

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

**DRENAGEM URBANA – ANÁLISE DE PROBLEMAS DE**  
**NOVOS LOTEAMENTOS – ESTUDO DE CASO NO SETOR**  
**HABITACIONAL VICENTE PIRES**

**ANA CAROLINA VIEIRA DE PAULA**

**ORIENTADOR: SERGIO KOIDE, PhD**  
**CO-ORIENTADORA: MARIA ELISA LEITE COSTA, MSc**

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

**BRASÍLIA/DF: DEZEMBRO/2015**

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

**DRENAGEM URBANA – ANÁLISE DE PROBLEMAS DE  
NOVOS LOTEAMENTOS – ESTUDO DE CASO NO SETOR  
HABITACIONAL VICENTE PIRES**

**ANA CAROLINA VIEIRA DE PAULA**

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

**APROVADA POR:**

---

**SERGIO KOIDE, PhD (UnB)  
(ORIENTADOR)**

---

**RICARDO TEZINI MINOTI, DSc (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

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

**DATA: BRASÍLIA/DF, 11 de DEZEMBRO de 2015.**

## FICHA CATALOGRÁFICA

PAULA, ANA CAROLINA VIEIRA DE	
Drenagem urbana – Análise de problemas de novos loteamentos – Estudo de caso no Setor Habitacional Vicente Pires.	
ix, 82 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Ambiental, 2015)	
Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.	
1. Drenagem Sustentável	2. Urbanização
3. SWMM	4. Vazão de Pico
I. ENC/FT/UnB	II. Título (série)

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

PAULA, A. C. V. (2015). Drenagem urbana – Análise de problemas de novos loteamentos – Estudo de caso no Setor Habitacional Vicente Pires. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 47p.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Ana Carolina Vieira de Paula

TÍTULO DA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL: Drenagem urbana – Análise de problemas de novos loteamentos – Estudo de caso no Setor Habitacional Vicente Pires.

GRAU / ANO: Bacharel em Engenharia Ambiental / 2015

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

---

Ana Carolina Vieira de Paula

SMAS Trecho 01 Lote C, Bloco N, Apartamento 308

71.215-300 - Brasília/DF - Brasil

“Unless someone like you cares a whole awful lot,  
nothing is going to get better. It's not.”

- Dr. Seuss, *The Lorax*.

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente a Deus, sem o qual não seria possível a elaboração deste trabalho ou de qualquer outro.

A meus pais, pelo constante amor, incentivo, apoio e compreensão.

Ao amor da minha vida, por todo o carinho e por sempre acreditar em mim.

Ao meu orientador, Sergio Koide, pela confiança e disposição em ensinar.

A minha co-orientadora, Maria Elisa Leite, pela disponibilidade, paciência e ajuda com o modelo SWMM.

A minha companheira de projeto final, Camila Yarla, pela amizade e apoio ao longo deste trabalho.

A todos os professores do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília por terem contribuído em minha formação acadêmica e pessoal.

Aos amigos conquistados ao longo da minha graduação, por todo o companheirismo. Em especial, cito: Alice, Daiana, Dandara, Eliza, Laila, Lígia e Mariana.

A todos aqueles que não foram citados, mas de alguma forma fizeram parte dessa conquista, o meu muito obrigada!

## RESUMO

O acelerado e desorganizado processo de urbanização observado em muitas cidades brasileiras acarreta inúmeros problemas nas diversas facetas da infraestrutura urbana, dentre elas cita-se a drenagem pluvial, que é sobremodo afetada devido ao aumento das áreas impermeabilizadas. O aumento da impermeabilização promove maiores volumes escoados e, conseqüentemente, maiores vazões de pico, ao passo que reduz os tempos de concentração. Essa situação contribui para o aumento na frequência e magnitude das enchentes, ao mesmo tempo que ocasiona a deterioração da qualidade da água. Assim, existem medidas que visam solucionar os problemas gerados pelo aumento da impermeabilização do solo, podendo se basear na rápida evacuação das águas para longe dos locais de geração do escoamento ou favorecendo a retenção e/ou infiltração das águas pluviais na fonte. Dentro desse contexto, o presente trabalho teve por objetivo avaliar os efeitos da urbanização sobre o escoamento superficial no Setor Habitacional Vicente Pires (SHVP), área do Distrito Federal que apresentou uma urbanização acelerada e sem um devido planejamento, além de analisar o sistema de drenagem urbana proposto pela Novacap para a região. Para isso, foram realizadas simulações no software SWMM (Storm Water Management Model) por meio do PCSWMM para diferentes condições de urbanização e drenagem urbana. As simulações realizadas apresentaram resultados satisfatórios, confirmando a tendência esperada para os hidrogramas da região de estudo. Dessa forma, com os resultados obtidos, foi possível observar a influência do desenvolvimento da malha urbana nas condições de escoamento superficial, além de ter sido possível comparar as alterações produzidas no hidrograma da bacia devido à introdução ou não de medidas compensatórias à rede de drenagem pluvial.

**PALAVRAS CHAVES:** Drenagem Sustentável, Urbanização, SWMM, Vazão de Pico.

# SUMÁRIO

<b>Capítulo</b>	<b>Página</b>
<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>14</b>
<b>2. OBJETIVOS.....</b>	<b>16</b>
2.1. OBJETIVO GERAL .....	16
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	16
<b>3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA E REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>17</b>
3.2. IMPACTOS DA URBANIZAÇÃO .....	18
3.3. MEDIDAS DE CONTROLE DE INUNDAÇÕES .....	21
3.3.1. Medidas Estruturais .....	22
3.3.2. Medidas Não Estruturais .....	24
3.4. TÉCNICAS COMPENSATÓRIAS OU SISTEMAS ALTERNATIVOS DE DRENAGEM URBANA .....	25
3.4.1. Bacias de Detenção e de Retenção .....	27
3.4.2. Trincheiras .....	29
3.4.3. Valas, Valetas e Planos de Detenção e Infiltração .....	31
3.4.4. Pavimentos Permeáveis .....	32
3.4.5. Poços de Infiltração .....	34
3.4.6. Telhados Armazenadores .....	35
3.4.7. Reservatórios Individuais .....	37
3.5. STORM WATER MANAGEMENT MODEL - SWMM .....	38
<b>4. METODOLOGIA.....</b>	<b>43</b>
4.1. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO .....	43
4.2. MODELAGEM MATEMÁTICA.....	43
4.2.1. Base de Dados .....	44
4.2.2. Opções de Simulação.....	47
4.2.3. Precipitações de Projeto.....	47
4.2.4. Divisão das Sub-bacias .....	49
4.2.5. Definição do CN.....	50
4.2.6. Definição dos Cenários.....	51
4.2.7. Dimensionamento das Bacias de Retenção .....	52

<b>5. RESULTADOS E DISCUSSÃO .....</b>	<b>54</b>
5.1. CARACTERIZAÇÃO DO SETOR HABITACIONAL VICENTE PIRES.....	54
5.1.1. Clima .....	55
5.1.2. Solos .....	55
5.1.3. Relevo.....	58
5.1.4. Uso e Ocupação do Solo.....	59
5.1.5. O Setor.....	61
5.2. O SISTEMA DE DRENAGEM URBANA PROPOSTO PELA NOVACAP.....	64
5.3. CENÁRIOS.....	67
5.4. SIMULAÇÕES DE CENÁRIOS .....	70
<b>6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....</b>	<b>77</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>79</b>

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura</b>	<b>Página</b>
Figura 3.1 – Relação entre urbanização e processos hidrológicos (Adaptado: Fisrwg, 1998 <i>apud</i> MPCA, 2015).....	19
Figura 3.2 – Influência da urbanização no hidrograma de enchente (SEMADS, 2001). ....	20
Figura 3.3 - Exemplo de reservatório de detenção coberto. ....	29
Figura 3.4 – Bacia de detenção aberta na Avenida Polônia, Porto Alegre.....	29
Figura 3.5 - Trincheira de infiltração ao longo de calçada em área comercial em Lyon, França (Souza, 2002). ....	30
Figura 3.6 - Exemplo de vala de infiltração (Certu, 1998 <i>apud</i> Brito, 2006).....	31
Figura 3.7 - Exemplo de valeta de detenção em Bordeaux, França (Baptista, 2009).....	31
Figura 3.8 - Pavimento poroso de infiltração com injeção distribuída (Baptista, 2009). ....	33
Figura 3.9 - Pavimento poroso de infiltração com injeção localizada (Baptista, 2009). ....	33
Figura 3.10 – Exemplo de pavimento permeável (CETE DU SUD-OUEST, 2003 <i>apud</i> Brito, 2006).....	33
Figura 3.11 – Esquema de poço de infiltração (Baptista, 2009).....	35
Figura 3.12 – Poço integrado a uma área de lazer infantil na região de Lyon, França (Baptista, 2009). ....	35
Figura 3.13 - Telhado vegetalizado (Baptista, 2009). ....	36
Figura 3.14 - Esquema de telhado com a presença de compartimentos (Baptista, 2009). ..	36
Figura 3.15 - Cobertura de telhado .....	36
Figura 3.16 – Reservatório individual superficial (Baptista, 2009). ....	37
Figura 3.17 – Relação entre os módulos estruturais do SWMM (Huber & Dickison, 1992 <i>apud</i> Garcia, 2005). ....	39
Figura 4.1 – Localização das estações pluviométricas. ....	46
Figura 4.2 – Hietograma de projeto para uma chuva com tempo de retorno igual a 10 anos e tempo de duração de 90 minutos, elaborada a partir da IDF sugerida pela Novacap. ....	48
Figura 4.3 – Hietograma de projeto para uma chuva com tempo de retorno igual a 10 anos e tempo de duração de 24 horas, elaborada a partir da IDF sugerida pelo PDDU. ....	49
Figura 4.4 – Sub-bacias delimitadas no PCSWMM para o SHVP.....	50
Figura 5.1 – Localização da Região Administrativa Vicente Pires (Alves, 2011). ....	54

Figura 5.2 – Mapa de localização da área de estudo. ....	55
Figura 5.3 – Tipos de solo presentes no SHVP. ....	56
Figura 5.4 – Grupos hidrológicos presentes no SHVP. ....	58
Figura 5.5 – Modelo digital de elevação para o SHVP. ....	58
Figura 5.6 – Mapa de declividade do SHVP. ....	59
Figura 5.7 – Uso e Ocupação do Solo na área de Vicente Pires em 1964. ....	60
Figura 5.8 – Uso e Ocupação do Solo na área de Vicente Pires em 2013. ....	61
Figura 5.9 – Área de Vicente Pires em 1964. ....	63
Figura 5.10 – Área de Vicente Pires em 1991. ....	63
Figura 5.11 – Área de Vicente Pires em 2013. ....	64
Figura 5.13 – Buraco na Rua 10 de Vicente Pires provocado pela chuva (G1/Globo, 2015). .....	65
Figura 5.14 – Sistema de drenagem de águas pluviais proposto para o SHVP. ....	67
Figura 5.15 – Drenagem correspondente aos cenários PU e USR. ....	68
Figura 5.16 – Drenagem correspondente ao cenário UCRSB. ....	68
Figura 5.17 – Drenagem correspondente ao cenário UCRCB. ....	69
Figura 5.18 – Drenagem correspondente ao cenário UCRC2B. ....	69
Figura 5.19 – Situação da rede de drenagem do cenário UCRSB para a precipitação de projeto da Novacap. ....	70
Figura 5.20 – Perfil da junção J1648. ....	72
Figura 5.21 – Perfil do conduto C1389. ....	72
Figura 5.22 – Comparação entre os hidrogramas dos diferentes cenários (Córrego Vicente Pires – OF1). ....	74
Figura 5.23 – Comparação entre os hidrogramas dos diferentes cenários (Córrego Samambaia – OF2). ....	75
Figura 5.24 – Comparação entre os hidrogramas do Cenário 5 no ponto final do córrego Vicente Pires. ....	76
Figura 5.25 – Comparação entre hidrogramas relacionados à bacia de armazenamento (SU24). ....	76

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela</b>	<b>Página</b>
Tabela 3.1 – Medidas estruturais no controle de inundações (Tucci, 2003 <i>apud</i> PMC,2010). .....	23
Tabela 3.2 – Vantagens e desvantagens da utilização de bacias de detenção (baseado em Certu, 1998 <i>apud</i> Castro, 2002).....	28
Tabela 3.3 – Vantagens e desvantagens da utilização de trincheiras (baseado em Castro, 2002 e Baptista et al., 2005). .....	30
Tabela 3.4 – Vantagens e desvantagens da utilização de valas, valetas e planos de infiltração e detenção (baseado em Castro, 2002 e Baptista et al., 2005). .....	32
Tabela 3.5 – Vantagens e desvantagens da utilização de pavimentos permeáveis (baseado em Castro, 2002 e Baptista et al., 2005).....	34
Tabela 3.6 – Vantagens e desvantagens da utilização de poços de infiltração (baseado em Castro, 2002 e Baptista et al., 2005).....	35
Tabela 3.7 – Vantagens e desvantagens da utilização de telhados armazenadores (baseado em Castro, 2002 e Baptista <i>et al.</i> , 2005).....	36
Tabela 3.8 – Vantagens e desvantagens da utilização de reservatórios individuais (baseado em Baptista <i>et al.</i> , 2005).....	37
Tabela 4.1 – Diferentes classes de uso e ocupação do solo (Adaptado: Ferrigo, 2014).....	44
Tabela 4.2 – Estações pluviométricas próximas ao SHVP.....	46
Tabela 4.3 – Valores de CN adotados. ....	51
Tabela 4.4 – Descrição dos cenários a serem simulados. ....	52
Tabela 5.1 – Áreas e respectivas porcentagens de cada tipo de solo.....	56
Tabela 5.2 – Evolução demográfica de Vicente Pires (Geológica, 2008).....	62

## LISTA DE EQUAÇÕES

<b>Equação</b>	<b>Página</b>
Equação 4.1 .....	48
Equação 4.2 .....	49
Equação 4.3 .....	53
Equação 4.4 .....	53

## LISTA DE ABREVIACÕES E SIGLAS

ADASA	Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento do Distrito Federal
ANA	Agência Nacional de Águas
APP	Área de Preservação Permanente
ARVIPS	Associação de Moradores de Vicente Pires
CAESB	Companhia de Saneamento Ambiental do Distrito Federal
CBH	Comitê de Bacia Hidrográfica
CHI	Computational Hydraulics Internacional
CODEPLAN	Companhia de Planejamento do Distrito Federal
DF	Distrito Federal
EIA	Estudo de Impacto Ambiental
EPA	Environmental Protection Agency
GDF	Governo do Distrito Federal
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
MPCA	Minnesota Pollution Control Agency
Novacap	Companhia Urbanizadora da Nova Capital
PDDU	Plano Diretor de Drenagem Urbana
PDOT	Plano Diretor de Ordenamento Territorial
PMC	Prefeitura Municipal de Curitiba
PSC	Programa Soluções para Cidades
RA	Região Administrativa
RIMA	Relatório de Impacto Ambiental
SEDHAB	Secretaria de Habitação, Regularização e Desenvolvimento Urbano
SEMADS	Secretaria de Estado de Meio Ambiente e Desenvolvimento Sustentável
SHVP	Setor Habitacional Vicente Pires
SMDU	Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano
SO/DF	Secretaria de Estado de Obras do Distrito Federal
SWMM	Storm Water Management Model

## 1. INTRODUÇÃO

O acelerado e desorganizado processo de urbanização observado em muitas cidades brasileiras, nas últimas décadas, vem sendo acompanhado por inúmeros problemas nas diversas facetas da infraestrutura urbana (transporte, saneamento, energia, dentre outros). A drenagem pluvial, em especial, é sobremodo afetada devido ao aumento das áreas impermeabilizadas, que promovem maiores volumes escoados e, conseqüentemente, maiores vazões de pico, ao passo que reduzem os tempos de concentração.

