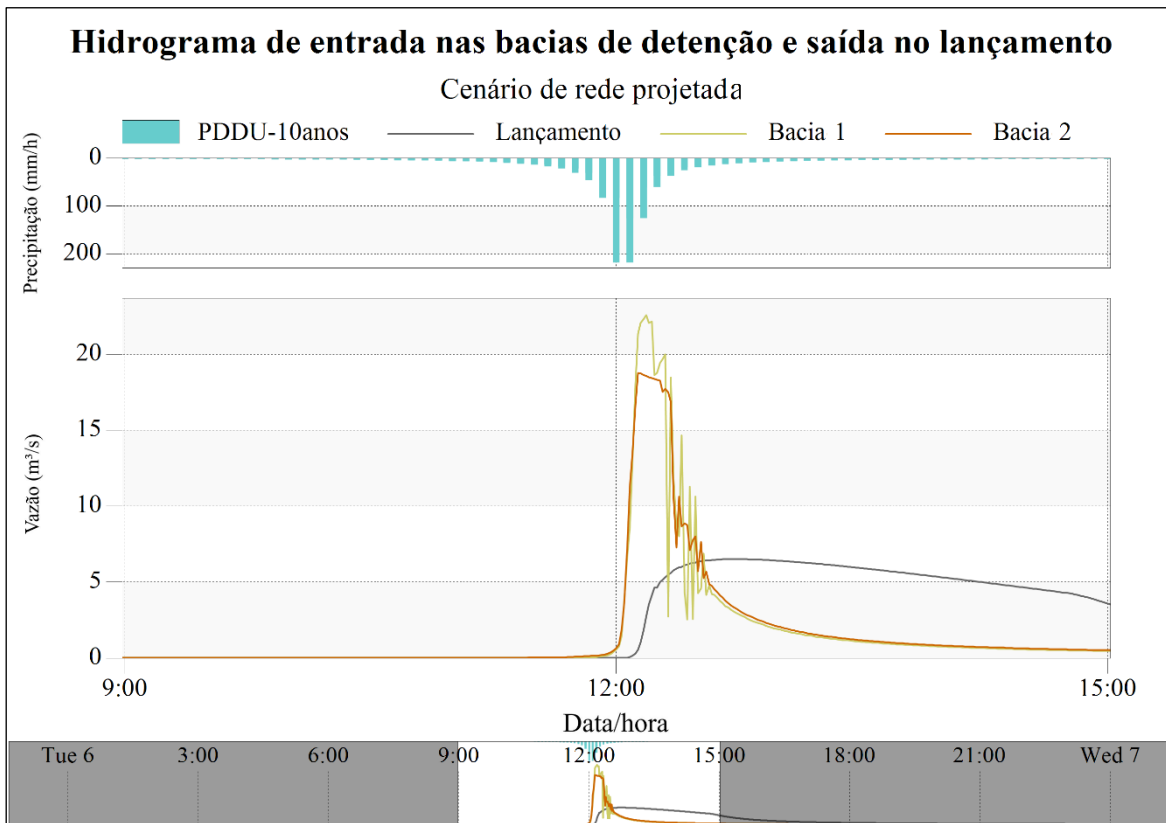


Figura 5.2 - Hidrogramas de entrada nas bacias de detenção e hidrograma do lançamento final (com a soma da saída das duas bacias) para o cenário de rede projetada.

De acordo com a simulação feita, somente 42% do volume máximo disponível na Bacia 1 foi utilizado, enquanto na Bacia 2 esse percentual foi de 46%. Por isso, apesar de não serem capazes de reduzir a vazão máxima de lançamento até o valor preconizado pelo órgão regulador, não é possível dizer que as bacias estão subdimensionadas, sendo que o não enchimento total delas pode estar ligado a problemas na rede mais próxima à entrada. Há a possibilidade também de que o orifício de saída possa ter menor diâmetro para que as bacias possuam maior enchimento.

Além disso, por possuir o lançamento final no lago Paranoá, que por sua vez já é um reservatório capaz de amortecer a vazão lançada, a área não necessitaria de bacias de

detenção para controle de quantidade, mas sim para melhora da qualidade das águas pluviais. No entanto, as bacias projetadas não funcionam com tal finalidade, pois elas possuem a descarga no fundo, enquanto uma bacia de qualidade deveria possuir a saída pela parte de cima para permitir a sedimentação.

A simulação com chuva de projeto foi realizada também para o cenário de valas. Nesse cenário, além de analisados os processos hidrológicos, foi feito o redimensionamento hidráulico dos dois coletores laterais, que estavam com as características provenientes do projeto da rede convencional. Foi observado que o diâmetro de 600 mm, o mínimo estabelecido pelo Termo de Referência da Novacap, foi suficiente em todos os condutos para transportar a nova vazão sem sobrecargas ou extravasamentos, pois ela é bem reduzida.

Quanto aos processos hidrológicos analisados, para o cenário das valas a infiltração da lâmina de precipitação foi de 78%, enquanto o escoamento superficial máximo foi de 7,62 m³/s. O pico de vazão no final da rede, antes das bacias de detenção, somando as vazões dos dois coletores foi de 0,53 m³/s. Com o amortecimento promovido pelas bacias o pico de vazão no lançamento final foi de 0,49 m³/s, havendo redução de 7,5% em relação à vazão máxima que chega nesses dispositivos. A pequena redução se dá ao fato de que a vazão é muito baixa e as bacias de detenção não são necessárias nesse cenário, uma vez que a vazão não ultrapassa a vazão de restrição, que é de 5,45 m³/s. Dessa forma, o cenário foi readequado com a retirada das bacias ao final da rede, deixando a vazão de 0,53 m³/s no lançamento final. O gráfico da Figura 5.3 ilustra a diferença entre os picos de vazão de entrada e saída das bacias, sendo possível também observar nele um remanso durante o enchimento das bacias de detenção.

Em relação ao cenário de rede projetada, o cenário de valas promove uma infiltração total (em milímetros) 86% maior e uma redução de quase 92% da vazão máxima de lançamento mesmo sem a utilização de bacias de detenção. Além disso, o tempo até o pico de vazão foi consideravelmente aumentado pelo cenário de valas, que conseguiu ainda alcançar 91% da infiltração total promovida pelo cenário de pré-desenvolvimento. As figuras Figura 5.4 e Figura 5.5 trazem gráficos que ilustram tais análises.

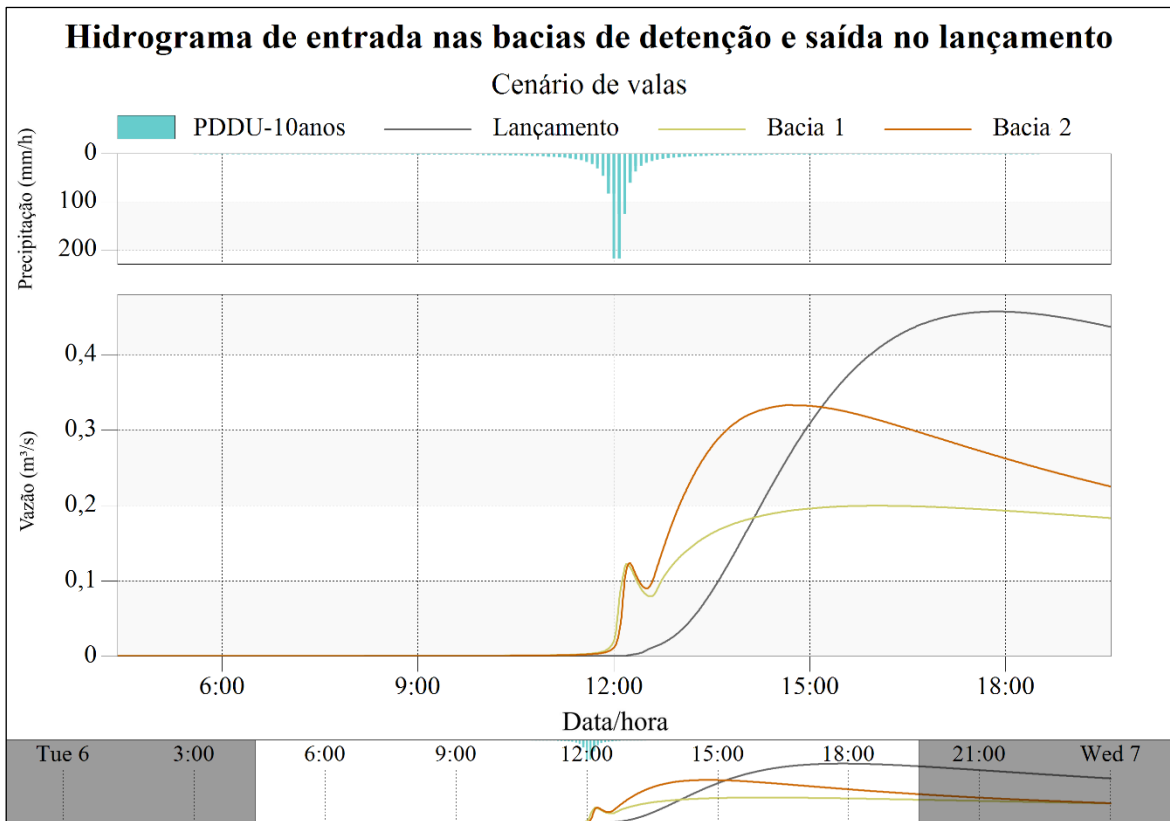


Figura 5.3 - Hidrogramas de entrada nas bacias de detenção e hidrograma do lançamento final (com a soma da saída das duas bacias) para o cenário de rede projetada