As alterações causadas pela impermeabilização do solo provocam aumento na frequência e magnitude das enchentes, ao mesmo tempo que ocasionam a deterioração da qualidade da água, visto que o escoamento superficial promove uma lavagem das superfícies por onde passa, carreando consigo diversos poluentes, tais como metais pesados, sedimentos e carga orgânica, que, posteriormente, atingirão os corpos d'água receptores.

A prática tradicional em projetos de drenagem urbana para promover o controle das inundações nas cidades tem sido a de soluções localizadas, que não levam em consideração os efeitos gerados a jusante destas. Essas soluções, também conhecidas como clássicas, baseiam-se na rápida evacuação das águas para longe dos locais de geração do escoamento e são caracterizadas pela construção de redes subterrâneas de drenagem, canalizações e retificações de corpos d'água, construção de galerias, entre outras. Entretanto, esse tipo de solução tem se mostrado limitado e ineficiente à medida que ocorre a intensificação da urbanização, pois transferem os problemas de inundação para jusante, negligenciam os aspectos de qualidade da água e exigem custos cada vez maiores à medida que o sistema de drenagem se torna mais complexo.

Visando resolver esse impasse, surgem as técnicas compensatórias, também denominadas alternativas, que tem por objetivo favorecer a retenção e/ou infiltração das águas pluviais, procurando reproduzir, dessa forma, as condições pré-urbanização. Essas técnicas possuem diversas vantagens em relação aos sistemas clássicos de drenagem, pois além de promoverem a redução das vazões a jusante, colaboram para a melhoria da qualidade das águas superficiais.

A cidade de Brasília, pelo fato de apresentar um crescimento bastante acelerado, tem enfrentado, em diversas áreas, situações de invasões e urbanizações não controladas, cujos efeitos se destacam a impermeabilização do solo e a implantação de redes de drenagem deficientes ou sobrecargas das redes já existentes. Assim é o caso da região de Vicente Pires, área originalmente prevista para ser zona de chácaras rurais que se transformou em uma das áreas de maior concentração de condomínios do Distrito Federal (SO/DF, 2008a).

Devido ao rápido crescimento do setor de Vicente Pires, a área tornou-se altamente impermeabilizada, sem que tenham sido tomadas medidas de implantação de rede de drenagem pluvial. A ausência de um sistema de drenagem adequado e completo tem gerado, nessa região, problemas de inundações e alagamentos, destruição de vias pavimentadas, assoreamento dos cursos d'água e aceleração de processos erosivos graves.

Para o melhor entendimento da relação existente entre as mudanças na bacia hidrográfica e o escoamento superficial, é usual a utilização de modelagem hidrológica. O modelo numérico SWMM – Storm Water Management Model – é um exemplo desse tipo de ferramenta, sendo capaz de simular o comportamento hidrológico-hidráulico de sistemas de drenagem urbana, tanto em termos de quantidade quanto qualidade da água. Assim sendo, para o trabalho aqui desenvolvido, o SWMM foi empregado para avaliar o efeito da urbanização sobre o escoamento superficial em Vicente Pires, considerando diferentes condições de uso e ocupação do solo e de drenagem pluvial.

Dentro desse contexto, o presente trabalho está estruturado em seis capítulos, incluindo essa introdução. O capítulo dois cita os objetivos geral e específicos. O capítulo três apresenta uma revisão bibliográfica acerca da drenagem urbana no DF e, mais especificamente, em Vicente Pires, além de abordar temas como medidas de controle de inundações, técnicas compensatórias de drenagem urbana e o modelo SWMM. O capítulo quatro trata da metodologia a ser utilizada, com caracterização da área de estudo e apresentação das etapas de modelagem. O quinto capítulo apresenta os resultados obtidos na modelagem e as análises do estudo; o capítulo 6 traz as conclusões do trabalho; e, por fim, o capítulo 7 apresenta as referências bibliográficas utilizadas ao longo desse estudo.

## **2. OBJETIVOS**

### **2.1. OBJETIVO GERAL**

O trabalho tem por objetivo geral a análise dos efeitos da urbanização sobre o escoamento superficial no Setor Habitacional Vicente Pires – SHVP.

### **2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Realizar a simulação do comportamento hidrológico do SHVP pela aplicação do modelo SWMM para cinco diferentes cenários de urbanização e de drenagem pluvial;
- Analisar os aspectos quantitativos da solução de drenagem pluvial proposta pela Novacap (Companhia Urbanizadora da Nova Capital) para a região de estudo;
- Analisar o emprego de bacias de retenção no sistema de drenagem proposto.

### 3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA E REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

#### 3.1. DRENAGEM URBANA

Ao longo de toda a história da humanidade presenciou-se uma profunda ligação entre as cidades e os corpos hídricos. A disponibilidade de água favorecia o seu suprimento para consumo e higiene das populações, além de efetuar a evacuação dos dejetos. A disponibilidade desse recurso também era considerada um importante insumo para o desenvolvimento de atividades agrícolas e artesanais, ao mesmo tempo que favorecia as comunicações e o comércio por meio da navegação (Baptista *et al.*, 2005).

Entretanto, apesar dessas vantagens, a proximidade das aglomerações urbanas e dos cursos d'água acarretava, com frequência, problemas de inundações das áreas ribeirinhas. As populações destes locais, porém, aceitavam o risco, pois o consideravam como “um preço a pagar” pela disponibilidade de água. Contudo, a partir do aumento das aglomerações urbanas associado à presença de água nas cidades e ausência de sistemas de saneamento, começaram a ocorrer grandes epidemias de doenças de veiculação hídrica, tais como o tifo e a cólera (Baptista *et al.*, 2005). Além disso, as condições sanitárias dos efluentes da própria população contaminavam suas fontes de abastecimento, propiciando, assim, um ambiente favorável à proliferação de doenças infecciosas (Tucci, 2008).

Esses problemas em muito contribuíram para uma mudança na relação entre urbanismo e presença de água nas cidades, levando assim ao surgimento dos preceitos higienistas. Estes princípios afirmam que toda a água circulante deve ser rapidamente evacuada das áreas urbanas, evitando, dessa forma, situações de insalubridade e desconfortos (Silveira, 2002). Por meio da aplicação desses princípios, a circulação viária e o desenvolvimento urbano seriam facilitados, ao mesmo tempo em que seria possível prevenir doenças de veiculação hídrica (Baptista *et al.*, 2005).

Os princípios higienistas são a base dos *sistemas clássicos de drenagem*. Estes sistemas também conhecidos como convencionais são compostos de dispositivos de microdrenagem e macrodrenagem. A microdrenagem efetua o transporte das águas superficiais nas ruas, sua captação quando a capacidade de vazão é superada e o seu transporte até o deságue ou

até os sistemas de macrodrenagem, e é constituída por sarjetas, bocas de lobo e condutos de pequeno porte. Já a macrodrenagem é constituída de canais abertos ou de condutos enterrados de grande porte, chamados também de galerias (Baptista *et al.*, 2005).

Entretanto, a partir da década de 70, outra abordagem para resolver o problema de água em meio urbano começou a ser desenvolvida, sobretudo na Europa e na América do Norte. Tratava-se do conceito de *sistemas alternativos ou compensatórios de drenagem urbana*. Essa nova abordagem visava neutralizar os efeitos da urbanização sobre os processos hidrológicos por meio do controle tanto da produção de excedentes de água decorrentes da impermeabilização quanto da sua rápida transferência para jusante (Baptista *et al.*, 2005).

O enfoque ambiental da nova abordagem da drenagem urbana preocupa-se com a manutenção e recuperação de ambientes saudáveis tanto interna quanto externamente à área urbana, ao invés de procurar sanear apenas o interior da cidade, conforme os preceitos sanitaristas. Houve, portanto, uma evolução da abordagem sanitarista à abordagem ambientalista, ambas objetivando a melhoria da saúde, porém, a segunda, apresentando uma extensão ao meio ambiente (Silveira, 2002).

### **3.2. IMPACTOS DA URBANIZAÇÃO**

A partir da segunda metade do século XX, observou-se uma intensificação da concentração da população em áreas urbanas. No Brasil, esse fato pôde ser verificado quando, no ano 2000, a população urbana chegou a 81% do total, segundo dados do IBGE (Baptista *et al.*, 2005). A urbanização acelerada, que se deu após a década de 60, foi realizada sem planejamento adequado e resultou em uma população urbana brasileira com infraestrutura precária. Como consequência, pode-se sentir os efeitos desse processo sobre os diversos aparelhamentos urbanos relativos a recursos hídricos, tais como os sistemas de abastecimento de água, transporte e tratamento de esgotos sanitários e, especialmente, de drenagem pluvial (Tucci, 1995).

O processo de urbanização é responsável por significativas alterações nos processos hidrológicos através de sua ação direta nos cursos d'água e nas superfícies das bacias hidrográficas. Dentre essas alterações, pode-se citar a redução da interceptação, do armazenamento superficial e da infiltração, devido ao aumento das áreas

impermeabilizadas, e, conseqüentemente, o aumento dos volumes de escoamento superficial (Baptista *et al.*, 2005). A impermeabilização do solo, citada anteriormente, é oriunda do desenvolvimento da malha urbana e faz com que o volume, antes retido pela vegetação e infiltrado no solo, esco rapidamente até atingir os canais de drenagem, resultando em um aumento considerável da vazão máxima dos rios, e provocando inundações urbanas (SMDU, 2012). A Figura 3.1 apresenta os efeitos da urbanização e as alterações nos processos hidrológicos.

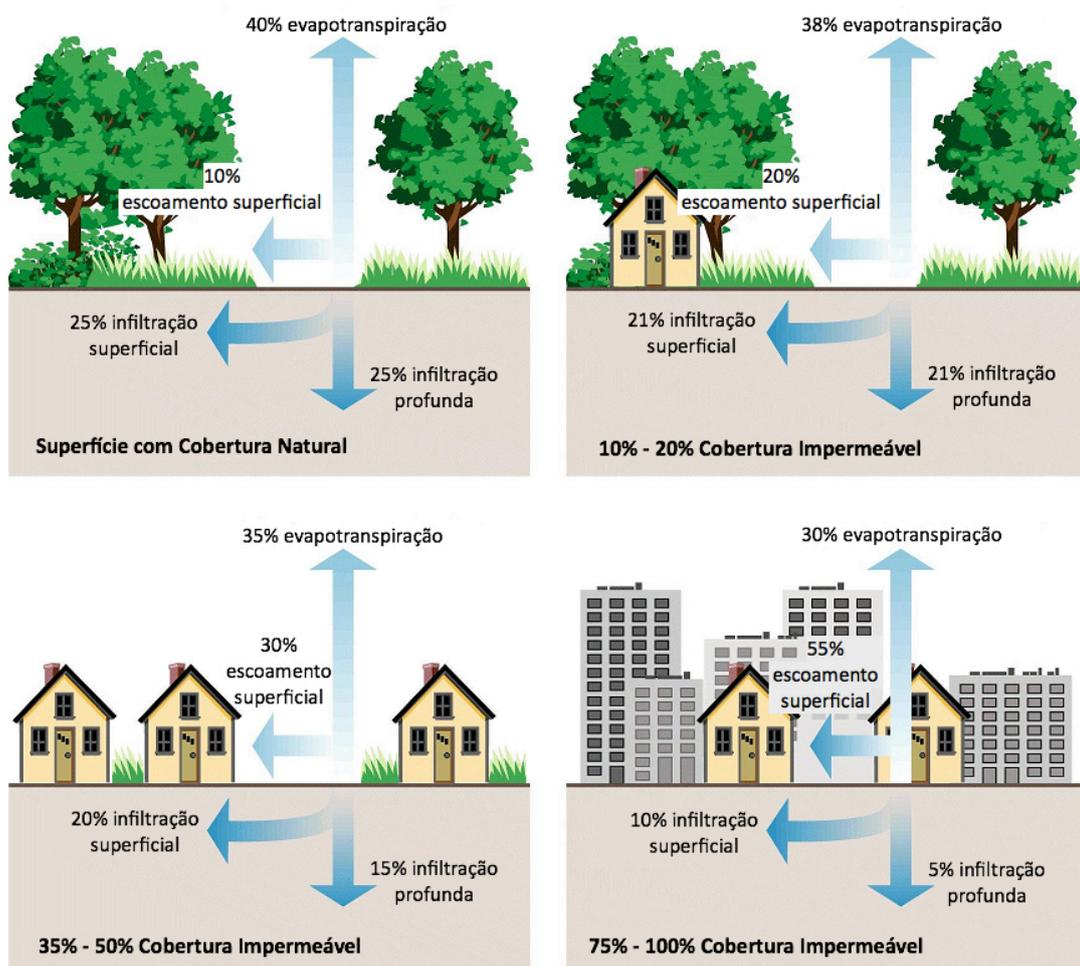


Figura 3.1 – Relação entre urbanização e processos hidrológicos (Adaptado: Fisrwg, 1998 *apud* MPCA, 2015).

O efeito da urbanização e, conseqüentemente, da impermeabilização em uma bacia pode ser observado por meio do hidrograma típico desta. Em bacias hidrográficas rurais ou em condições naturais de conservação, as águas pluviais são interceptadas pela vegetação, infiltram-se no solo e o excedente passa a compor o escoamento superficial. Nessas condições, o hidrograma apresenta baixa variação de vazão e picos moderados de enchentes (Tucci, 2001, *apud* Marques, 2006). Já em bacias predominantemente urbanas, a

impermeabilização do solo e a evacuação de águas pluviais através de condutos artificiais geram um aumento da velocidade e do volume de escoamento superficial, levando, portanto, a um aumento da vazão máxima e a uma antecipação do pico de cheia. Esse fenômeno é ilustrado na Figura 3.2. Nela, percebe-se que, com o aumento da urbanização, o hidrograma de cheia se torna cada vez mais crítico.