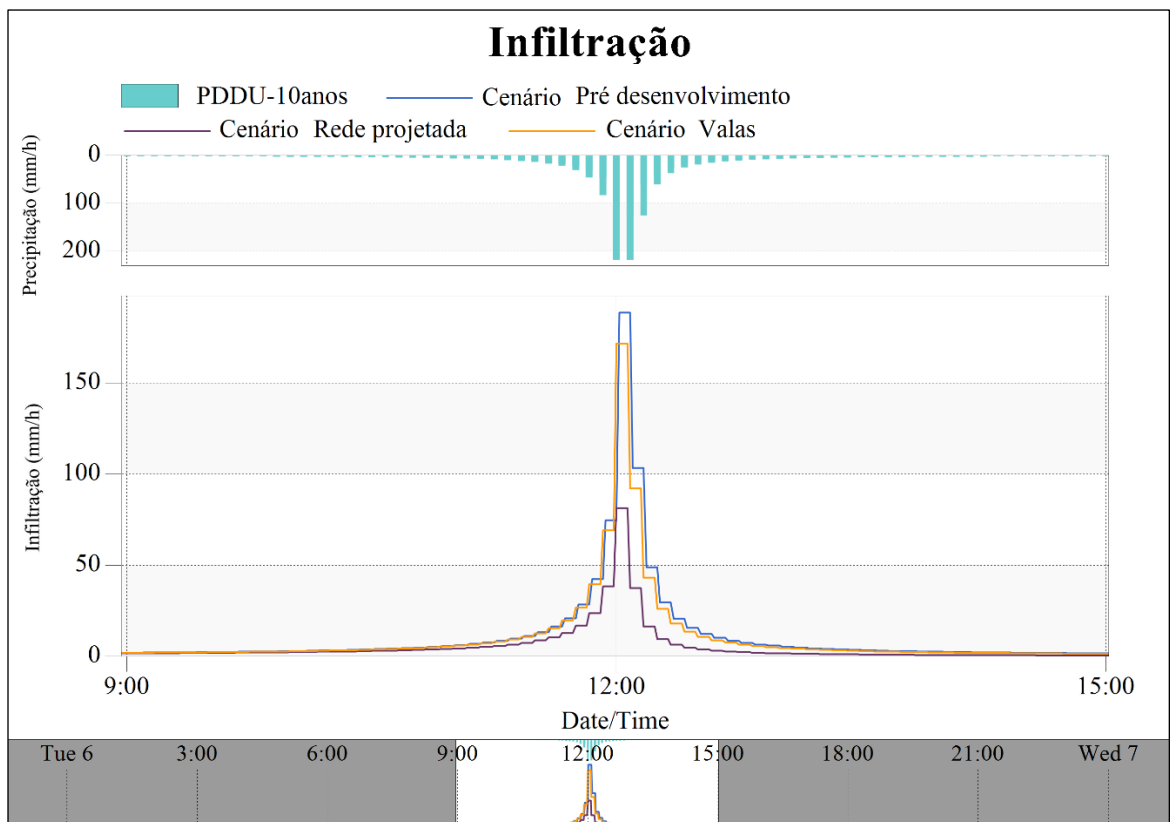


Figura 5.4 - Gráfico de taxa de infiltração para os cenários simulados.

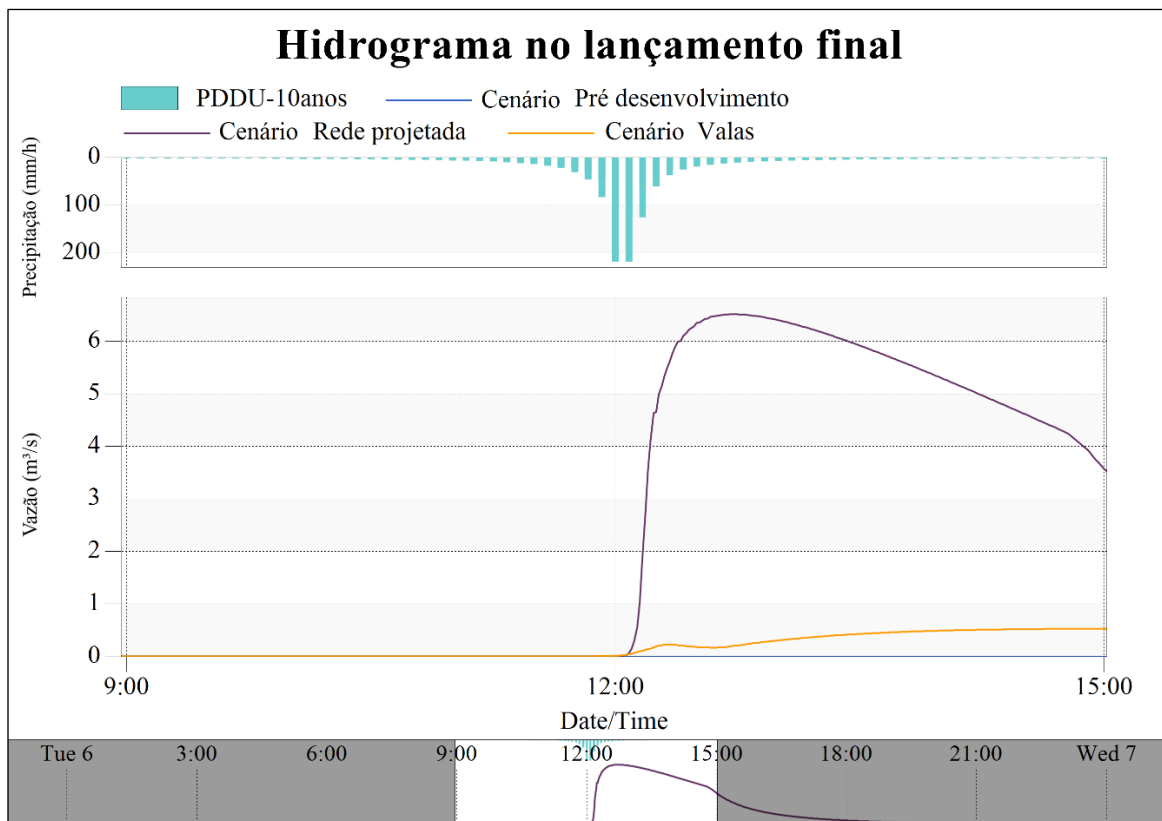


Figura 5.5 - Hidrogramas do lançamento final dos cenários simulados.

A simulação gerou, além de gráficos de diversas informações das sub-bacias, dos nós, dos condutos e do sistema como um todo, relatórios detalhados dos dispositivos LID, no qual foi possível observar que as valas não encheram até sua altura máxima estipulada no evento com período de retorno de 10 anos. A maior lâmina de água na superfície da LID encontrada foi na vala 7.1, que em seu momento mais cheia obteve uma altura de 33,6 cm de água. A média de altura da lâmina d'água dentro das valas (considerando todas as subdivisões) foi de 17,7cm. Observa-se que nem metade da altura máxima estipulada para a vala foi utilizada, e isso ocorre porque as áreas das valas são grandes.

5.3. SIMULAÇÃO DE BASE CONTÍNUA

Devido ao alto gasto computacional necessário para a simulação de séries temporais de chuva do tamanho das que foram obtidas, escolheu-se executar as simulações de base contínua somente com uma série de precipitações. A série escolhida foi a proveniente do pluviógrafo do SG-12. Essa série foi simulada por inteiro dentro do programa PCSWMM, sendo possível realizar a análise ano hidrológico a ano hidrológico para efeito de estudo de

comparação. O total de simulações de base contínua rodadas foi de três simulações, uma para cada cenário: pré-desenvolvimento, rede projetada e valas (agora sem bacia de detenção ao final da rede). A Figura 5.6 traz o gráfico dos resultados para toda a série comparando os três cenários para efeito de ilustração, sendo essa comparação melhor detalhada no texto que a procede, relacionando os resultados encontrados a cada ano hidrológico.

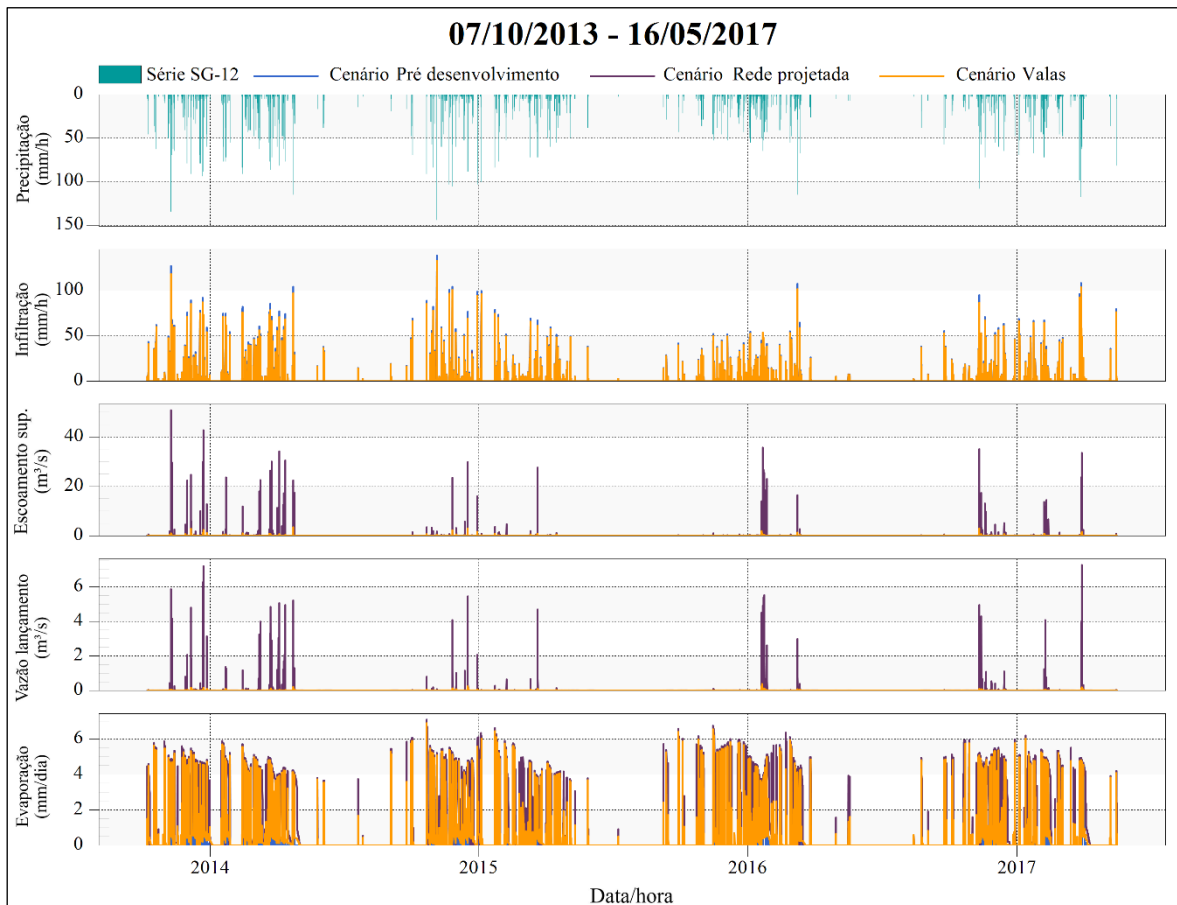


Figura 5.6 - Comportamento dos processos hidrológicos nos três cenários estudados para a série de precipitações do SG-12.

Como não foram detectados eventos com tempo de retorno igual ou maior que 10 anos na série de chuvas utilizada, era esperado, pelo resultado da simulação teste com chuva de projeto, que não houvesse escoamento para a simulação contínua do cenário de pré-desenvolvimento, o que se confirmou com o resultado das simulações. Nesse cenário, em nenhum dos três anos houve escoamento superficial na área e, portanto, não houve vazão de lançamento. Da lâmina total precipitada em cada ano, em média 95,6% foi infiltrada, enquanto os 4,4% restantes (na média dos três anos) corresponderam à evaporação.

Para o cenário da rede projetada, a perda de água por infiltração correspondeu, em média, à 65,3% da precipitação total anual, enquanto a perda por evaporação foi de pouco mais de 20,6% dessa precipitação, em média. Nesse cenário, o ano de 2013-2014, o mais chuvoso, possuiu menor percentual de infiltração em relação à precipitação total, mesmo possuindo a segunda maior lâmina infiltrada entre os três anos (o ano de 2014-2015 apresentou a maior). A evaporação desse ano foi a maior entre os três, tanto em valor total quanto em percentual da lâmina de precipitação. Comparando com o cenário de pré-desenvolvimento, o ano de 2014-2015 foi o que mais repôs a infiltração em termos percentuais, repondo 76,3%, seguido pelo ano de 2015-2016 e 2013-2014, sendo esse último o ano de menor reposição de infiltração com apenas 58,1% da lâmina de infiltração de pré desenvolvimento a porcentagem infiltrada no cenário com a rede projetada.

O restante da lâmina de precipitação, que não foi infiltrada ou evaporada, foi responsável pela geração de escoamento superficial. O volume de saída, ou chamado aqui de volume de lançamento final, do sistema computa os processos de infiltração, evaporação e escoamento superficial. Para o cenário de rede projetada, o volume encontrado no lançamento final correspondeu a mais de 98% do volume escoado em todos os três anos analisados. O ano de 2013-2014, no entanto, apresentou ambos volumes com valores bem superiores aos outros anos, considerados secos. O maior valor de vazão de lançamento dentre os três anos foi de 7,2 m³/s, justamente no ano mais chuvoso, de 2013-2014, enquanto as vazões máximas de lançamento nos dois outros anos foram próximas entre si, sendo 5,45 m³/s em 2014-2015 e 5,53 em 2015-2016.

Com a implantação das valas no último cenário simulado, a lâmina total precipitada foi 91,7% infiltrada na média feita para os três anos. Enquanto isso, a evaporação representou em média 5,6% da precipitação total. Nesse cenário, o ano mais chuvoso gerou a maior lâmina infiltrada do cenário, porém em porcentagem da lâmina precipitada, foi a menor infiltração dentre os anos. Essa menor porcentagem de infiltração se mostra também em relação ao cenário de pré desenvolvimento, no qual o ano de 2013-2014, comparação aos outros anos, apresentou reposição de infiltração ainda um pouco menor, de 95,3%, enquanto os outros anos superaram os 96%. No entanto, as porcentagens são bem superiores às encontradas com a comparação do cenário de rede projetada e de pré desenvolvimento.

O volume de saída do sistema pelo lançamento final no caso do cenário de valas, correspondeu, em média, a 51,7% do volume de escoamento superficial. O ano de 2013-2014 gerou novamente volumes escoados e lançados maiores (pouco menos do que o dobro) em relação aos outros anos. A maior vazão simulada no lançamento para os anos hidrológicos estudados no cenário de valas foi de apenas 0,39 m³/s, no ano de 2015-2016, enquanto nos anos anteriores de 2014-2015 e 2014-2013 foram encontrados valores de 0,25 e 0,21 m³/s respectivamente. Observa-se, nesse caso, que a vazão máxima de lançamento não foi produzida no ano mais chuvoso, e sim no mais seco.

Os gráficos das figuras Figura 5.7 a Figura 5.9 resumem o comportamento dos processos em termos percentuais em relação à lâmina total precipitada em cada ano e em cada cenário.

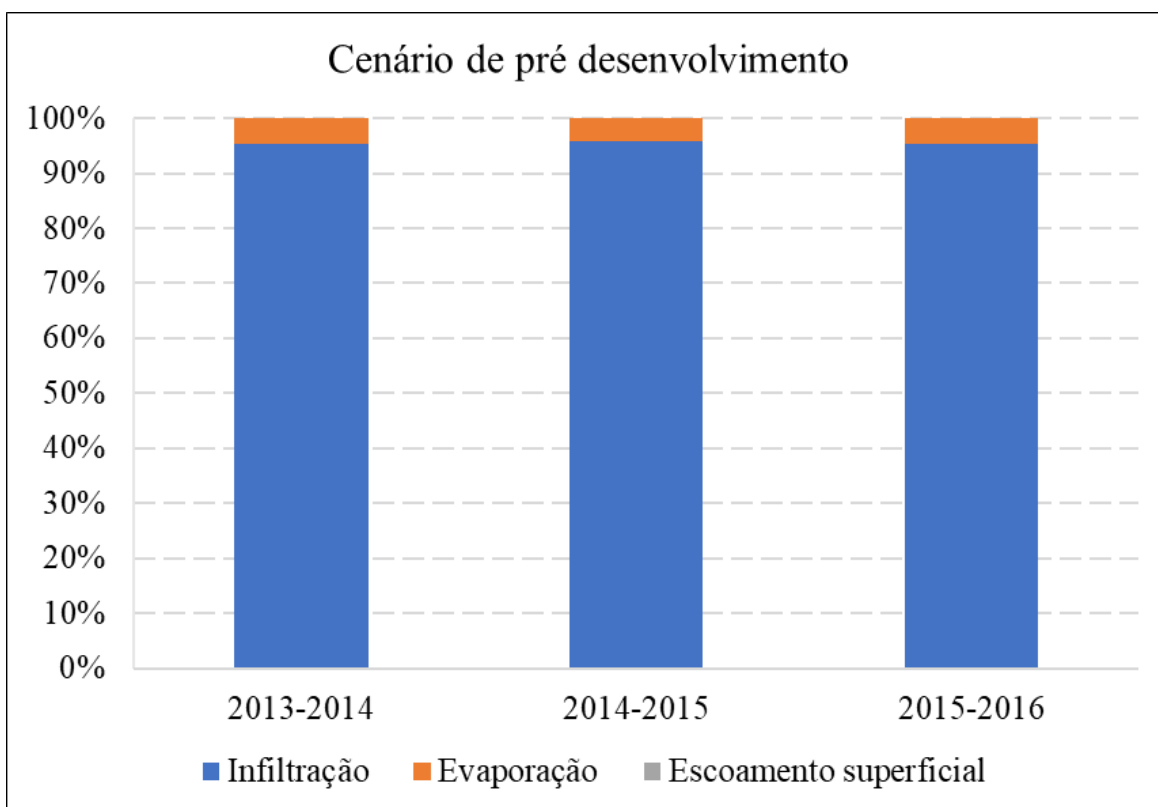


Figura 5.7 - Porcentagens da precipitação total correspondentes aos outros processos hidrológicos estudados para o cenário de pré desenvolvimento.