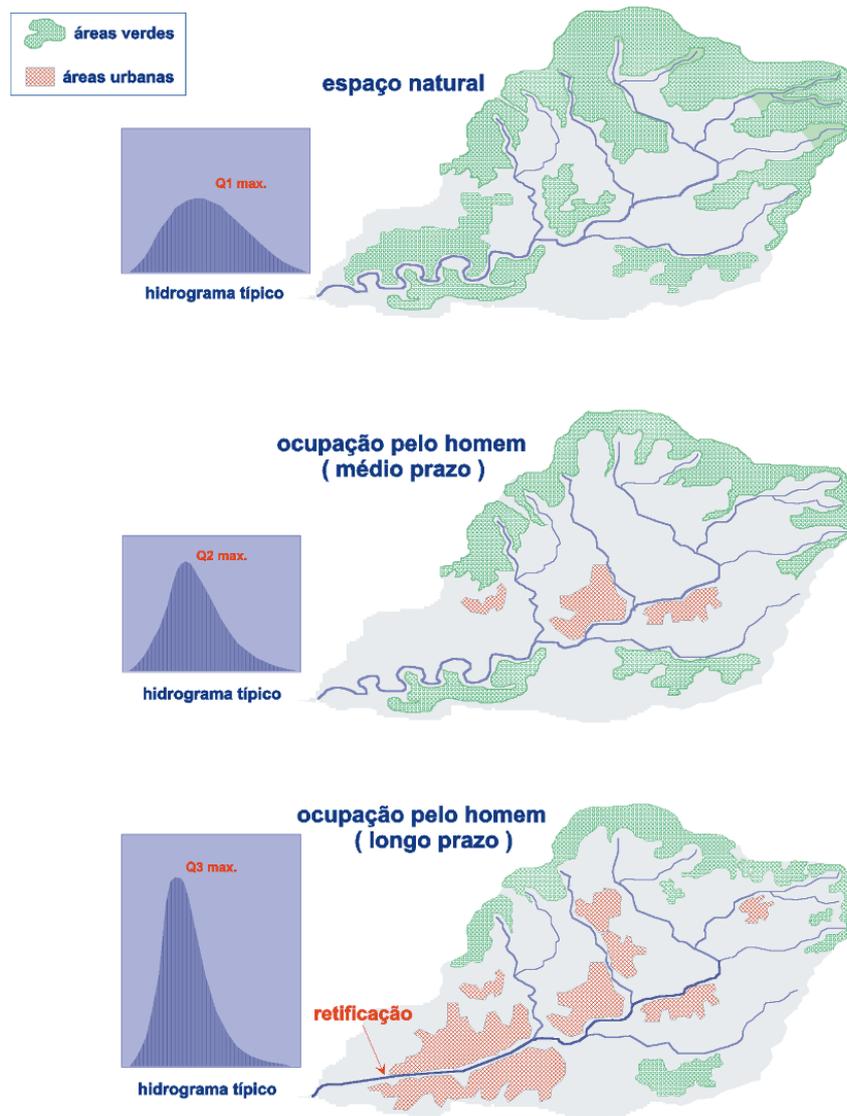


Figura 3.2 – Influência da urbanização no hidrograma de enchente (SEMADS, 2001).

De acordo com Tucci (1995), as enchentes urbanas tem sua ocorrência devido a dois processos, que podem ocorrer de forma isolada ou integrada: enchentes de áreas ribeirinhas e enchentes devido à urbanização. O primeiro ocorre pelo processo natural de escoamento do rio por seu leito maior, inundado durante eventos chuvosos extremos. Já o segundo acontece devido à impermeabilização do solo e à construção de condutos e canais geradas pela urbanização, que aumentam, dessa forma, a frequência e a magnitude das enchentes.

O desenvolvimento urbano também é responsável pelo significativo aumento de sedimentos produzidos na bacia hidrográfica, tendo como principais consequências o assoreamento da drenagem, que reduz a capacidade de escoamento de condutos, rios e lagos urbanos; e o transporte de poluentes agregados ao sedimento, contaminando, dessa forma, as águas pluviais (Tucci, 2002). Vale ressaltar que, de acordo com Tucci (1995), a qualidade da água pluvial não é melhor do que a do efluente de um tratamento secundário, apresentando, de modo geral, uma quantidade de material suspenso muito superior à encontrada em esgotos *in natura*. Entretanto, deve-se frisar que a qualidade das águas pluviais está intrinsecamente relacionada a diversos fatores, entre eles pode-se citar a limpeza urbana e sua frequência, a intensidade da precipitação e sua distribuição temporal e espacial, a época do ano e o tipo de uso da área urbana.

Impactos sobre os aquíferos também são observados com a urbanização. A contaminação das águas subterrâneas se dá, principalmente, pelos aterros sanitários e pela infiltração de águas pluviais contaminadas pelo transporte de lixo, sedimentos e lavagem de ruas. Além disso, com o aumento do escoamento superficial devido à impermeabilização, os aquíferos deixam de ser abastecidos, reduzindo-se, portanto, a vazão dos pequenos rios urbanos (Tucci, 1995).

### **3.3. MEDIDAS DE CONTROLE DE INUNDAÇÕES**

Atualmente, a política de controle de inundações adotada no Brasil ainda se baseia nos princípios higienistas do século XIX. Esses princípios, como já dito, são caracterizados pela rápida evacuação das águas pluviais e servidas por meio de condutos. No Brasil, dos 5.256 municípios que afirmavam possuir manejo de águas pluviais, apenas 12,7% possuíam dispositivos coletivos de detenção e amortecimento de vazão de águas pluviais urbanas, segundo dados do IBGE (2008).

A rede de drenagem pluvial do Distrito Federal apresenta características típicas de uma cidade elaborada sob o conceito higienista, ou seja, possui uma rede de drenagem dimensionada com o objetivo de promover o escoamento rápido das águas para longe dos centros urbanos (SO/DF, 2008a).

Pode-se classificar a drenagem urbana do DF em quatro grupos: implantada, parcialmente implantada, em implantação e não implantada. A presente área de estudo insere-se no grupo mais crítico, visto que a drenagem pluvial é inexistente em todo o setor de Vicente Pires. Como consequência, as águas de chuva percolam para as áreas mais baixas, contribuindo significativamente para o assoreamento dos rios e córregos locais (SO/DF, 2008a; Geológica, 2008).

No DF, por meio da Resolução nº 9, de 08 de abril de 2011, a Agência Reguladora de Águas (ADASA), determinou que as águas precipitadas sobre os terrenos devem, preferencialmente, sofrer devida contenção e retardamento antes de serem conduzidas para redes de drenagem. Outro aspecto abordado pela Resolução é o emprego de reservatórios de qualidade e quantidade, com o objetivo de promover a manutenção da qualidade e quantidade da água do corpo hídrico receptor. Os reservatórios de qualidade são responsáveis por reter o volume de água originado pelo escoamento superficial com o objetivo de reduzir a carga poluente, enquanto que os reservatórios de quantidade tem por função principal a retenção de água, reduzindo assim as vazões de pico. A agência também estabeleceu que o lançamento de águas pluviais em corpo hídrico superficial não deve ultrapassar a vazão específica de 24,4 L/(s.ha).

As medidas de controle de inundações tem por objetivo minimizar, corrigir e/ou prevenir os danos decorrentes de enchentes. Essas medidas podem ser classificadas em dois grupos: estruturais e não estruturais. As soluções estruturais se caracterizam pela construção de obras de engenharia destinadas a reduzir os impactos das inundações. Em contrapartida, as medidas não estruturais são aquelas que procuram minimizar as consequências das inundações por meio da introdução de normas, regulamentos e programas, adaptando as populações de regiões sujeitas a enchentes para melhor conviverem com o fenômeno (Canholi, 2005).

### **3.3.1. Medidas Estruturais**

As medidas compensatórias estruturais se caracterizam pela construção de obras hidráulicas para reduzir o risco de enchentes, e são aquelas que mais exibem complexidades em suas execuções, exigindo elevados custos para a sua implementação (Colombo, 2002). Essas medidas são classificadas em intensivas e extensivas. As medidas

intensivas caracterizam-se por agirem no rio, acelerando o escoamento, retardando o fluxo ou desviando o escoamento. Por sua vez, as medidas extensivas agem na bacia e são caracterizadas por pequenos armazenamentos disseminados ao longo da bacia, pela recomposição de cobertura vegetal e pelo controle de erosão do solo (Tucci, 1993 *apud* Colombo, 2002). A Tabela 3.1 apresenta as principais vantagens e desvantagens na utilização de medidas estruturais no controle de inundações.

Tabela 3.1 – Medidas estruturais no controle de inundações (Tucci, 2003 *apud* PMC,2010).

<b>Medida</b>	<b>Principal vantagem</b>	<b>Principal desvantagem</b>	<b>Aplicação</b>
<b>Medidas Extensivas:</b>			
Cobertura vegetal	Redução do pico de cheia	Impraticável para grandes áreas	Pequenas bacias
Controle de perda	Reduz assoreamento	Idem ao anterior	Pequenas bacias
<b>Medidas Intensivas:</b>			
Diques e polders	Alto grau de proteção de uma área	Danos significativos caso falhe	Grandes rios
<i>Melhoria do canal:</i>			
Redução da rugosidade por desobstrução	Aumento da vazão com pouco investimento	Efeito localizado	Pequenos rios
Corte de meandro	Amplia a área protegida e acelera o escoamento	Impacto negativo em rio com fundo aluvionar	Área de inundação estreita
<i>Reservatórios:</i>			
Todos os reservatórios	Controle a jusante	Localização difícil	Bacias intermediárias
Reservatórios com comportas	Mais eficiente com o mesmo volume	Vulnerável a erros humanos	Projetos de usos múltiplos
Reservatórios para cheias	Operação com o mínimo de perdas	Custo não partilhado	Restrito ao controle de enchentes
<i>Mudança de canal:</i>			
Caminho da cheia	Amortecimento de volume	Depende da topografia	Grandes bacias
Desvios	Reduz vazão do canal principal	Idem ao anterior	Bacias médias e grandes

Apesar de as medidas estruturais serem essenciais para a solução da maioria dos problemas de inundações urbanas, elas não compreendem por si só soluções eficazes e sustentáveis de todos os problemas relacionados à drenagem urbana. É necessário se ter uma visão mais integrada do meio ambiente urbano e das relações entre os sistemas que o compõem para a obtenção das melhores soluções (Barbosa, 2006).

### 3.3.2. Medidas Não Estruturais

As medidas não estruturais tem por objetivo disciplinar a ocupação territorial, o comportamento de consumo das pessoas e as atividades econômicas, defendendo em sua concepção a melhor convivência da população com as cheias (Canholi, 2005; Barbosa, 2006).

Segundo Tucci (1993) *apud* Colombo (2002), tanto as medidas estruturais como as não estruturais não são projetadas visando dar uma proteção completa, pois isso demandaria uma proteção contra a maior inundação possível, o que é física e economicamente inviável.

As medidas estruturais podem dar uma falsa sensação de segurança, permitindo o aumento da ocupação de áreas ribeirinhas, que futuramente podem resultar em danos significativos. As medidas não estruturais, juntamente com as anteriores ou não, são capazes de, com menores custos, minimizar de forma significativa os prejuízos (Colombo, 2002).

Segundo Canholi (2005), as soluções não estruturais podem ser agrupadas em: ações de regulamentação do uso e ocupação do solo; educação ambiental voltada ao controle da poluição difusa, erosão e lixo; seguro-enchente; e sistemas de alerta e previsão de inundações.

As ações de regulamentação do uso e ocupação do solo permitem planejar as áreas a serem desenvolvidas, por meio do zoneamento, e o controle das áreas já loteadas, evitando, dessa maneira, a ocupação sem prevenção e previsão (Barbosa, 2006). A partir da delimitação das áreas sujeitas a inundações em função do risco, pode-se definir o zoneamento e a respectiva regulamentação para a construção, ou ainda para eventuais obras de proteção individuais a serem incluídas nas construções já existentes, tais como a instalação de comportas, portas-estanques, etc. Certas áreas podem, também, sofrer desapropriação, destinando-as a praças, parques, estacionamentos, entre outros. Já os seguros-enchentes são uma proteção econômica contra enchentes e podem ser definidos por meio da determinação dos riscos associados às inundações, diminuindo, assim, os prejuízos individuais causados pelo fenômeno (Canholi, 2005).

A conscientização da população sobre os efeitos negativos da impermeabilização do solo urbano, campanhas contra o lançamento de lixo em corpos d'água e sobre as alternativas

para detenção de escoamento superficial, entre outros, integram a atividade de educação ambiental, que produzirá resultados positivos a médio e longo prazo (PMC, 2010).

Os sistemas de alerta e previsão de inundações tem por objetivo evitar o fator surpresa, que por vezes provoca grandes prejuízos e perdas. Esse sistema facilita as ações preventivas de isolamento e retirada de pessoas e bens das áreas sujeitas a enchentes, assim como permite a adoção de desvios de tráfego (Canholi, 2005).

### **3.4. TÉCNICAS COMPENSATÓRIAS OU SISTEMAS ALTERNATIVOS DE DRENAGEM URBANA**

Com a intensificação da urbanização, observada ao longo da segunda metade do século XX, as limitações quanto à eficácia dos sistemas clássicos de drenagem começaram a ser evidenciadas. Dentre os principais problemas relacionados ao sistema clássico de drenagem urbana estão a rápida transferência das águas de drenagem pluvial para jusante, transferindo, dessa forma, os problemas de inundação; necessidade de novas obras de drenagem a jusante, tais como substituição de condutos antigos por novos de maior diâmetro, aumento da seção transversal de canais naturais, etc.; falsa sensação de segurança, que promove a ocupação das áreas ribeirinhas; e a não contemplação dos problemas de qualidade de água, gerando deposição de sedimentos no interior do sistema de drenagem e contribuindo para a piora da qualidade dos cursos d'água (Baptista *et al.*, 2005).

Dentro desse contexto, surge, então, o conceito de tecnologias alternativas ou compensatórias de drenagem, que tem por objetivo compensar os efeitos da urbanização sobre os processos hidrológicos, com benefícios para a qualidade de vida e preservação ambiental. Esta compensação é efetuada por meio do controle da produção de excedentes de água decorrentes da impermeabilização e evitando-se a sua rápida transferência para jusante (Baptista *et al.*, 2005).