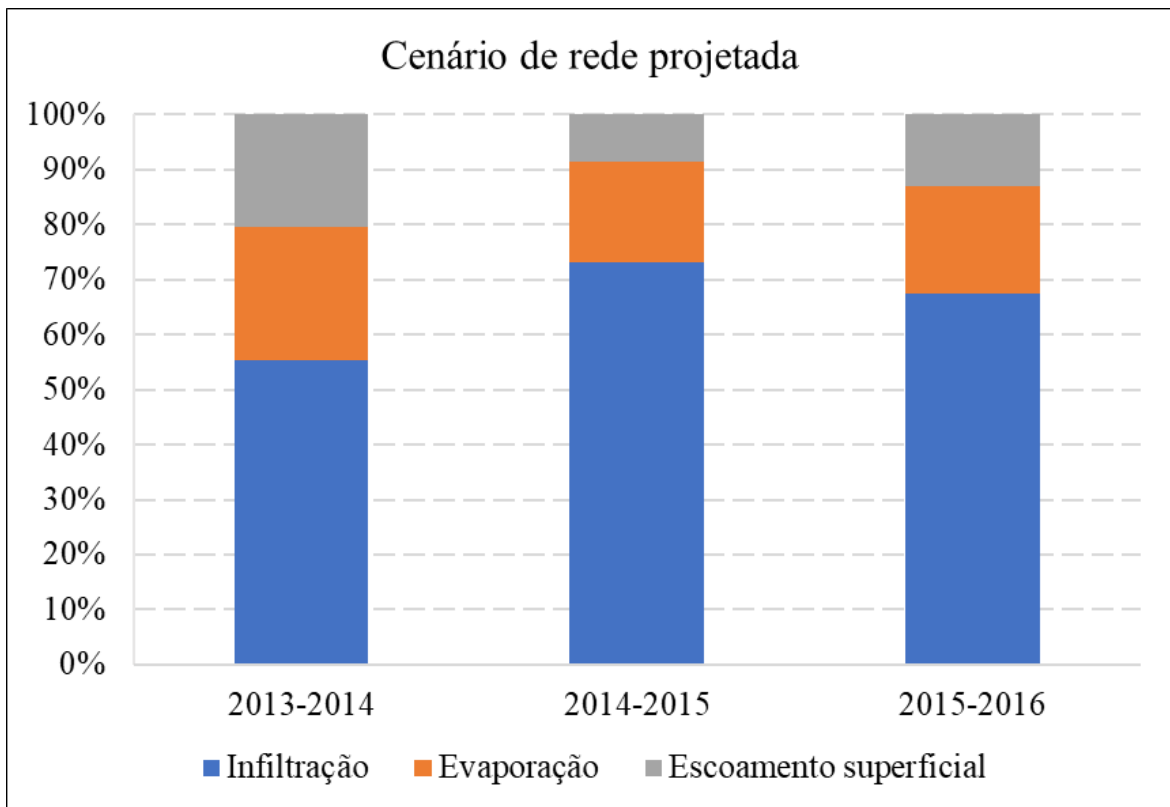


Figura 5.8 - Porcentagens da precipitação total correspondentes aos outros processos hidrológicos estudados para o cenário de rede projetada.

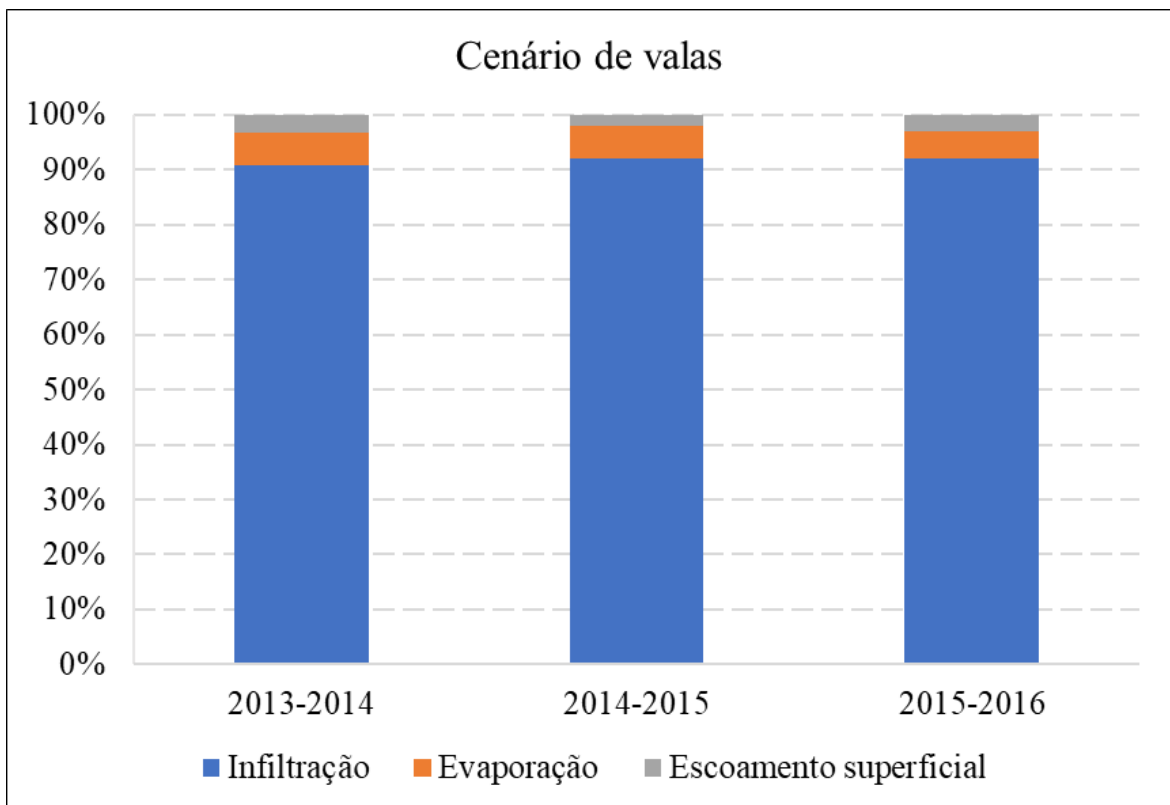


Figura 5.9 - Porcentagens da precipitação total correspondentes aos outros processos hidrológicos estudados para o cenário de valas.

Ainda sobre o cenário de valas, porém analisando os dispositivos em si, notou-se que a maior lâmina de água ocorrida na superfície de uma vala durante toda a série simulada foi de 27,9 cm, que ocorreu na vala 7.1. Enquanto isso, a vala que possuiu menor lâmina em condições de máximo enchimento foi a vala 7.2, com apenas 5,6 cm de profundidade de água na superfície. A média das profundidades máximas alcançadas nas valas foi de 14,7 cm. Dessa forma, ressalta-se que toda a influência das valas mencionadas se deu com a utilização de menos de 30% da profundidade adotada como máxima para elas, o que sugere a possibilidade de diminuição da profundidade máxima considerada para elas ou também da área superficial ocupada.

Comparando os cenários de rede projetada e de valas com o de pré desenvolvimento em relação à reposição da infiltração, observou-se que o cenário de valas alcançou em média 95,9% da infiltração do cenário em condições naturais. Já o cenário de rede projetada, só apresentou 68,3% de reposição da infiltração na média entre os anos. Em relação à evaporação, ambos os cenários aumentaram a lâmina evaporada em todos os anos quando comparada à lâmina de evaporação de pré desenvolvimento, sendo que o cenário de rede projetada em proporção bem superior. Isso se dá pela maior exposição da água à superfície promovida por esses cenários.

A partir da comparação entre os cenários de rede projetada e de valas, a eficiência da solução de baixo impacto é observada em vários aspectos. O volume total escoado e o volume total de saída de águas pluviais do sistema foram reduzidos em 63,2% e 81,2%, respectivamente, pelo cenário de valas, valor calculado pela média entre os três anos hidrológicos. Já os valores de vazão máxima de lançamento foram até 97% menores no cenário de valas em relação ao da rede projetada. No ano mais chuvoso foi observada a maior redução nos volumes de escoamento e lançamento final com a aplicação das valas em relação ao cenário de rede projetada.

Por fim, observou-se uma infiltração sempre maior no cenário de valas, porém a proporção em comparação com o cenário de rede projetada variou com o ano hidrológico. Em 2013-2014, a infiltração simulada foi 63,9% maior no cenário de valas em relação ao de rede projetada. No ano de 2014-2015, as valas proporcionaram infiltração 25,9% em relação à rede projetada e no ano de simulação de 2015-2016, essa infiltração foi 36,7% maior.

Dessa forma, foram encontrados resultados que mostraram benefícios da solução de baixo impacto adotada a longo prazo quando comparada com a implantação da rede de drenagem convencional em todos os anos hidrológicos simulados. As valas foram capazes de repor a infiltração até valores bem próximos à de pré desenvolvimento e de diminuir substancialmente o escoamento a vazão de lançamento final da área. O ano mais chuvoso demonstrou, em geral, maior influência da aplicação das valas no que tange o aumento da infiltração e diminuição do volume de lançamento final em relação ao cenário de rede projetada, o que pode indicar a boa aplicabilidade dessa solução até nos anos de precipitação acima da média.

A tabela apresenta um resumo da eficiência encontrada no cenário de implementação de valas quanto ao aumento de infiltração e redução dos volumes de escoamento e lançamento final, além da diminuição da vazão máxima de lançamento, em relação ao cenário de rede projetada. Em seguida, as figuras Figura 5.10, Figura 5.11 e Figura 5.12 apresentam os gráficos gerados pela simulação para a infiltração e a vazão no ponto de lançamento final.

Tabela 5.4 - Resumo da influência das valas nos processos hidrológicos em comparação ao cenário de rede convencional projetada.