A adoção de sistemas compensatórios depende de diversos fatores relacionados às características hidrológicas locais, ao seu efetivo impacto sobre os processos hidrológicos

na bacia, à sua integração com o planejamento urbanístico, aos custos de implantação e manutenção, entre outros (Nascimento *et al.*, 1997 *apud* Brito, 2006).

Dentre as soluções mais adotadas, tem-se as bacias ou reservatórios de detenção, as estruturas para armazenamento temporário, os pavimentos porosos, as estruturas que favorecem a infiltração e a percolação, tais como poços, trincheiras, valas, etc., as canalizações de cursos d'água com técnicas que favorecem o escoamento lento ou a detenção temporária das águas, e o tratamento de fundos de vale (Baptista *et al.*, 2005).

Apesar de o tipo de urbanização adotado em Brasília ser favorável à implantação de medidas de controle do tipo compensatória, tais como reservatórios de detenção/retenção e medidas de controle na fonte, são encontradas poucas destas estruturas implementadas na cidade (SO/DF, 2008a).

As técnicas compensatórias estruturais podem ser classificadas em três grupos quanto à sua posição de implantação (Baptista *et al.*, 2005):

- Técnicas de controle na fonte: são implantadas junto a parcelas ou pequenos conjuntos de parcelas, associadas a pequenas superfícies de drenagem. Os poços de infiltração, as valas e as valetas de armazenamento ou infiltração, os micro reservatórios individuais e os telhados armazenadores são exemplos desse grupo.
- Técnicas lineares: são usualmente implantadas junto aos sistemas viários, como pátios, estacionamentos e arruamentos. Estão enquadrados nesse grupo os pavimentos porosos, dotados ou não de dispositivos de infiltração, as valas de detenção e/ou infiltração, as trincheiras de infiltração, etc.
- Técnicas de controle centralizado: são técnicas usualmente associadas a áreas de drenagem de maior porte. Exemplos desse grupo são as bacias de detenção, retenção e infiltração.

As técnicas compensatórias fundamentam-se no armazenamento e na infiltração das águas pluviais, visando o rearranjo temporal das vazões e, eventualmente, a diminuição dos volumes escoados. Pode-se, por meio dessas técnicas, reduzir a probabilidade de inundações e possibilitar ganhos na qualidade da água pluvial (Baptista *et al.*, 2005).

O controle da poluição por meio do armazenamento em dispositivos de armazenamento se dá, principalmente, pelo princípio do controle na fonte, responsável por evitar a lixiviação da água por superfícies urbanas, e reduzindo assim a quantidade de poluentes carregadas por ela; e pela natureza fortemente particular e decantável da poluição de origem pluvial, facilitando o processo de decantação que ocorre nos dispositivos de armazenamento. Além disso, o armazenamento permite a redução da energia cinética do escoamento e a restituição a jusante de maneira controlada (Baptista *et al.*, 2005).

A infiltração corresponde ao processo de penetração da água no solo, devido a uma modificação das condições de pressão e teor de umidade, à superfície do solo, quando este entre em contato com a água. No processo de infiltração, o solo desempenha um importante papel de filtro, contribuindo, assim, para a melhora da qualidade da água pluvial (Baptista *et al.*, 2005).

A seguir, serão apresentadas algumas técnicas compensatórias em drenagem urbana, seus princípios básicos, vantagens e desvantagens.

#### **3.4.1. Bacias de Detenção e de Retenção**

As bacias de detenção são estruturas com a finalidade de estocar temporariamente e/ou de infiltrar as águas pluviais. São utilizadas para atender três principais funções que estão diretamente relacionadas com a drenagem urbana de águas pluviais, são elas (Baptista *et al.*, 2005):

- O amortecimento de cheias geradas em contexto urbano como forma de controle de inundações;
- A eventual redução de volumes de escoamento superficial, nos casos de bacias de infiltração; e
- A redução da poluição difusa de origem pluvial em contexto urbano.

De acordo com STU e Agences de l'eau (1994) *apud* Castro (2002), as bacias de detenção podem ser classificadas, quanto à forma, em bacias a céu aberto e bacias subterrâneas ou cobertas. As bacias a céu aberto, por sua vez, são divididas em bacias com água, quando apresentam um espelho d'água permanente; bacias secas, que armazenam água apenas durante o eventos de precipitação; e bacias de zonas úmidas, que utilizam áreas não

ocupadas naturalmente inundáveis. Já as bacias subterrâneas ou cobertas são tipicamente empregadas em zonas densamente ocupadas onde não há espaço para a implantação de bacias a céu aberto.

O principal objetivo das bacias de retenção é a proteção contra inundações. Entretanto, outras vantagens e inconvenientes podem ser percebidos na utilização dessa medida de controle. A Tabela 3.2 apresenta essas vantagens e desvantagens do emprego de bacias de retenção.

Tabela 3.2 – Vantagens e desvantagens da utilização de bacias de retenção (baseado em Certu, 1998 *apud* Castro, 2002).

<b>Vantagens</b>	<b>Desvantagens</b>
Efeito paisagístico, com criação de áreas verdes em meio urbano;	Riscos à segurança dos moradores às suas margens;
Criação de áreas de lazer, para desempenho de atividades náuticas e de pesca, nos casos de bacias com água;	Ocupação de grandes áreas;
Armazenamento de volumes de água que podem ser utilizados para outros fins (reserva para incêndio ou irrigação de jardins);	Nos casos de bacias de infiltração, risco de poluição do aquífero;
Ganho com a recarga de aquífero e a não necessidade de exutório, no caso de bacias de infiltração;	Risco de proliferação de insetos e doenças veiculadas por eles nas áreas próximas à da bacia.
No caso de bacias secas, utilização da área para a prática de esportes;	
As bacias podem servir como reserva ecológica, preservando uma fauna e flora diversificada;	
Aspecto positivo quanto à qualidade da água, possibilitando a decantação de sólidos.	

As Figuras 3.3 e 3.4, a seguir, ilustram reservatórios de retenção coberto e aberto, respectivamente.



Figura 3.3 - Exemplo de reservatório de detenção coberto.



Figura 3.4 – Bacia de detenção aberta na Avenida Polônia, Porto Alegre.

Pode-se fazer uma diferenciação entre as bacias de retenção e detenção. As primeiras tem por função principal a redução da poluição difusa de origem pluvial e, por esse motivo, mantêm a água de escoamento retida por um período de tempo maior. Já as bacias de detenção visam, primordialmente, o controle de inundações, sendo a redução de cargas poluentes um objetivo secundário. Por essa razão, o armazenamento de água nesse segundo tipo de bacia é realizado em um período de tempo mais reduzido (Baptista *et al.*, 2005).

#### 3.4.2. Trincheiras

As trincheiras são técnicas compensatórias lineares, que tem por objetivo recolher as águas pluviais, favorecendo a infiltração e/ou o armazenamento temporário. As trincheiras apresentam largura e profundidade reduzidas se comparadas às suas dimensões longitudinais, podendo ser utilizadas em canteiros centrais e passeios, ao longo do sistema viário, ou ainda junto a estacionamentos, jardins e em áreas verdes em geral (Baptista *et al.*, 2005). A Figura 3.5 apresenta um exemplo de utilização de uma trincheira de infiltração.

As trincheiras podem ser divididas em dois tipos quanto à forma de evacuação das águas captadas (Baptista *et al.*, 2005):

- Trincheiras de infiltração: nas quais a evacuação se dá por infiltração no solo, por meio de sua base e paredes laterais. Nesse tipo de trincheira, é possível obter a redução dos volumes escoados superficialmente e o rearranjo temporal das vazões escoadas; e
- Trincheiras de detenção: quando a evacuação das águas pluviais se dá por simples descarga no meio natural, a jusante, ou por meio de dispositivo de deságue, com

controle de vazão, no sistema de drenagem. A principal finalidade dessa configuração é simplesmente o rearranjo temporal das vazões escoadas.

A Figura 3.5 apresenta um exemplo de utilização de trincheira de infiltração.



Figura 3.5 - Trincheira de infiltração ao longo de calçada em área comercial em Lyon, França (Souza, 2002).

A utilização de trincheiras proporciona diversos benefícios, ao passo que também apresenta certos inconvenientes e dificuldades. A Tabela 3.3, a seguir, apresenta as vantagens e desvantagens do emprego de trincheiras.

Tabela 3.3 – Vantagens e desvantagens da utilização de trincheiras (baseado em Castro, 2002 e Baptista et al., 2005).

<b>Vantagens</b>	<b>Desvantagens</b>
Redução das vazões de pico escoadas a jusante; Ganho financeiro, com a redução das dimensões das tubulações a jusante; Fácil construção; Podem ser utilizados diversos tipos de material, de acordo com a disponibilidade e o projeto; Grande facilidade de integração com o meio urbano, ocupando pequenos espaços; Ganho ambiental com a recarga do lençol freático e a melhoria da qualidade das águas de origem pluvial, no caso das trincheiras de infiltração.	Necessidade de manutenção periódica; Restrições de eficiência quando utilizadas em áreas de forte declividade; Risco de poluição do lençol, no caso de trincheiras de infiltração; Possibilidade de colmatação.

### 3.4.3. Valas, Valetas e Planos de Detenção e Infiltração

As valas, valetas e planos de infiltração e detenção são técnicas compensatória constituídas por depressões escavadas no solo com o objetivo de recolher águas pluviais e efetuar o seu armazenamento temporário, podendo, eventualmente, favorecer sua infiltração.

A depender da relação entre as dimensões longitudinais e transversais das depressões, tem-se a diferenciação entre as valas ou valetas e os planos. As valas e valetas são caracterizadas por possuírem dimensões longitudinais significativamente maiores que suas dimensões transversais, sendo as valetas associadas a estruturas de pequena seção transversal. Já os planos apresentam dimensões longitudinais não muito maiores do que as transversais e profundidades reduzidas. Todas as três estruturas apresentadas possuem a função de armazenamento temporário de águas pluviais, sendo portanto denominadas valas, valetas e planos de detenção. Quando essas estruturas incorporam a função de promover a infiltração, elas são denominadas de valas, valetas e planos de infiltração (Baptista *et al.*, 2005).

Assim como as trincheiras, as técnicas compensatórias aqui descritas são muito versáteis, podendo ser empregadas ao longo dos sistemas viários, jardins e áreas verdes em geral. As Figuras 3.6 e 3.7 ilustram exemplos de vala de infiltração e valeta de detenção, respectivamente.



Figura 3.6 - Exemplo de vala de infiltração (Certu, 1998 *apud* Brito, 2006).



Figura 3.7 - Exemplo de valeta de detenção em Bordeaux, França (Baptista, 2009).

Os ganhos com a utilização das valas, valetas e planos estão relacionados à detenção temporária das águas, gerando um amortecimento das vazões afluentes e o rearranjo temporal dos hidrograma. Quando for o caso, a evapotranspiração e a infiltração provocam

a redução do volume de escoamento superficial (Baptista *et al.*, 2005). A Tabela 3.4, a seguir, apresenta outras vantagens e desvantagens do emprego das valas, valetas e planos, além do controle do escoamento.

Tabela 3.4 – Vantagens e desvantagens da utilização de valas, valetas e planos de infiltração e retenção (baseado em Castro, 2002 e Baptista *et al.*, 2005).

<b>Vantagens</b>	<b>Desvantagens</b>
Baixo custo de construção e manutenção; Ganho financeiro, com a redução das dimensões das tubulações a jusante; Ganhos paisagísticos, com a possibilidade de plena integração da estrutura ao projeto paisagístico, resultando em valorização do espaço urbano; Ganho ambiental com a recarga do lençol freático e a melhoria da qualidade das águas de origem pluvial, no caso das valas, valetas e planos de infiltração.	Necessidade de manutenção periódica; Restrições de eficiência quando utilizadas em áreas de forte declividade; Risco de poluição do lençol, no caso de trincheiras de infiltração; Possibilidade de estagnação das águas, com severas implicações sanitárias;

#### 3.4.4. Pavimentos Permeáveis

Os pavimentos permeáveis são dispositivos hidráulicos que permitem a redução do escoamento superficial em passeios, estacionamentos, quadras de esporte, entre outros.

Existem diferentes tipos de pavimento com funções compensatórias em drenagem pluvial, são eles (Baptista *et al.*, 2005):

- Pavimentos com revestimentos permeáveis: permitem o acesso das águas pluviais às camadas inferiores do pavimento, efetuando uma ligeira redução do escoamento superficial;
- Pavimentos porosos de retenção: funcionam como um reservatório temporário de águas pluviais, com evacuação localizada e sem apresentar funções de infiltração. Podem ser subdivididos em:
  - ✓ Pavimentos porosos de retenção com injeção direta – quando apresentam revestimentos permeáveis;
  - ✓ Pavimentos porosos de retenção com injeção localizada – quando apresentam revestimentos impermeáveis.
- Pavimentos porosos de infiltração: exercem duas funções distintas, a reserva temporária e a infiltração das águas pluviais, sendo subdivididos em:

- ✓ Pavimentos porosos de infiltração com injeção distribuída – quando possuem revestimentos permeáveis. A Figura 3.8 apresenta um esquema desse tipo de pavimento;
- ✓ Pavimentos porosos de infiltração com injeção localizada – quando possuem revestimentos impermeáveis. A Figura 3.9 ilustra o funcionamento de pavimentos porosos de infiltração com injeção localizada.

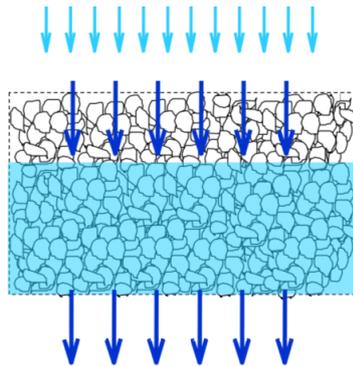


Figura 3.8 - Pavimento poroso de infiltração com injeção distribuída (Baptista, 2009).

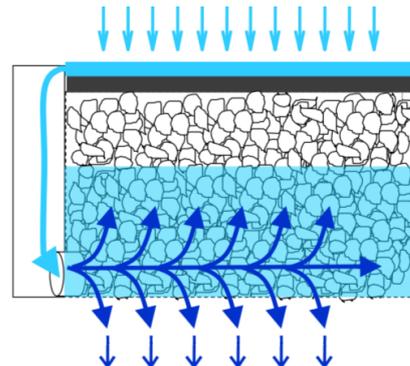


Figura 3.9 - Pavimento poroso de infiltração com injeção localizada (Baptista, 2009).

Quanto à camada superficial dos pavimentos, o revestimento pode ser impermeável, no caso de pavimentos clássicos, construídos em asfalto ou concreto, semipermeável, em paralelepípedo, calçamento poliédrico ou blocos de concreto, e, por fim, permeável, em asfalto poroso e blocos de concreto vazados. Já o corpo do pavimento não difere substancialmente dos pavimentos clássicos, sendo, na maioria das vezes, constituído por brita e ligante (Baptista *et al.*, 2005). A Figura 3.10, a seguir, ilustra um exemplo de pavimento permeável.



Figura 3.10 – Exemplo de pavimento permeável (CETE DU SUD-OUEST, 2003 *apud* Brito, 2006).

A Tabela 3.5 apresenta as vantagens e desvantagens da utilização de pavimentos permeáveis como estruturas de controle de inundações.

Tabela 3.5 – Vantagens e desvantagens da utilização de pavimentos permeáveis (baseado em Castro, 2002 e Baptista et al., 2005).

<b>Vantagens</b>	<b>Desvantagens</b>
<p>Redução das vazões de pico, por meio do armazenamento temporário;</p> <p>Ganho financeiro com a redução das dimensões das tubulações a jusante;</p> <p>No caso de revestimentos permeáveis, ganhos em termos de circulação viária, com melhoria da segurança e conforto (redução da formação de poças, melhoria da aderência, com redução do risco de aquaplanagem, redução do ruído de circulação);</p> <p>No caso dos pavimentos porosos de infiltração, ganhos ambientais, com a recarga do lençol freático e melhoria da qualidade das águas, devido à infiltração no corpo do pavimento.</p>	<p>Necessidade de manutenção periódica;</p> <p>Risco de colmatação, nos casos de pavimentos com possibilidade de infiltração;</p> <p>Risco de poluição do lençol, nos locais onde ocorre infiltração;</p> <p>Relativa fragilidade da estrutura dos pavimentos permeáveis e porosos em áreas sujeitas a esforços de cisalhamento significativos (curvas e zonas de manobra).</p>

### **3.4.5. Poços de Infiltração**

Os poços integram as técnicas compensatórias localizadas, que são caracterizadas por apresentarem flexibilidade de implantação, podendo ser realizadas à medida que o desenvolvimento urbano ocorre, e baixos custos, não necessariamente requerendo investimento público. Além disso, as técnicas compensatórias localizadas distribuem-se de maneira difusa na bacia hidrográfica, fazendo com que a coleta das águas escoadas também seja difusa, e possibilitando economia em redes de drenagem (Baptista *et al.*, 2005).

Os poços são dispositivos pontuais com pequena ocupação de área superficial, e tem por objetivo evacuar águas pluviais diretamente no subsolo, por meio de infiltração. Segundo Azzout *et al.* (1996) *apud* Castro (2002), uma das características mais importantes dos poços de infiltração corresponde ao fato de essa técnica poder ser aplicada em regiões onde o solo superficial tem pouca permeabilidade, mas que apresentam capacidades significativas de infiltração nas camadas mais profundas.

A Tabela 3.6 apresenta as vantagens e desvantagens do emprego de poços de infiltração no controle de inundações.

Tabela 3.6 – Vantagens e desvantagens da utilização de poços de infiltração (baseado em Castro, 2002 e Baptista et al., 2005).

<b>Vantagens</b>	<b>Desvantagens</b>
<p>Redução tanto das vazões de pico como dos volumes de água que vão para a rede clássica de drenagem;</p> <p>Contribuição para a alimentação da vegetação circundante e do lençol freático;</p> <p>Boa integração no ambiente urbano, devido a pequena ocupação de espaço e sua discrição;</p> <p>Não há restrições em função da topografia.</p>	<p>Necessidade de manutenção periódica;</p> <p>Risco de colmatação;</p> <p>Risco de poluição do lençol subterrâneo;</p>

A Figura 3.11, a seguir, esquematiza um poço de infiltração com introdução de água por escoamento direto (modo difuso). Já a Figura 3.12 ilustra a integração de um poço a uma área de lazer infantil na região de Lyon, França.

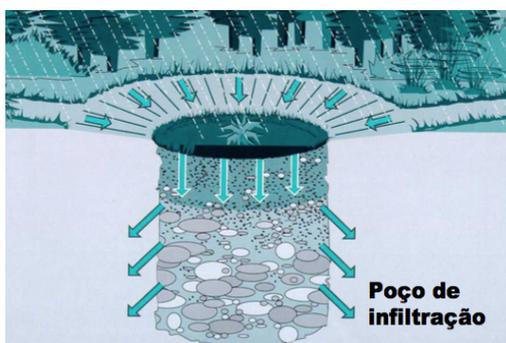


Figura 3.11 – Esquema de poço de infiltração (Baptista, 2009).



Figura 3.12 – Poço integrado a uma área de lazer infantil na região de Lyon, França (Baptista, 2009).

### 3.4.6. Telhados Armazenadores

Assim como os poços de infiltração, os telhados armazenadores fazem parte das técnicas compensatórias localizadas. Os telhados armazenadores permitem minimizar os efeitos da impermeabilização sobre o escoamento por meio do armazenamento provisório das águas pluviais, restituindo uma vazão amortecida à rede de água pluvial ou a um outro exutório (Baptista *et al.*, 2005).

Essa técnica pode ser utilizada em telhados planos ou dotados de ligeira declividade, com esta variando de 0,1% a 5,0% (Azzout *et al*, 1996 *apud* Castro 2002). Podem ser empregados telhados vegetalizados, com compartimentos ou ainda com britas ou seixos, conforme as Figuras 3.13, 3.14 e 3.15, respectivamente. As principais vantagens e desvantagens do emprego dessa técnica encontram-se resumidas na Tabela 3.7.



Figura 3.13 - Telhado vegetalizado (Baptista, 2009).

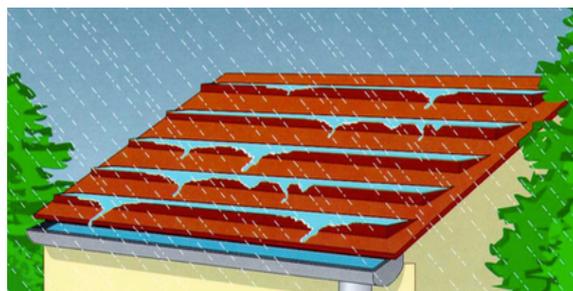


Figura 3.14 - Esquema de telhado com a presença de compartimentos (Baptista, 2009).

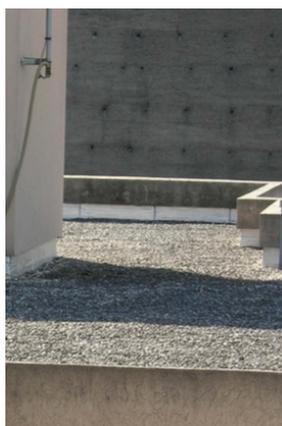


Figura 3.15 - Cobertura de telhado com seixos (Baptista, 2009).

Tabela 3.7 – Vantagens e desvantagens da utilização de telhados armazenadores (baseado em Castro, 2002 e Baptista *et al.*, 2005).

<b>Vantagens</b>	<b>Desvantagens</b>
Redução da vazão escoada a jusante; Ganho financeiro, com a redução das dimensões das tubulações a jusante; Não necessita de espaço fundiário suplementar; Boa integração aos projetos arquitetônicos e urbanísticos; Não necessita de muitos investimentos; Não há diferenças técnicas na construção em relação aos telhados convencionais.	Necessidade de manutenção periódica; Necessidade de cálculos de estabilidade para utilização em telhados já existentes;; Dificuldade de utilização em telhados com declividades elevadas; Necessidade de precauções adicionais em relação à estanqueidade.

### 3.4.7. Reservatórios Individuais

O uso dos reservatórios é crescente no Brasil. Além do interesse no controle dos escoamentos, o emprego dessa técnica permite a utilização das águas pluviais para fins de abastecimento de água não destinada ao consumo humano. O motivo dessa restrição está relacionado a razões sanitárias e de saúde pública, uma vez que essa água armazenada não atende aos requisitos de qualidade (Baptista *et al.*, 2005).

A evacuação dos reservatórios pode ser feita por infiltração, descarga na rede pluvial, ou alimentação dos sistemas de utilização, quando este houver. A Tabela 3.8 apresenta as vantagens e os inconvenientes do emprego dessa técnica. A Figura 3.16 ilustra um reservatório individual superficial com recepção direta das águas do telhado.

Tabela 3.8 – Vantagens e desvantagens da utilização de reservatórios individuais (baseado em Baptista *et al.*, 2005).

<b>Vantagens</b>	<b>Desvantagens</b>
Promove o amortecimento de cheias; Permite a utilização das águas pluviais para usos domésticos (irrigação, lavagem de automóveis, instalações sanitárias, etc.); Redução de gastos com água.	Dificuldades de manutenção/controle, devido ao fato de ser uma técnica frequentemente instalada em áreas privativas; No caso de reservatórios com evacuação por descarga na rede pluvial, a conexão a esta rede pode ser cara e trabalhosa; No caso de reservatórios com evacuação por meio de infiltração, há risco de colmatção e poluição do lençol.



Figura 3.16 – Reservatório individual superficial (Baptista, 2009).

### **3.5. STORM WATER MANAGEMENT MODEL - SWMM**

Os modelos hidrológicos são ferramentas que auxiliam na compreensão e representação do comportamento de uma bacia hidrográfica, possibilitando a previsão de condições diferentes das observadas. São utilizados na antecipação de eventos, representando o impacto da urbanização de uma bacia antes mesmo desta ocorrer, o impacto da alteração de um rio, a ocorrência de eventos extremos estaticamente possíveis, dentre outros (Tucci, 1998).

Os modelos utilizados no gerenciamento dos recursos hídricos são classificados em modelos de comportamento, utilizados para descrever o funcionamento do sistema, modelos de otimização, usados para a obtenção das melhores soluções de projeto, e os modelos de planejamento, que buscam soluções hidráulicas, hidrológicas e econômicas como uma caracterização quantitativa das características sócio-econômicas e ambientais do sistema (Tucci, 1998).

O SWMM, desenvolvido pela Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos – EPA, consiste em um dinâmico modelo chuva-vazão utilizado para simular a quantidade e qualidade do escoamento superficial, principalmente em áreas urbanas. Permite a simulação de um evento chuvoso único ou de longo prazo (contínuo).

O componente de escoamento superficial do SWMM opera por meio do conjunto de sub-bacias que recebem precipitação e geram escoamento e cargas de poluentes. O módulo de transporte hidráulico do modelo transporta esse escoamento por meio de um sistema de condutos, canais, dispositivos de armazenamento e tratamento, bombas e elementos de regulação. O transporte do escoamento é governando, no SWMM, pelas equações de Saint Venant, podendo ser escolhido o grau de sofisticação usado na solução das mesmas: fluxo estático, onda cinemática e onda dinâmica (Rossman, 2010).

No SWMM, a infiltração da chuva em áreas permeáveis das sub-bacias pode ser feita por meio de três diferentes modelos: Equação de Horton, Método de Green-Ampt e Método da Curva Número (Rossman, 2010).

O modelo SWMM foi desenvolvido em 1971 (Metcalf and Eddy *et al.*, 1971 *apud* Huber *et al.*, 2005) e tem sofrido diversas atualizações, desde então. É vastamente utilizado para planejamentos, análises e projetos relacionados a escoamento de águas pluviais, esgotos combinados, esgotos sanitários e outros sistemas de drenagem em áreas urbanas, apresentando, também, muitas aplicações em áreas não urbanas (Huber *et al.*, 2005).

De acordo com Huber & Dickison (1992) *apud* Garcia (2005), o modelo SWMM estrutura-se em nove blocos ou módulos, sendo quatro computacionais e cinco de serviços, além do módulo executivo. Os módulos computacionais englobam o módulo Runoff, referente à transformação de chuva em vazão, o módulo Transport, referente ao transporte na rede de drenagem, o módulo Extran, referente à modelação hidrodinâmica em condutos e canais e, por fim, módulo Storage/Treatment, referente ao tratamento da qualidade das águas. A Figura 3.17 apresenta a estrutura dos módulos do SWMM e a inter-relação entre eles.

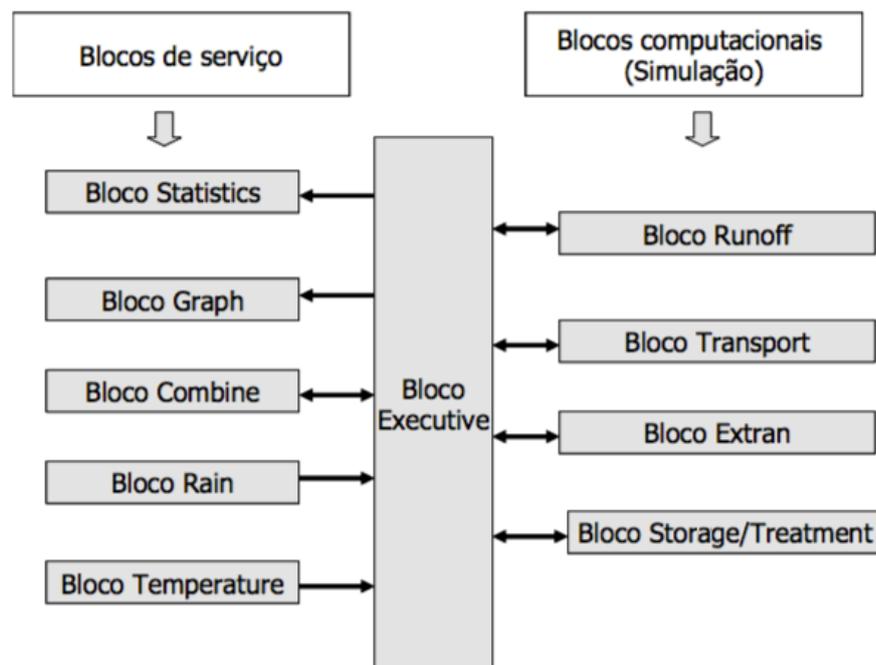


Figura 3.17 – Relação entre os módulos estruturais do SWMM (Huber & Dickison, 1992 *apud* Garcia, 2005).

O SWMM considera diferentes processos hidrológicos que geram escoamento superficial em áreas urbanas, entre eles tem-se: precipitações variáveis no tempo; evaporação de águas paradas; acumulação e degelo da neve; interceptação de precipitações por armazenamento em depressões; infiltração das precipitações em camadas de solo não saturado; percolação

de água infiltrada nos aquíferos; troca de fluxo entre aquíferos e sistemas de drenagem; e, modelagem do fluxo superficial em reservatórios não lineares (Huber *et al.*, 2005).