	2013-2014	2014-2015	2015-2016
Infiltração	↑ 63,9%	↑ 25,9%	↑ 36,7%
Volume de escoamento	↓ 73,7%	↓ 51,4%	↓ 64,5 %
Volume de lançamento final	↓ 85,8%	↓ 77,9%	↓ 79,9%
Vazão máxima no lançamento	↓ 97,2%	↓ 95,3%	↓ 93,0%

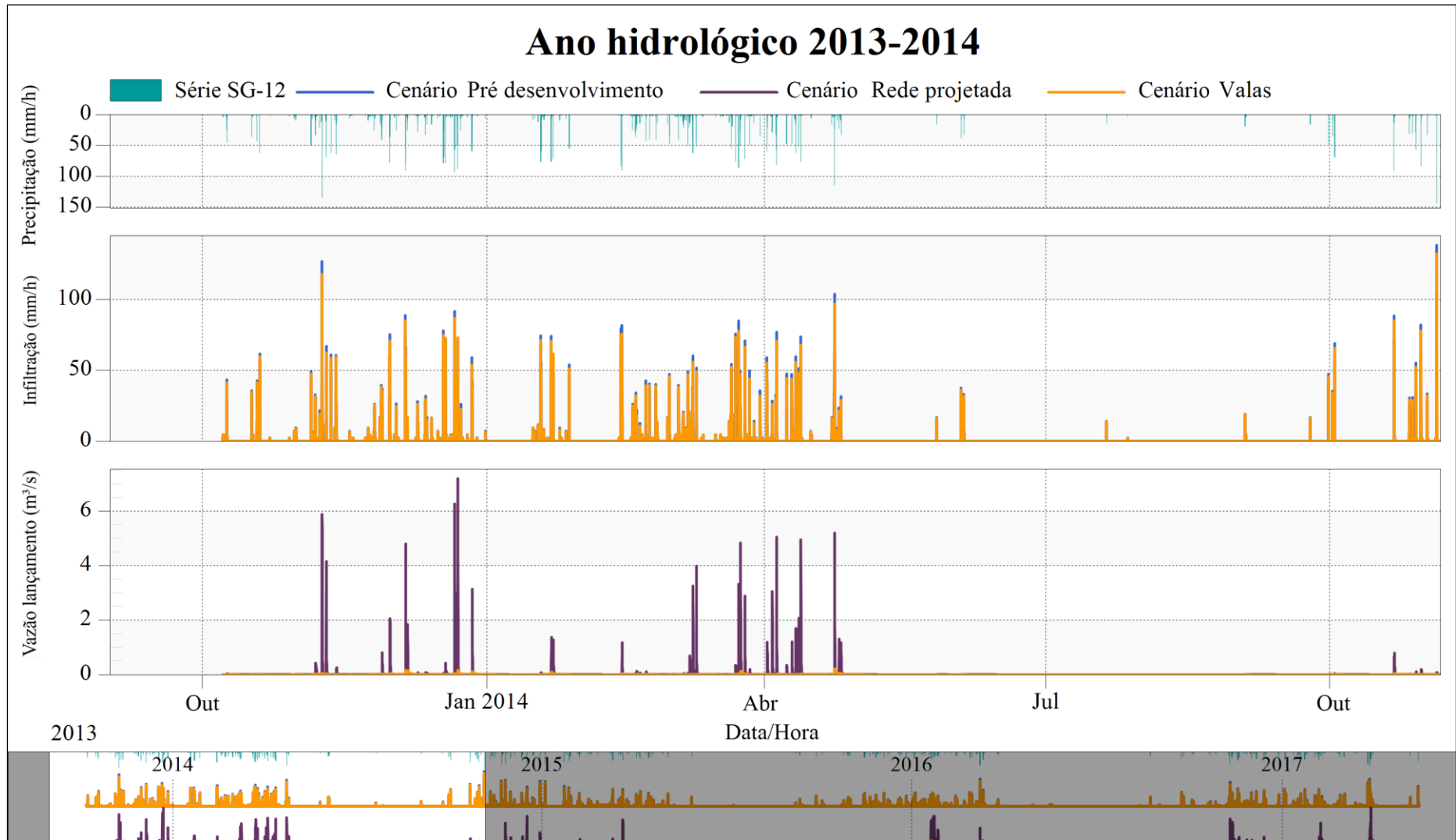


Figura 5.10 - Gráficos dos processos hidrológicos na simulação do ano de 2013-2014.

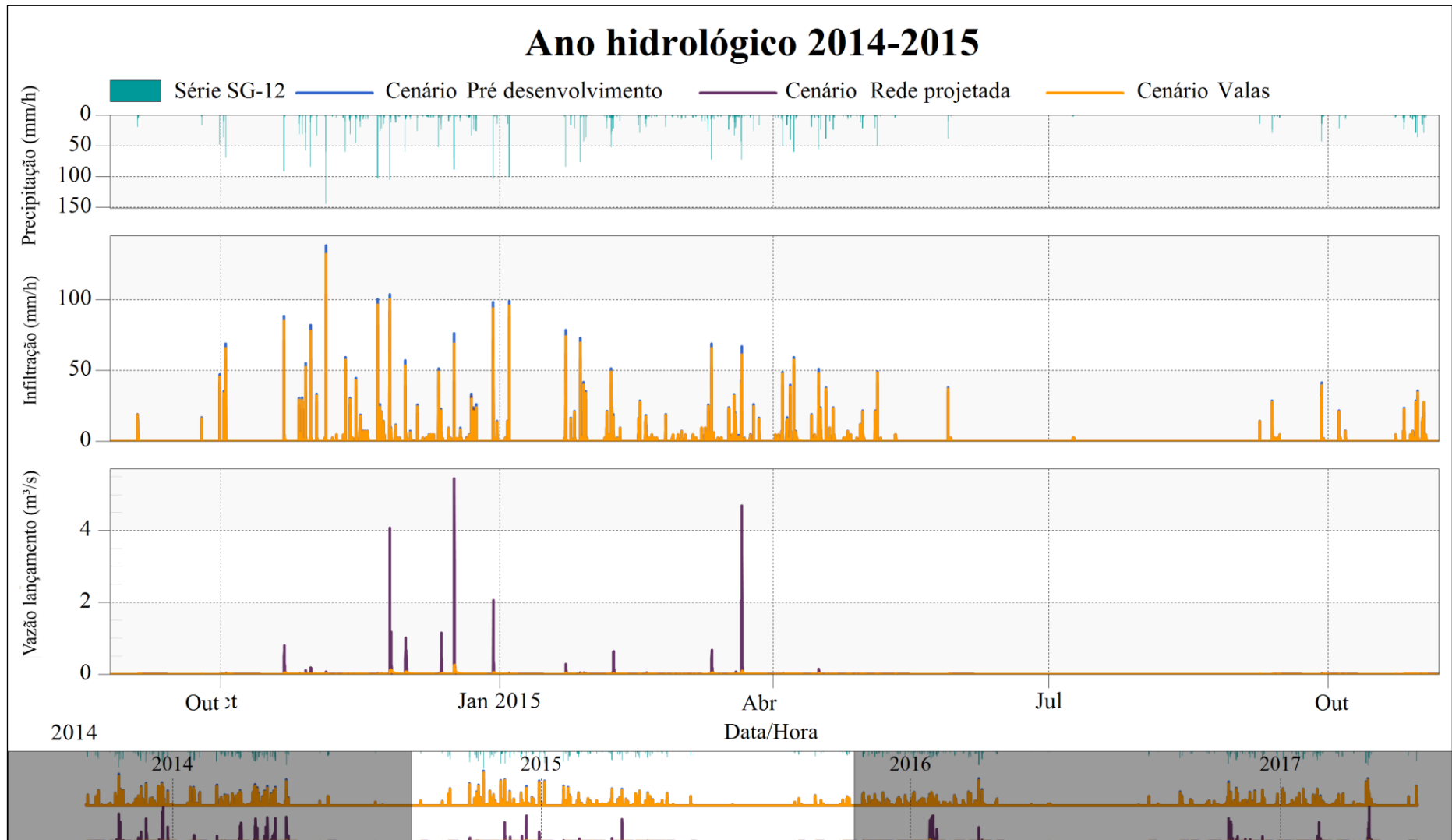


Figura 5.11 - Gráficos dos processos hidrológicos na simulação do ano de 2014-2015.

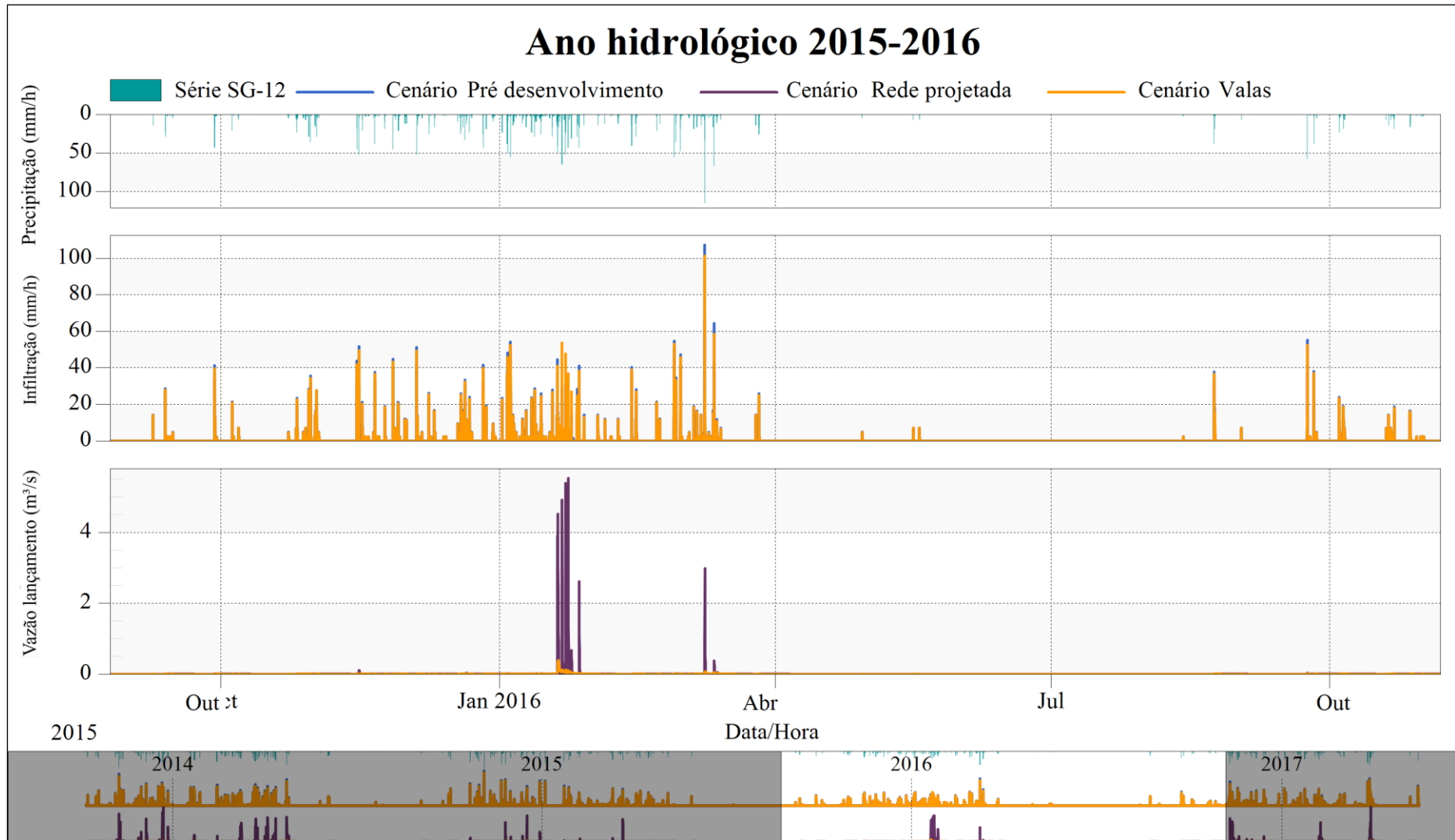


Figura 5.12 - Gráficos dos processos hidrológicos na simulação do ano de 2015-2016.