A variabilidade espacial é obtida, nesses processos, por meio da divisão da área de estudo em um conjunto de sub-bacias, menores e mais homogêneas, cada uma contendo sua própria fração de subáreas permeáveis e impermeáveis. Assim, o fluxo superficial pode ser modelado entre subáreas, sub-bacias ou entre pontos de entrada de um sistema de drenagem (Huber *et al.*, 2005).

O SWMM também possui um conjunto flexível de ferramentas de modelagem hidráulica, utilizadas para conduzir o escoamento superficial e as contribuições externas de vazão pela rede de drenagem urbana. Além de modelar a geração e o transporte de fluxos de escoamento superficial, o SWMM é capaz de estimar a produção de cargas de poluentes associadas a esse escoamento (Huber *et al.*, 2005).

O modelo SWMM tem sido aplicado em diversos estudos de redes de drenagem, tanto de águas residuárias como de águas pluviais. Alguns exemplos de aplicações típicas em sistemas de drenagem pluvial são: concepção e dimensionamento de componentes da rede de drenagem para controle de inundações; dimensionamento de estruturas de retenção e seus acessórios para o controle de inundações e proteção da qualidade da água; e, avaliação da eficácia de medidas alternativas na redução de carreamento de poluentes durante chuvas (Huber *et al.*, 2005).

O SWMM foi escolhido devido ao fato de ser um software livre, que tem código aberto. O modelo também apresenta grande flexibilidade na divisão da bacia e na disposição da rede de drenagem, permitindo uma representação mais próxima da realidade. Além disso, o modelo SWMM apresenta uma ampla documentação, sendo um dos programas mais utilizados no âmbito da drenagem urbana. Nesse sentido, fez-se uma compilação de alguns trabalhos desenvolvidos com a utilização do SWMM, sendo esses apresentados a seguir.

Costa (2013) aplicou o modelo SWMM à sub-bacias do Centro Olímpico, localizada na Bacia Hidrográfica do Lago Paranoá. A calibração realizada apresentou resultados satisfatórios, com valor de NS igual a 0,97. Costa (2013) verificou que o parâmetro mais sensível a alterações foi a porcentagem de área impermeável ( $A_i$ ). Além disso, foi realizada a modelagem de cargas de poluição, sendo escolhidos os parâmetros de DQO

(demanda química de oxigênio) e SS (sólidos suspensos) para a sub-bacia estudada. As simulações para a concentração e carga de DQO apresentaram  $R^2$  equivalente a 0,74 e 0,94, respectivamente. Os resultados simulados da modelagem de SS foram divergentes, o que é explicado pela dinâmica que o uso do solo está sujeito.

O trabalho de Garcia (2005) teve por objetivo avaliar o modelo SWMM na bacia hidrográfica do Arroio Cancela, na cidade de Santa Maria – Rio Grande do Sul (RS), tendo por enfoque a calibração de eventos de cheia e o entendimento dos parâmetros envolvidos na simulação. Utilizou-se dois níveis de discretização da bacia, um mais detalhado e outro mais simplificado. A calibração do modelo para a bacia com discretização detalhada apresentou um coeficiente de correlação (R) médio de 0,95, enquanto que na bacia com discretização simplificada, obteve-se um coeficiente de correlação (R) médio de 0,94. Ambos os resultados para a calibração foram bons. Garcia (2005) concluiu que o modelo SWMM apresentou bons resultados na simulação dos eventos através da calibração de seus parâmetros.

Canholi (2013) realizou um estudo de caso para um empreendimento na Região Metropolitana de São Paulo (RMSP) utilizando o modelo SWMM, levando em consideração as diferentes regulamentações nacionais utilizadas em grandes centros urbanos para o controle do escoamento superficial “in situ”, de forma a verificar suas eficácias sob os pontos de vista técnico, econômico e ambiental. A partir da modelagem de cenários, o autor concluiu que embora a utilização de microreservatórios possibilite o abatimento do pico de cheia na fonte, os resultados não se difundem pela bacia. Além disso, a alteração no uso do solo na área de estudo alterou de maneira significativa os volumes e picos de vazão, sendo o aumento superior a 30% para diversos tempos de retorno.

Faria *et al.* (2014) teve por objetivo simular hidrologicamente a bacia do Córrego Barbado, na cidade de Cuiabá-MT, por meio do modelo SWMM e avaliar as respostas para diferentes cenários de impermeabilização da bacia. A calibração do modelo foi feita manualmente, por tentativa e erro, avaliando os Coeficientes de Determinação ( $R^2$ ) e de Eficácia de Nash e Sutcliffe (COE), além do cálculo do erro da vazão de pico ( $E_p$ ). A análise de sensibilidade realizada identificou a porcentagem de área impermeabilizada como o parâmetro mais sensível no modelo, o que torna importante a obtenção de valores próximos do real. Faria *et al.* (2014) afirmou que o modelo SWMM representou muito

bem a bacia devido aos seus altos valores dos parâmetros de ajustes para os eventos calibrados e validados.

Souza (2014) avaliou os processos hidrológicos, hidráulicos e de qualidade da água nas sub-bacias do Centro Olímpico e do Iate Clube, que estão inseridas na Bacia do Paranoá, utilizando-se, para isso, do monitoramento de vazões e qualidade da água e modelagem matemática por meio do modelo SWMM. Além disso, Souza (2014) analisou cenários de implantação de bacias de retenção, verificando que as bacias localizadas mais a montante das galerias tiveram pouco efeito no escoamento final à jusante da bacia, contribuindo, porém, na melhoria da rede de drenagem ao reduzir a influência no sistema de drenagem localmente. Já as bacias de retenção implantadas mais a jusante das galerias apresentaram reduções entre 10% e 30% do pico do escoamento.

## **4. METODOLOGIA**

### **4.1. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO**

Realizou-se, inicialmente, uma caracterização ambiental da área de estudo. Essa caracterização foi de fundamental importância no processo de obtenção de dados e informações sobre o SHVP, além de contribuir para um maior aprofundamento no conhecimento do setor.

A caracterização da área de estudo foi feita de modo a abordar as variáveis influentes no escoamento e drenagem das águas pluviais e, portanto, indispensáveis para a modelagem no SWMM.

A área foi caracterizada conforme os tipos de solo e relevo. Além disso, foram elaborados dois mapas de uso e ocupação do solo para o SHVP, um para o ano de 1964, quando não havia praticamente nenhuma ocupação da área, e outro para o ano de 2013, período no qual a área já se encontrava muito impermeabilizada. Os mapas de uso e ocupação do solo foram elaborados manualmente na escala 1:3000 por meio do software ArcGIS 10.2.2.

Foi feita, também, uma caracterização da situação atual da drenagem pluvial no setor e uma análise das características do sistema de drenagem urbana proposto pela Novacap.

### **4.2. MODELAGEM MATEMÁTICA**

De forma a avaliar o impacto da urbanização no escoamento superficial e o emprego de medidas compensatórias no SHVP, foram realizadas simulações hidrológicas utilizando o software SWMM por meio do PCSWMM.

O programa computacional PCSWMM foi disponibilizado pela CHI, companhia desenvolvedora do software, em uma versão universitária gratuita, válida por 1 ano.

#### 4.2.1. Base de Dados

Para a construção dos cenários a serem simulados, foi necessária a obtenção de dados para a elaboração da caracterização da área, assim como para o traçado, no PCSWMM, da rede de drenagem pluvial proposta para a região de estudo. Além disso, realizou-se uma pesquisa das estações pluviométricas e fluviométricas próximas ao setor, de forma a obter dados de chuva e vazão para a modelagem, bem como permitir a calibração e verificação do modelo.

Para a geração do Modelo Digital de Elevação (DEM), foram utilizadas curvas de nível espaçadas em 1 metro disponibilizadas pela CODEPLAN. Além disso, foi necessário obter fotografias áreas da região de estudo anteriores à urbanização, de forma a possibilitar a elaboração do mapa de uso e ocupação do solo anterior à urbanização, bem como a comparação do desenvolvimento do setor ao longo dos anos. As fotografias aéreas para diversos anos encontram-se disponíveis na página da SEDHAB, sendo a imagem mais antiga referente ao ano de 1964. Para a elaboração do mapa de uso e ocupação do solo dos demais cenários, foram utilizadas ortofotos de abril de 2013 fornecidas pela Terracap, de resolução espacial de 24 cm.

A definição das categorias de uso e ocupação do solo para a área de estudo foi feita com base nas classes definidas por Ferrigo (2014). As classes identificadas no SHVP estão expostas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Diferentes classes de uso e ocupação do solo (Adaptado: Ferrigo, 2014).

<b>Áreas Urbanizadas Alta Densidade</b>	Áreas de urbanização que apresentam mais de 70% de impermeabilização.
<b>Áreas Urbanizadas Alta/Média Densidade</b>	Áreas de urbanização que apresentam entre 50 e 70% de impermeabilização.
<b>Áreas Urbanizadas Média/Baixa Densidade</b>	Áreas de urbanização que apresentam entre 30 e 50% de impermeabilização.
<b>Áreas Urbanizadas Baixa Densidade</b>	Áreas de urbanização que apresentam menos que 30% de impermeabilização.
<b>Vias Pavimentadas</b>	Rodovias e vias urbanas que apresentam sua superfície de rolamento com pavimento asfáltico ou de concreto.

Tabela 4.1 – Continuação

<b>Vias Não Pavimentadas</b>	Rodovias, vias urbanas e vias rurais que não apresentam pavimento asfáltico ou de concreto.
<b>Áreas Preservadas/Cerrado</b>	Áreas de cerrado e cerradão, de vegetação nativa com predomínio de espécies arbustivas e herbáceas, e vegetação nativa de porte arbóreo apresentando dossel contínuo.
<b>Culturas Anuais/Olericultura</b>	Talhões de plantações de culturas temporárias e de ciclo anual.
<b>Culturas Perenes/Fruticultura</b>	Área de cultura de plantas frutíferas, de ciclo perene.
<b>Mata de Galeria</b>	Áreas de vegetação típica ao longo das linhas de drenagem, localizando-se geralmente nos fundos dos vales, não apresentando caducifolia durante a estação seca e que apresenta uma superposição das copas.
<b>Campo Limpo</b>	Áreas com vegetação predominantemente herbáceo-arbustiva, com arbustos e subarbustos esparsos e algumas árvores.
<b>Áreas Vegetadas</b>	Áreas de vegetação com altura média do estrato arbóreo entre 10 e 30 m, apresentando uma superposição das copas de modo a fornecer cobertura arbórea de 60 a 100%.
<b>Solo Exposto</b>	Áreas com retirada total da cobertura vegetal, incluindo solos em pousio.
<b>Áreas Alagáveis/Campos de Murundus</b>	Áreas predominadas por murundus (pequenas porções mais elevadas com espécies vegetais típicas do cerrado) e a porção rebaixada topograficamente, predominada por uma vegetação graminóide que sofre influência de inundações periódicas.

As informações de pedologia da área de estudo foram obtidas por meio da base de dados SICAD (Sistema Cartográfico do Distrito Federal). A partir da associação entre as informações de pedologia e de uso do solo, foi possível determinar os valores de CN, baseado na tabela de Tucci *et al.*(1993).

Foram identificadas três estações pluviométricas inseridas ou próximas à área de Vicente Pires, são elas: estação pluviométrica do Jockey Club, Vicente Pires Montante e Vicente Pires Jusante. As duas últimas são operadas pela JCTM, porém estão sob a responsabilidade da ADASA, enquanto que a estação do Jockey Club está sob a responsabilidade e operação da CAESB. As informações de localização e a disposição das referidas estações pluviométricas são apresentadas, respectivamente, na Tabela 4.2 e na Figura 4.1.

Tabela 4.2 – Estações pluviométricas próximas ao SHVP.

<b>Código</b>	<b>Nome da Estação</b>	<b>Latitude</b>	<b>Longitude</b>
1547018	Jockey Club	15° 48' 21''	47° 59' 53''
1547074	Vicente Pires - Jusante	15° 51' 27''	47° 58' 39''
1548040	Vicente Pires - Montante	15° 48' 28''	48° 0' 24''

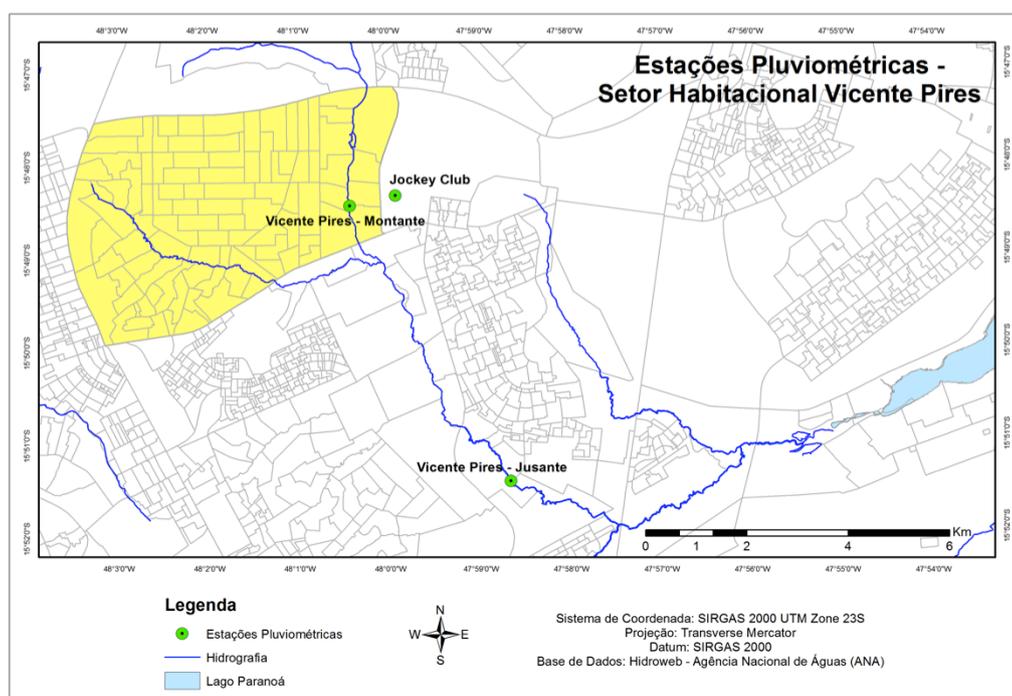


Figura 4.1 – Localização das estações pluviométricas.

Entretanto, para o projeto em questão, não foram realizadas as fases de calibração e verificação do modelo, em virtude da ausência de dados fluviométricos para a região. Optou-se, portanto, pela elaboração de chuvas de projeto seguindo as prerrogativas do Plano Diretor de Drenagem Urbana do Distrito Federal (PDDU) e da Companhia Urbanizadora da Nova Capital (Novacap).

As informações acerca da rede de drenagem proposta para o setor foram fornecidas pela Novacap e foram de fundamental importância para o traçado da rede no modelo PCSWMM, além de terem contribuído para uma melhor compreensão do sistema de drenagem. Os dados fornecidos pela Novacap incluem relatórios técnicos, em formato DOC, plantas apresentando os detalhes da rede de drenagem pluvial, em formato DWG, e arquivos em formato XLS.

#### **4.2.2. Opções de Simulação**

Antes de proceder a simulação dos dados no programa, faz-se necessária a definição de algumas opções no modelo. No que diz respeito aos modelos de processo, selecionou-se as opções correspondentes à Chuva/Vazão e Fluxo. O modelo de infiltração adotado para a modelagem foi o da Curva Número do SCS, em vista da facilidade de obtenção dos dados. Já com relação ao método de transporte, isto é, método de escoamento na rede de drenagem, utilizou-se o modelo da Onda Dinâmica, por esse apresentar uma resolução completa das equações de Saint-Venant e, portanto, possibilitar a modelagem de escoamento variável.

#### **4.2.3. Precipitações de Projeto**

Devido à ausência de dados fluviométricos para a região de estudo, optou-se por realizar um estudo a partir de duas diferentes chuvas de projeto, uma seguindo as diretrizes para o projeto de drenagem proposto pela Novacap, e outra seguindo as recomendações propostas pelo PDDU. Ambas as metodologias aqui apresentadas se utilizaram de relações Intensidade – Duração – Frequência (curvas IDF) para a determinação das precipitações de projeto.

As curvas IDF fornecem a intensidade da precipitação para qualquer duração e período de retorno. A lâmina precipitada é obtida por meio da multiplicação da intensidade obtida por meio da IDF pela sua respectiva duração.

A curva IDF sugerida pela Novacap e utilizada no dimensionamento do sistema de drenagem do SHVP é apresentada na Equação 4.1.

$$I = \frac{21,7 \cdot Tr^{0,16}}{(t + 11)^{0,815}} \quad \text{Equação 4.1}$$

Onde:

I: intensidade da precipitação (mm/min);

Tr: tempo de retorno (anos);

t: duração da chuva (min).

Os valores adotados para o tempo de retorno e duração da chuva foram, respectivamente, de 10 anos e 90 minutos. Além disso, a precipitação de projeto, pela metodologia da Novacap, foi considerada constante ao longo de toda a sua duração. A Figura 4.2 apresenta o hietograma de projeto elaborado com base nas diretrizes da Novacap. Ressalta-se que a discretização da chuva foi de 5 minutos.

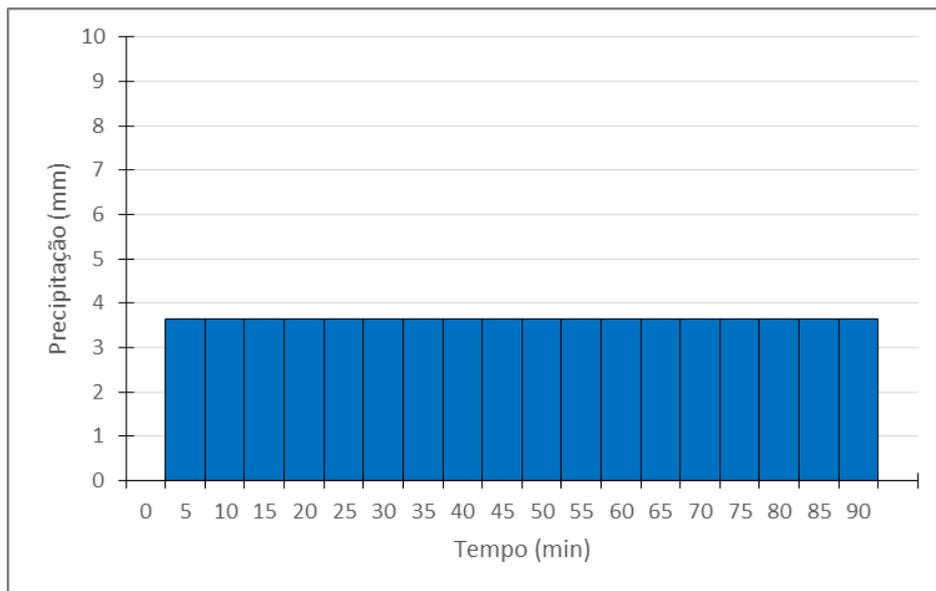


Figura 4.2 – Hietograma de projeto para uma chuva com tempo de retorno igual a 10 anos e tempo de duração de 90 minutos, elaborada a partir da IDF sugerida pela Novacap.

A segunda chuva de projeto elaborada levou em consideração as premissas utilizadas pelo PDDU. Adotou-se, portanto, uma duração do evento de chuva igual a 24 horas, discretizada em intervalo de tempo de 5 minutos. De acordo com o PDDU (SO/DF, 2009), a adoção desse critério possibilita a avaliação dos impactos causados por uma cheia de maior duração, fato importante para verificar o funcionamento de estruturas de amortecimento, como bacias de detenção e reservatórios.

A curva IDF indicada pelo PDDU para uso nos cálculos de drenagem urbana do DF corresponde à Equação 4.2. Utilizou-se o método dos blocos alternados para a ordenação da distribuição temporal do hietograma. A Figura 4.3 apresenta a chuva de projeto elaborada a partir das recomendações do PDDU, considerando, também, um tempo de retorno de 10 anos.

$$I = \frac{1574,70 \cdot Tr^{0,207}}{(t + 11)^{0,884}} \quad \text{Equação 4.2}$$

Onde:

I: intensidade da precipitação (mm/h);

Tr: tempo de retorno (anos);

t: duração da chuva (min).

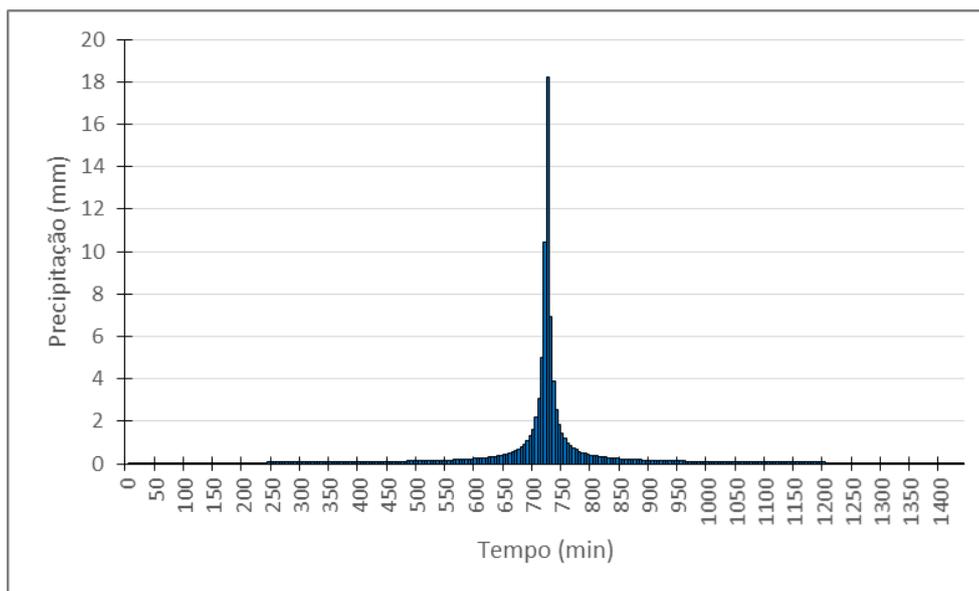


Figura 4.3 – Hietograma de projeto para uma chuva com tempo de retorno igual a 10 anos e tempo de duração de 24 horas, elaborada a partir da IDF sugerida pelo PDDU.

#### 4.2.4. Divisão das Sub-bacias

A área de estudo foi dividida em sub-bacias, que são unidades hidrológicas de terreno cuja topografia e elementos do sistema de drenagem conduzem o escoamento diretamente para um único ponto de descarga. Após a delimitação das sub-bacias, é necessário identificar seus respectivos pontos de saída, podendo esses corresponder aos nós do sistema de drenagem ou a entradas de outras sub-bacias.

As sub-bacias do estudo em questão foram definidas automaticamente pelo software com base no DEM elaborado. Entretanto, o modelo não criou sub-bacias na margem esquerda do córrego Vicente Pires, havendo assim a necessidade de se delimitá-las manualmente. As sub-bacias definidas são apresentadas na Figura 4.4.



Figura 4.4 – Sub-bacias delimitadas no PCSWMM para o SHVP.

#### 4.2.5. Definição do CN

A partir do uso e ocupação do solo para os dois anos em estudo (1964 e 2013) e dos grupos hidrológicos presentes na área do SHVP, foi possível realizar, no software ArcGIS 10.2.2, um cruzamento de informações de forma a se associar um valor de CN a cada polígono com informação de uso e tipo de solo. A partir da tabela de valores de CN elaborada por Tucci (1993), foram definidos os valores de CN para cada uso do solo e seu respectivo grupo hidrológico, conforme apresentando na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Valores de CN adotados.

<b>Usos do Solo</b>	<b>CN – Grupo Hidro. A</b>	<b>CN – Grupo Hidro. D</b>
Urbanização Alta Densidade	98	98
Urbanização Alta/Média Densidade	77	92
Urbanização Média/Baixa Densidade	61	87
Urbanização Baixa Densidade	57	86
Vias Pavimentadas	98	98
Vias Não Pavimentadas	72	89
Fruticultura	64	88
Olericultura	77	94
Mata de Galeria	26	69
Campo Limpo	49	84
Cerrado	46	84
Áreas Vegetadas	36	76
Solo Exposto	68	89
Áreas Alagáveis	85	85

Visto que em uma mesma sub-bacia podem coexistir diferentes tipos e usos do solo e, consequentemente, diferentes valores de CN, no software PCSWMM, o valor desse parâmetro para cada sub-bacia foi obtido por meio de ponderação de área.

#### **4.2.6. Definição dos Cenários**

Foram elaborados cinco distintos cenários de forma a realizar uma comparação quantitativa do escoamento superficial direto gerado na região de estudo e o volume transferido para jusante. Os cenários avaliados encontram-se descritos na Tabela 4.4, a seguir:

Tabela 4.4 – Descrição dos cenários a serem simulados.

<b>Cenário</b>	<b>Código</b>	<b>Descrição</b>
Pré-urbanização	PU	Cenário correspondente à área pré-urbanização, ou seja, com cobertura natural,
Urbanizado sem rede de drenagem urbana	USR	Cenário caracterizado pela ocupação urbana atual da região, porém não sendo considerada a implantação de rede de drenagem pluvial.
Urbanizado com rede de drenagem urbana e sem bacias de detenção	UCRSB	Cenário correspondente à ocupação urbana atual da região com a implementação da rede de drenagem pluvial proposta pela Novacap, porém sem as bacias de detenção previstas no projeto.
Urbanizado com rede de drenagem urbana e com bacias de detenção	UCRCB	Cenário correspondente ao cenário 3 acrescido das bacias de detenção previstas no projeto da Novacap.
Urbanizado com rede de drenagem urbana e com bacias de detenção e retenção	UCRC2B	Cenário caracterizado pela implementação de bacias de retenção à montante das de detenção, de forma a obedecer os critérios definidos pela ADASA. Restringiu-se a aplicação desse cenário apenas para a margem direita do córrego Vicente Pires.

#### **4.2.7. Dimensionamento das Bacias de Retenção**

Por meio da Resolução nº 9, de 08 de abril de 2011, a ADASA estabeleceu que o reservatório de qualidade deverá ser dimensionado pela Equação 4.3, a seguir. Ressalta-se que as bacias de retenção foram dimensionadas apenas para o cenário UCRC2B, ou seja, apenas considerando a margem direita do córrego Vicente Pires. Portanto, os cálculos referem-se somente as bacias presentes nesse cenário, a bacia mais ao norte corresponde à bacia SU24, e a bacia mais ao sul corresponde à bacia SU27. A localização das bacias na área de estudo pode ser visualizada na Figura 5.18, na seção 5.3.

$$V_{qa} = (33,8 + 1,80 \cdot A_i) \cdot A_c \quad \text{Equação 4.3}$$

Onde:

$V_{qa}$ : volume do reservatório ( $m^3$ );

$A_i$ : percentual de área impermeável do terreno;

$A_c$ : área de contribuição do empreendimento (ha).

Além disso, a referida resolução determina a vazão máxima de saída do reservatório de qualidade para o reservatório de quantidade, sendo essa determinada pela Equação 4.4:

$$Q = V_{qa} / 86,4 \quad \text{Equação 4.4}$$

Onde:

$V_{qa}$ : volume do reservatório ( $m^3$ );

$Q$ : vazão de saída (L/s).

Para os valores dos dados de entrada equivalente a  $A_i = 44,67$ ,  $A_c = 241,9$  ha (SU24) e  $A_c = 287,1$  ha (SU27), os volumes das bacias de retenção SU24 e SU27 serão, respectivamente,  $27.624 m^3$  e  $32.786,8 m^3$ . As vazões de saída correspondem a  $319,7$  L/s e  $379,5$  L/s para as bacias SU24 e SU27, respectivamente.

## 5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 5.1. CARACTERIZAÇÃO DO SETOR HABITACIONAL VICENTE PIRES

O Setor Habitacional Vicente Pires (SHVP), com área total de 25,9 km<sup>2</sup>, situa-se na Região Administrativa de mesmo nome (RA-XXX), na unidade hidrográfica do Riacho Fundo, bacia de contribuição do Lago Paranoá. Os principais corpos hídricos locais são os Córregos Samambaia e Vicente Pires. O setor é delimitado a oeste pela poligonal do Taguapark, a sul pela DF 085 (EPTG – Estrada Parque Taguatinga), a leste pela rodovia DF 087 e a norte pela quebra de relevo da vertente da margem direita do córrego Cana do Reino (Geológica, 2008). A Figura 5.1 ilustra a região do SHVP.