5.4. PERDA ECONÔMICA ASSOCIADA À SUPRESSÃO DE LOTES

Os 216 lotes que são mais de 20% tomados pelas valas implantadas e nos quais foi constatada a necessidade de supressão somam mais de 246 mil m². O maior deles possui 16 mil m² e o menor, pouco menos de 700 m². A partir do preço unitário adotado, de R\$ 472,27/m², encontrou-se que os preços desses lotes variam, portanto, de aproximadamente R\$ 7,5 milhões a pouco menos de R\$ 327 mil. Levando em consideração a área de cada um deles, a estimativa de perda com a supressão total dos lotes com interferência das valas é de 116 milhões de reais, o que representa uma redução de 17% na receita total correspondente à venda de todos os lotes, calculada utilizando a mesma metodologia anterior.

Outra perda econômica a ser somada ao preço dos lotes suprimidos é o Imposto Predial e Territorial Urbano (IPTU) que deixa de ser arrecadado sobre eles, que ao longo do tempo pode representar um montante ainda maior do que a perda com a venda. No entanto, o IPTU sobre os lotes ao redor das valas de infiltração, que compõem a solução de baixo impacto proposta, poderia aumentar devido ao potencial de valorização desses lotes pelos benefícios tanto paisagístico quanto ambientais promovidos pela solução. Assim, haveria a compensação, em algum grau, pela eliminação de uma parte dos lotes do projeto urbanístico.

Além disso, a premissa de que os lotes seriam totalmente perdidos pode ser considerada um pouco conservadora, visto que alguns lotes terão uma área não ocupada pela vala ainda grande que poderia ser em parte utilizada com pequenas adaptações. Deve-se ressaltar também que haveria lotes comerciais e de área especial suprimidos, possivelmente sendo necessário alocar as instalações que ficariam nesses lotes em outros lotes residenciais, diminuindo o número desses.

A implantação de valas de infiltração também possibilitaria a redução de alguns custos, como o da construção da rede de drenagem, que seria reduzida. Outro custo eliminado, que representa grande parte dos custos do projeto da rede de drenagem convencional, é o de construção e manutenção das bacias de detenção, pois elas não seriam mais necessárias. Em compensação, alguns custos além do da supressão dos lotes seriam acrescentados, como o da construção e manutenção das valas e o da alteração das infraestruturas viária e de saneamento, que teriam que se adaptar à solução. Assim, para se ter uma avaliação mais razoável economicamente seriam necessárias análises que não puderam ser realizadas neste

trabalho. Isso demonstra a necessidade de uma análise integrada de todo o processo de implantação de soluções de baixo impacto.

Vários outros aspectos econômicos ainda estão envolvidos na implantação de dispositivos de baixo impacto, como é o caso dos ganhos ambientais e sociais, que são mais difíceis de serem quantificados. A disposição a pagar por uma vizinhança com manejo de águas pluviais sustentável e que gere conforto e segurança para a população é um exemplo de análise a ser considerada em um estudo próprio de impacto econômico da adoção de soluções de baixo impacto, que vai muito além da supressão de área útil para lote.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS E RECOMENDAÇÕES

As comparações feitas neste trabalho levaram à conclusão de que a solução de baixo impacto correspondente à alocação de valas de infiltração é capaz de promover a mitigação dos impactos gerados pela possível ocupação do Trecho 2 da Etapa 1 do Setor Habitacional Taquari. Para o padrão de chuvas do Distrito Federal, essa solução, que seria uma alternativa à rede de drenagem convencional, apresentou melhora na infiltração, auxiliando no sentido de reestabelecer o padrão desse componente o mais próximo ao existente antes da ocupação.

Enquanto isso, a rede convencional projetada para a área confirmou que a abordagem convencional, ainda predominantemente utilizada na concepção de sistemas de drenagem urbana, que é a de transporte acelerado das águas pluviais para o lançamento final, altera substancialmente o ciclo hidrológico, o que é de bastante relevância principalmente em uma região sensível em termos de recarga. O uso de bacias de retenção ao final da rede é comum nesse tipo de manejo de águas pluviais para conter a vazão antes do lançamento. No entanto, essa solução é aplicada somente visando o atendimento da legislação vigente e não promove benefícios ambientais ao longo da área drenada, como o aumento da infiltração, o que foi verificado nas simulações hidrológicas executadas.

Além disso, a forma de ocupação utilizada, por não possuir integração com as águas urbanas, dificulta a implementação de técnicas de LID. No caso do Trecho 2 do SHTq Etapa 1, a alocação de valas sem a alteração do projeto urbanístico gerou a necessidade de supressão de um número significativo de lotes. Ressalta-se aqui, portanto, a importância da incorporação das técnicas de baixo impacto ainda na fase de concepção e desenho urbano. Assim, se as soluções LID fossem consideradas desde a concepção do projeto, a conformação urbanística poderia se harmonizar com a implementação dessas técnicas.

Foi evidenciado neste trabalho que as valas seriam de grande utilidade para o manejo de águas pluviais com a promoção da infiltração e, conseqüentemente, da recarga de aquíferos. Porém, algumas das valas da proposta estudada não apresentaram enchimento significativo, atingindo lâminas máximas de água, na superfície, menores do que 10 cm. Ainda assim elas reduziram muito o volume de descarga de escoamento superficial e infiltraram lâminas próximas às de pré desenvolvimento. Dessa forma, é possível que algumas das valas possam

ter suas áreas reduzidas sem implicações na mitigação dos impactos da urbanização. Os resultados da modelagem hidrológica mostraram uma redução substancial do volume de lançamento final da área, havendo também a redução das vazões de pico na saída em até 97%.

O modelo SWMM se mostrou adequado à simulação dos processos hidráulicos e hidrológicos de uma área urbana e de sua rede de drenagem, sendo uma ferramenta muito útil para estudos de manejo de águas pluviais como este. Além disso, possui a grande vantagem de fornecer a possibilidade de modelagem de dispositivos LID como no caso, com a simulação de valas vegetadas. O programa PCSWMM, permitiu realizar diversas análises de rede e sistema com bastante facilidade. No entanto, é sempre importante lembrar que os modelos possuem limitações de representação de situações reais e que se faz necessário um completo entendimento dos parâmetros de simulação para se efetuar uma modelagem adequada. Dessa forma, recomenda-se uma investigação melhor dos parâmetros utilizados no modelo, principalmente quanto ao cenário de pré desenvolvimento, no qual não foi gerado escoamento algum, para confirmar a correspondência com a realidade.

A simulação contínua foi executada sem problemas no programa, porém existem alguns aspectos desse tipo de modelagem a serem considerados. Um deles é a disponibilidade de séries temporais representativas, que é requerida para se obter os dados de entrada no modelo. Porém, ressalta-se que a realização de simulação contínua é importante para analisar o funcionamento da drenagem de acordo com precipitações reais, representando os processos hidrológicos em eventos de variados padrões de duração e intensidade, intervalos desde o último evento e condições antecedentes do solo e de armazenamento dentro da bacia, considerando também a evapotranspiração. Dessa forma, esse tipo de simulação permite comparar o balanço hídrico a longo prazo e o desempenho hidrológico de cenários alternativos de manejo de águas pluviais.

Com a série de precipitações utilizada, encontrou-se que a solução das valas infiltrou até 64% mais do que a rede convencional projetada. Em relação à condição de pré desenvolvimento, a reposição de infiltração foi de 58 a 76% nos anos simulados para o cenário de rede projetada, enquanto para o cenário de valas a infiltração teve reposição entre 95 e 96% nesses mesmos anos.

Os resultados reforçaram a necessidade de se atentar à infiltração e ao volume de lançamento na regulação das águas pluviais urbanas, e não somente a vazão de pico no lançamento. A incorporação de dispositivos de infiltração à legislação como solução efetiva para o manejo de águas pluviais. Nesse mesmo contexto, seria necessária uma avaliação ambiental de novos empreendimentos para identificar a possibilidade de utilização de técnicas mais sustentáveis.

Recomenda-se, para um possível prosseguimento do trabalho, a simulação hidrológica com séries de precipitações maiores a fim de comprovar a tendência no comportamento dos processos hidrológicos. Além disso, o estudo de um padrão urbanístico diferente em relação ao adotado no trecho, com mais áreas permeáveis, mais adequado à forma do terreno e, em geral, mais integrado às águas urbanas, seria uma adição interessante aos resultados obtidos neste trabalho para comparação à atuação dos dispositivos de infiltração com modelagem hidrológica.

Por fim, foi possível verificar que a implantação de uma solução de baixo impacto possui várias questões associadas que devem ser cuidadosamente estudadas. Do ponto de vista hidrológico e hidráulico, com os métodos e critérios adotados, a solução de valas é viável e bastante eficiente na mitigação de impactos da urbanização na área de estudo, gerando vários benefícios para a hidrologia local.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ADASA (AGÊNCIA REGULADORA DE ÁGUAS, ENERGIA E SANEAMENTO DO DISTRITO FEDERAL). **Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais Urbanos do Distrito Federal**. Ed. rev. e atual. Brasília: Superintendência de Drenagem Urbana, Adasa, 2018.

ADASA (AGÊNCIA REGULADORA DE ÁGUAS, ENERGIA E SANEAMENTO DO DISTRITO FEDERAL). **Resolução nº 9, de 8 de abril de 2011**. Estabelece os procedimentos para requerimento e obtenção de outorga de lançamento de águas pluviais. Brasília: Adasa, 2011.

ANDRADE, L. M. S. DE. **Conexão dos Padrões Espaciais dos Ecossistemas Urbanos: A construção de um método com enfoque transdisciplinar para o processo de desenho urbano sensível à água no nível da comunidade e da paisagem**. Tese (Doutorado em Arquitetura e Urbanismo). Faculdade de Arquitetura e Urbanismo, Universidade de Brasília, Brasília, 2014.

AQUINO, D. DO N.; TEIXEIRA, A. DOS S.; ANDRADE, E. M. DE; LOPES, F. B.; OLIVEIRA, A. D. S. DE. Estimativa do escoamento superficial em microbacia do semi-árido brasileiro pelo emprego do SIG. **Revista Tecnologia**, v. 29, n. 1, p. 37–45, 2008.

ARAÚJO, P. R. DE; TUCCI, C. E. M.; GOLDENFUM, J. A. Avaliação da eficiência dos pavimentos permeáveis na redução de escoamento superficial. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 5, n. 3, p. 21–29, 2000.

BAHIENSE, J. M. **Avaliação de Técnicas Compensatórias de Drenagem Urbana Baseadas no Conceito de Desenvolvimento de Baixo Impacto, com o Apoio de Modelagem Matemática**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2013.

BAPTISTA, L. F. DA S.; GONÇALVES, L. M.; BARBASSA, A. P. A concepção e aplicação sustentável do LID (Low Impact Development) sob a ótica ambiental, hidrológica e urbana. In: **PLURIS'14 - 6º Congresso Luso-Brasileiro para o Planejamento Urbano, Regional, Integrado e Sustentável**. Lisboa (Portugal), 2014.

BAPTISTA, M.; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. **Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana**. 2a ed. rev. Porto Alegre: ABRH, 2011.

BELING, F. A.; GARCIA, J. I. B.; PAIVA, E. M. C. D.; BASTOS, G. A. P.; PAIVA, J. B. D. Analysis of the SWMM Model Parameters for Runoff Evaluation in Periurban Basins from Southern Brazil. In: **12th International Conference on Urban Drainage**. Porto Alegre, 2011.

BORGES, L. A. C.; REZENDE, J. L. P. DE; PEREIRA, J. A. A.; COELHO JÚNIOR, L. M.; BARROS, D. A. DE. Áreas de preservação permanente na legislação ambiental brasileira. **Ciência Rural**, v. 41, n. 7, p. 1202–1210, 2011.

BOSELDMANN, P. C.; KONDOLF G. M.; JIANG, F.; GEPING, B.; ZHIMIN, Z.; MINGXIN, L. The Future of a Chinese Water Village. Alternative Design Practices Aimed to Provide New Life for Traditional Water Villages in the Pearl River Delta. **Journal of Urban Design**, v. 15, n. 2, p. 243-267, 2010.

CABRAL, J. J. S. P.; MASCARENHAS, F. B.; CASTRO, M. A. H.; MIGUEZ, M. G.; PEPLAU, G. R.; BEZERRA A. A. Modelos Computacionais para Drenagem Urbana. In: RIGHETTO, A. M. (Org.). **Manejo de águas pluviais urbanas**. p. 112-148. Natal: Editora Abes, 2009.

CAMUZI, V. T. M. **Análise da drenagem urbana no Riacho Fundo**. Monografia (Graduação em Engenharia Ambiental). Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2017.

CARDOSO, M. R. D.; MARCUZZO, F. F. N.; BARROS, J. R. Classificação Climática de Köppen-Geiger para o Estado de Goiás e o Distrito Federal. **ACTA Geografia**, v. 8, n. 16, p. 40–55, 2014.

CARVALHO, E. T. L. **Avaliação Geotécnica de Poços de Infiltração de Águas Pluviais**. Tese (Doutorado em Geotecnia). Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2013.

CODEPLAN (COMPANHIA DE PLANEJAMENTO DO DISTRITO FEDERAL). **Pesquisa Distrital por Amostragem de Domicílios (PDAD 2016) - Lago Norte**. Brasília, 2016.

CODEPLAN (COMPANHIA DE PLANEJAMENTO DO DISTRITO FEDERAL). **RA XVIII – Lago Norte**. 36 slides. Estudo Urbano e Ambiental. Brasília: CODEPLAN, 2018.

COMPUTATIONAL HYDRAULICS INT. (Canadá). **Continuous simulation**. Disponível em: <<https://support.chiwater.com/77690/continuous-simulation>>. Acesso em: 25 nov. 2018.

CONCREMAT - ENGENHARIA. **Plano Diretor de Drenagem Urbana do Distrito Federal: Diagnóstico do Sistema de Drenagem - Tomo V**. Brasília: Secretaria de Estado de Obras, Novacap, 2009.

COSTA, M. E. L. **Monitoramento e modelagem das águas da drenagem urbana na bacia do lago Paranoá**. Dissertação (Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos). Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2013.

CRUZ, M. A. S.; ARAÚJO, P. R.; AGRA, S. G.; SOUZA, V. C. B. DE; COLLISCHONM, W. Valorização da água no meio urbano: um desafio possível. In: **XIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos**. Aracaju, 2001.

CRUZ, M. A. S.; SOUZA, C. F.; TUCCI, C. E. M. Controle da Drenagem Urbana no Brasil: Avanços e Mecanismos para sua Sustentabilidade. In: **XVII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos**. São Paulo, 2007.

DE LUCA, S. J.; MILANO, L. B.; IDE, C. N. Rain and Urban Stormwater Quality. **Water Science and Technology**, v. 23, n. 1–3, p. 133–140, 1991.

DIAS, A. P.; ROSSO, T. C. de A. Análise dos elementos atípicos do sistema de esgoto – separador absoluto – na cidade do Rio de Janeiro. **ENGEVISTA**, v. 13, n. 3. p. 177-192, 2011.

ECONSULT. **Boletim da Conjuntura Imobiliária: Outubro de 2018 - Amostra de Setembro de 2018**. Brasília: SECOVIDF, 2018.

FILENI, F. **Modelagem quantitativa da drenagem urbana e proposições de drenagem sustentável para a região de Ceilândia-DF**. Monografia (Graduação em Engenharia Ambiental). Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2017.

FISRWG (FEDERAL INTERAGENCY STREAM RESTORATION WORKING GROUP). **Stream Corridor Restoration: Principles, Processes, and Practices**. [S.l.]: USDA (U.S. Department of Agriculture), 1998.

FLETCHER, T. D.; SHUSTER, W.; HUNT, W. F.; et al. SUDS, LID, BMPs, WSUD and more – The evolution and application of terminology surrounding urban drainage. **Urban Water Journal**, v. 12, n. 7, p. 525–542, 2015.

GEOLÓGICA - CONSULTORIA AMBIENTAL. **Relatório de Impactos nos Sistemas de Transporte e Trânsito (RISTT) - Setor Habitacional Taquari - 1ª Etapa**. Produto 4, vol. 1. Brasília: Terracap, 2014.

GLOBAL DESIGNING CITIES INITIATIVE, NACTO (NATIONAL ASSOCIATION OF CITY TRANSPORTATION OFFICIALS). **Global Street Design Guide**. Nova Iorque (EUA): Island Press. 2016.

GONÇALVES, M. S. **Monitoramento e modelagem de telhados verdes como técnica de desenvolvimento urbano de baixo impacto**. Monografia (Graduação em Engenharia Ambiental). Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2018.

GONÇALVES, T. D. **Geoprocessamento como ferramenta de apoio à gestão dos recursos hídricos subterrâneos do Distrito Federal**. Dissertação (Mestrado em Geologia). Instituto de Geociências, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2007.

IGBP. **Biosphere Aspects of the Hydrological Cycle. The International Geosphere-Biosphere Programme: A Study of Global Change**, Report n.27. Estocolmo (Suécia): BARC Core Project Office, Institut fur Meteorologie, Freie Universitat Berlin, 1993.

INFOJUS BRASIL. Associação de moradores do Condomínio Privê Lago Norte II tem pedido de proteção de posse negado. **Jusbrasil**. 19 ago. 2008. Disponível em: <<https://infojus.jusbrasil.com.br/noticias/96586/associacao-de-moradores-do-condominio-privelago-norte-ii-tem-pedido-de-protecao-de-posse-negado>>. Acesso em: 25 nov. 2018.

INNOVYZE. **xpdrainage Help Documentation. Stormwater Controls - SWC: Swale**. 2018. Disponível em: <<https://help.innovyze.com/display/XDH2018v1/Swale>>. Acesso em: 11 dez. 2018.

IPH (INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS/UFRGS). **Manual de Drenagem Urbana de Porto Alegre**. Porto Alegre: Departamento de Esgotos Pluviais, Prefeitura Municipal de Porto Alegre, 2005.

LAWRENCE, A. I.; MARSALEK, J.; ELLIS, J. B.; URBONAS, B. Stormwater detention & BMPs. **Journal of Hydraulic Research**, v. 34, n. 6, p. 799–813, 2010.

LUCAS, A. H.; SOBRINHA, L. A.; MORUZZI, R. B.; BARBASSA, A. P. Avaliação da construção e operação de técnicas compensatórias de drenagem urbana: o transporte de finos, a capacidade de infiltração, a taxa de infiltração real do solo e a permeabilidade da manta geotêxtil. **Eng. Sanit. Ambient.**, v. 20, n. 1, p. 17-28, 2015.

MENDES FILHO, W. M.; VENDRAME, I. F.; CARVALHO, R. G. DE. Utilização de sistema de informações geográficas para o mapeamento do potencial de retenção de águas pluviais no município de São José dos Campos – SP. In: **XIII Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto**. Florianópolis, 2007.

MENEZES, P. H. B. J. **Avaliação do efeito das ações antrópicas no processo de escoamento superficial e assoreamento na bacia do Lago Paranoá**. Dissertação (Mestrado em Geociências Aplicadas). Instituto de Geociências, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2010.

NOVACAP (COMPANHIA URBANIZADORA DA NOVA CAPITAL DO BRASIL). **O Projeto Drenar DF**. 53 slides. Apresentação no Simpósio "Olhares sobre o Manejo de Águas Pluviais no DF: desafios e oportunidades" (ABES/DF e UCB). Brasília: Novacap, 2016.

OHNUMA JR, A. A.; SILVA, L. P. DA; GRACIOSA, M. C. P.; MENDIONDO, E. M. Recarga de águas subterrâneas com trincheira de infiltração. In: **Euro-ELECS 2015 - I Latin-American and European Conference on Sustainable Buildings and Communities**. Guimarães (Portugal), 2015.

OLIVEIRA, A. DA N.; COSTA, M. E. L.; SILVA, C. C.; SOUZA, F. P.; BEZERRA, M. DO C. DE L.; KOIDE, S. Avaliação de usos de técnicas compensatórias em sub bacia do lago Paranoá - Brasília-DF. In: **XXII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos**. Florianópolis, 2017.

POLETO, C. SUDS (Sustainable Urban Drainage Systems): Uma Contextualização Histórica. **Revista Thema**, v. 8, n. 1, p. 1–12, 2011.

PORTO, M. F. DO A. Aspectos qualitativos do escoamento superficial em áreas urbanas. In: TUCCI, C. E. M; BARROS, M. T. L. DE; PORTO, R. LA L. (Orgs). **Drenagem Urbana**. p 387-428. Porto Alegre: ABRH, 1995.

PORTO, R. LA R. Escoamento Superficial Direto. In: TUCCI, C. E. M; BARROS, M. T. L. DE; PORTO, R. LA L. (Orgs). **Drenagem Urbana**. p 107-165. Porto Alegre: ABRH, 1995.

PORTO, R. DE M. **Hidráulica Básica**. 4ª Edição ed. São Carlos: EESC USP, 2006.

RAWLS, W. J.; AHUJA, L. R.; BRAKENSIEK, D. L.; SHIRMOHAMMADI, A. Infiltration and soil water movement. In: MAIDMENT, D.R. (Ed.) **Handbook of Hydrology**. Nova Iorque (EUA): McGrawHill, 1993.

REATTO, A.; MARTINS, E. DE S.; FARIAS, M. F. R.; SILVA, A. V. DA.; CARVALHO JR, O. A. DE. **Mapa Pedológico Digital - SIG atualizado do Distrito Federal Escala 1:100.000 e uma Síntese do Texto Explicativo**. Planaltina: Embrapa Cerrados, 2004.

RIGHETTO, A. M.; MOREIRA, L. F. F.; SALES, T. E. A. Manejo de Águas Pluviais Urbanas. In: RIGHETTO, A. M. (Org.). **Manejo de águas pluviais urbanas**. p. 19-73. Natal: Editora Abes, 2009.

ROSSMAN, L. A. **Storm Water Management Model User's Manual Version 5.1.** Cincinnati (EUA): USEPA (United States Environment Protection Agency), 2015.

ROSSMAN, L. A.; HUBER, W. C. **Storm Water Management Model Reference Manual Volume I – Hydrology.** Cincinnati (EUA): USEPA (United States Environment Protection Agency), 2016a.

ROSSMAN, L. A.; HUBER, W. C. **Storm Water Management Model Reference Manual Volume III – Water Quality.** Cincinnati (EUA): USEPA (United States Environment Protection Agency), 2016b.

SARTORI, A. **Avaliação da Classificação Hidrológica do Solo para a Determinação do Excesso de Chuva do Método do Serviço de Conservação do Solo dos Estados Unidos.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP, 2004.

SARTORI, A.; GENOVEZ, A. M.; NETO, F. L. Classificação Hidrológica de Solos Brasileiros para a Estimativa da Chuva Excedente com o Método do Serviço de Conservação do Solo dos Estados Unidos Parte 2: Aplicação. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 10, n. 4, p. 19–29, 2005.

SEDHAB (SECRETARIA DE ESTADO DE DESENVOLVIMENTO URBANO E HABITAÇÃO). **Diretrizes Urbanísticas - Setor Habitacional Taquari Etapa II.** Brasília: GDF, 2013.

SEDUMA (SECRETARIA DE ESTADO DE DESENVOLVIMENTO URBANO E MEIO AMBIENTE DO DISTRITO FEDERAL). **Plano Diretor de Ordenamento Territorial do Distrito Federal (PDOT) - Documento Técnico.** Brasília: GDF, 2009.

SERENCO - SERVIÇOS DE ENGENHARIA CONSULTIVA. **Relatório Síntese Plano Distrital de Saneamento Básico e de Gestão Integrada de Resíduos Sólidos.** Brasília: Adasa, GDF, 2017.

SHARMA, S. Water Challenges of an Urbanizing World. In: BOBEK, V. (Ed.) **Management of Cities and Regions.** p.99–111. [S.l.]: InTech, 2017.

SILVA, J. C. DE A. DA; PORTO, M. F. DO A. Resíduo zero em sistemas de drenagem. Uma proposta para a bacia do córrego Jaguaré. In: **XI Encontro Nacional de Águas Urbanas**. Belo Horizonte, 2017.

SILVA, T. J. B. DA. **Avaliação da rede de drenagem urbana do Setor Habitacional Taquari – DF**. Monografia (Graduação em Engenharia Ambiental). Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2017.

SILVEIRA, A. L. L. DA; GOLDENFUM, J. A. Metodologia Generalizada para Pré-Dimensionamento de Dispositivos de Controle Pluvial na Fonte. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 12, n. 2, p. 157–168, 2007.

SMDU/SP (SECRETARIA MUNICIPAL DE DESENVOLVIMENTO URBANO DE SÃO PAULO). **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: aspectos tecnológicos: fundamentos**. São Paulo: SMDU, 2012.

SNSA (SECRETARIA NACIONAL DE SANEAMENTO AMBIENTAL). **Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento: Diagnóstico do Manejo das Águas Pluviais Urbanas - 2015**. Brasília: Ministério das Cidades, Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental, 2018.

SOUZA, C. F.; CRUZ, M. A. S.; TUCCI, C. E. M. Desenvolvimento Urbano de Baixo Impacto: Planejamento e Tecnologias Verdes para a Sustentabilidade das Águas Urbanas. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 17, n. 2, p. 9–18, 2012.

SOUZA, V. C. B. DE. **Estudo experimental de trincheiras de infiltração no controle da geração do escoamento superficial**. Tese (Doutorado em Engenharia). Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2002.

TAVANTI, D. R.; BARBASSA, A. P. Contribuições do planejamento urbano às questões hidrológicas e ambientais. In: **Pluris 2010 - 4º Congresso Luso-Brasileiro para o Planejamento Urbano, Regional, Integrado, Sustentável**. 2010.

TASSI, R.; PICCILLI, D. G. A.; BRANCHER, S. C.; ROMAN, C. A. Preferências da população de diferentes estratos sociais no manejo das águas pluviais urbanas. **Ambiente Construído**, v. 16, n. 3, p. 39–52, 2016.

- TUCCI, C. E. M. Águas Urbanas. **Estudos Avançados**, v. 22, n. 63, p. 97–112, 2008.
- TUCCI, C. E. M. **Gestão de águas pluviais urbanas**. Brasília :Ministério das Cidades, 2005.
- TUCCI, C. E. M.; MENDES, C. A. **Avaliação Ambiental Integrada de Bacia Hidrográfica**. Brasília: MMA, 2006.
- TUCCI, C. E. M. **Hidrologia: Ciência e Aplicação**. 4 ed. Porto Alegre: ABRH/Editora da UFRGS, 2007.
- TUCCI, C. E. M. **Modelos Hidrológicos**. Porto Alegre: ABRH/Editora da UFRGS, 1998.
- TUCCI, C.E.M; HESPANHOL, I; CORDEIRO NETTO, O. DE M. **Gestão da água no Brasil**. 2 ed. Brasília: UNESCO, 2003.
- VILLANUEVA, A. O. N. Simulação de redes de macrodrenagem urbana. In: SILVA, R. C. V. (Org.) **Métodos Numéricos em Recursos Hídricos 6**. p. 99-154. Porto Alegre: ABRH, 2003.
- VILLANUEVA, A. O. N.; TASSI, R.; ALLASIA, D. G.; BEMFICA, D.; TUCCI, C. E. M. Gestão da drenagem urbana, da formulação à implementação. **Revista de Gestão de Água da América Latina**, v. 8, n. 1, p. 5–18, 2011.
- WOODS-BALLARD, B.; WILSON, S.; UDALE-CLARKE, H.; ILLMAN, S.; SCOTT, T.; ASHLEY, R.; KELLAGHER, R. **The SUDS manual**. Londres (Inglaterra): CIRIA, 2015.
- WWAP (UNITED NATIONS WORLD WATER ASSESSMENT PROGRAMME)/UN-WATER. **Relatório Mundial das Nações Unidas sobre Desenvolvimento dos Recursos Hídricos 2018: Soluções Baseadas Na Natureza Para a Gestão da Água**. Resumo Executivo. Paris (França): UNESCO, 2018.
- YAZDANFAR, Z.; SHARMA, A. Urban drainage system planning and design - Challenges with climate change and urbanization: A review. **Water Science and Technology**, v. 72, n. 2, p. 165–179, 2015.