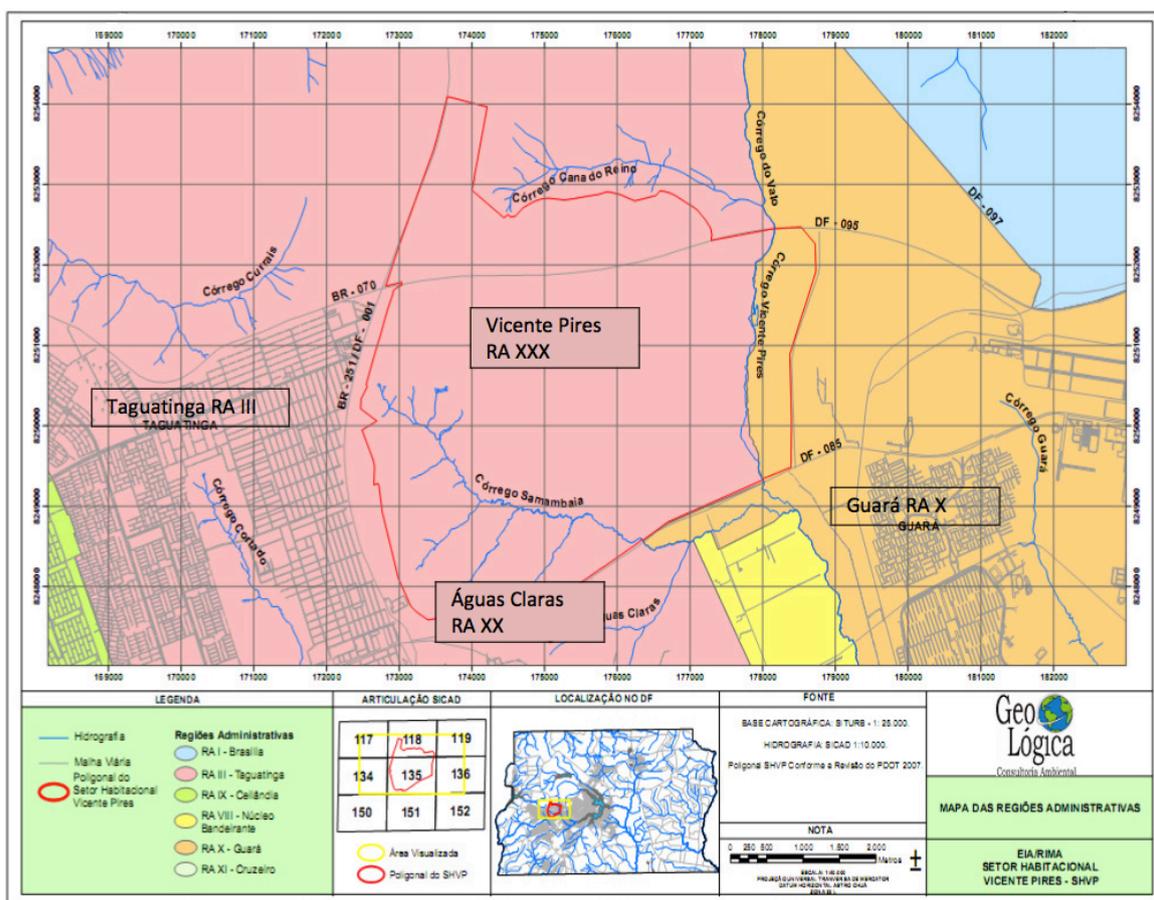


Figura 5.1 – Localização da Região Administrativa Vicente Pires (Alves, 2011).

O SHVP localiza-se nas microbacias dos córregos Samambaia, Vicente Pires, Cabeceira do Valo e Cana do Reino, sendo todos afluentes do Ribeirão Riacho Fundo (Geológica, 2008). Tendo em vista que os córregos de interesse para o trabalho correspondem aos córregos

Vicente Pires e Samambaia, a área de estudo foi delimitada a norte pela DF 095 (Via Estrutural), apresentando uma área de 23,3 km<sup>2</sup>. A Figura 5.2 apresenta a localização da área de estudo e sua posição na Bacia Hidrográfica do Lago Paranoá.

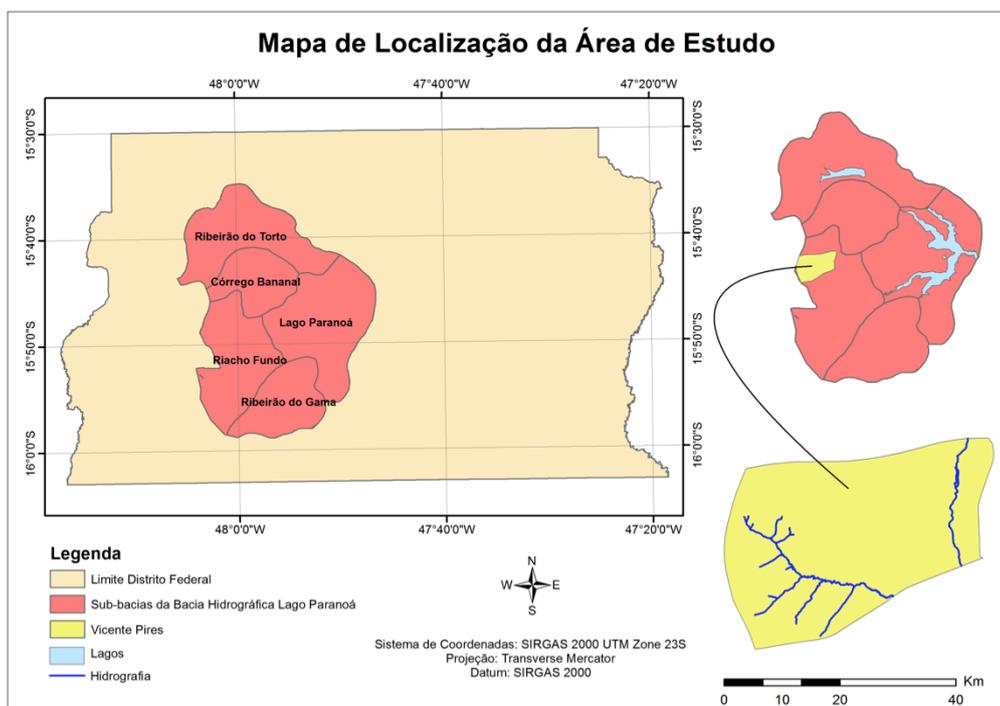


Figura 5.2 – Mapa de localização da área de estudo.

### 5.1.1. Clima

O clima da região de estudo corresponde ao clima do Distrito Federal, que, segundo a classificação de Köppen, é tropical de savana. Esse clima é caracterizado pela concentração da precipitação no verão, entre os meses de outubro e abril. O trimestre mais chuvoso vai de novembro a janeiro, representando 84% do total anual de chuvas, e sendo dezembro o mês de maior precipitação do ano. Já o período seco vai de maio a setembro, e os meses de junho, julho e agosto caracterizam o trimestre mais seco, com apenas 2% do total anual. No Distrito Federal, a precipitação média anual varia entre 1.200 a 1.700mm.

### 5.1.2. Solos

Identificou-se, na região de estudo, 4 diferentes tipos de solo, são eles: Latossolo Vermelho (LE), Latossolo Vermelho-Amarelo (LVA), Cambissolo (C) e Solos Hidromórficos (Hi). A Tabela 5.1, a seguir, apresenta as áreas e as respectivas

porcentagens de cada tipo de solo encontrado na região de Vicente Pires e a Figura 5.3 mostra a distribuição dos solos na região.

Tabela 5.1 – Áreas e respectivas porcentagens de cada tipo de solo.

Código	Tipo de Solo	Área (km <sup>2</sup> )	Área (%)
LE	Latossolo Vermelho	13,07	56,65
LVA	Latossolo Vermelho-Amarelo	0,97	4,20
C	Cambissolo	7,61	32,99
Hi	Solos Hidromórficos	1,42	6,16
<b>Total</b>		<b>23,07</b>	<b>100</b>

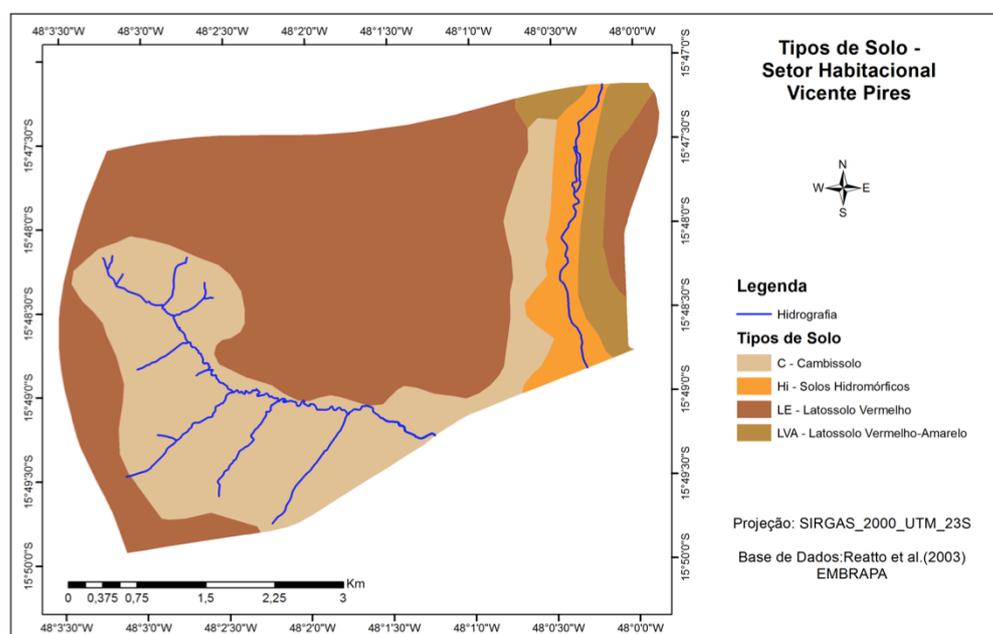


Figura 5.3 – Tipos de solo presentes no SHVP.

Ocupando posição de destaque, o Latossolo Vermelho abrange cerca de 56,7% da área de estudo e está mais concentrado em sua porção central. Caracteriza-se por sua elevada porosidade e permeabilidade e desenvolvimento em regiões planas a suavemente onduladas. A associação mineralógica é representada principalmente por argilominerais do tipo 1:1 (caulinitas e micas), hematita (óxido de ferro), gibbsita (hidróxido de alumínio), goetita (hidróxido de ferro III), e quartzo, conferindo ao solo variação granulométrica que proporciona boa permeabilidade e, portanto, favorece a recarga de aquíferos locais e regionais (Martins *et al.*, 2004; Geológica, 2008).

Em seguida, ocupando aproximadamente 33% da área de estudo, está o Cambissolo, cuja predominância está associada às áreas de relevo inclinado e ondulado e às linhas de drenagem. São solos que deveriam ser destinados à preservação permanente, visto que se encontram em relevos mais íngremes e conferem ao terreno maiores riscos geotécnicos. Nota-se sua presença principalmente junto ao córrego Samambaia e seus afluentes (Martins *et al.*, 2004; Geológica, 2008).

Os solos hidromórficos e o Latossolo Vermelho-Amarelo ocupam cerca de 6,7 e 4,2% da área de estudo, respectivamente. Os solos hidromórficos ocupam geralmente as depressões da paisagem, sujeitas a inundações, e podem ser classificados em mal drenado ou muito mal drenado, ocorrendo, com frequência, espessa camada escura de matéria orgânica mal decomposta sobre uma camada acinzentada resultante de ambiente de oxirredução (Martins *et al.*, 2004). O Latossolo Vermelho-Amarelo é um solo de perfil profundo, residual e fertilidade natural baixa, diferenciando-se do Latossolo Vermelho por apresentar menor teor de hematita, o que confere a ele uma cor mais amarelada. Devido ao alto grau de floculação das partículas de argila promovido pelo elevado teor de óxidos de ferro e alumínio presentes, este tipo de solo apresenta uma alta taxa de infiltração mesmo quando argiloso (Geológica, 2008).

Com relação aos grupos hidrológicos, verificou-se a presença de solos do grupos A e D na região. Enquanto os solos pertencentes ao grupo A são caracterizados pela baixa produção de escoamento superficial e elevada infiltração, os solos do grupo D apresentam baixa capacidade de infiltração e geram, portanto, uma maior proporção de escoamento superficial. Na Figura 5.4 está o mapa da localização dos grupos hidrológicos identificados na região de estudo. Percebe-se que o grupo A é formado pelos Latossolos Vermelho e Vermelho-Amarelo, e o grupo D pelo Cambissolo e solos hidromórficos.

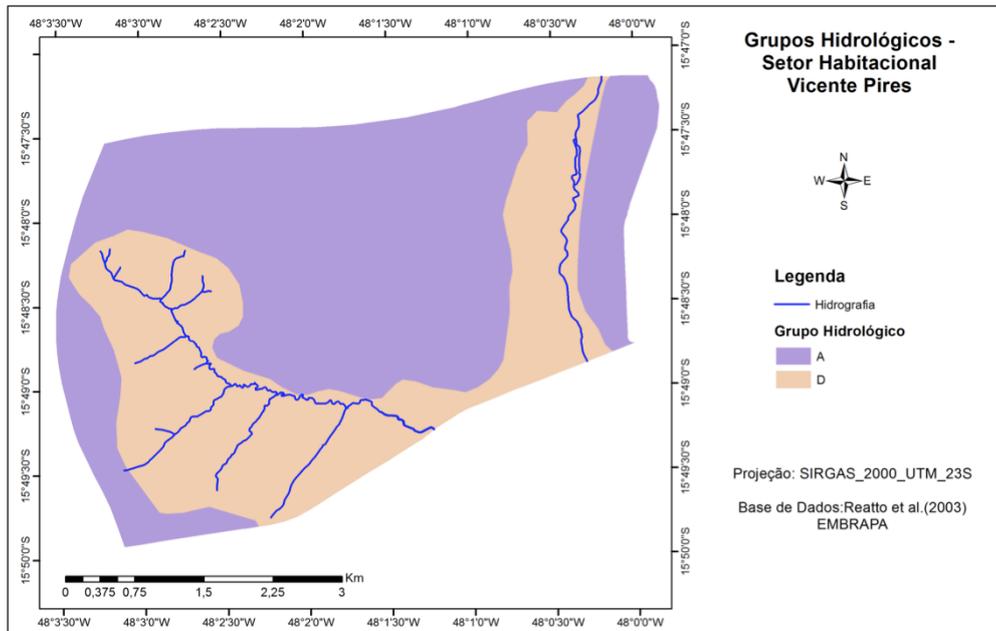


Figura 5.4 – Grupos hidrológicos presentes no SHVP.

### 5.1.3. Relevo

O modelo digital de elevação da área de estudo foi gerado a partir de curvas de nível espaçadas de 1 em 1 metro disponibilizadas pela CODEPLAN. A elaboração do DEM foi feita por meio do software de geoprocessamento ArcGIS 10.2.2, utilizando a extensão 3D Analyst. A Figura 5.5 apresenta o DEM obtido. Percebe-se que a altitude máxima da área é de 1245 m e a mínima de 1069 m.

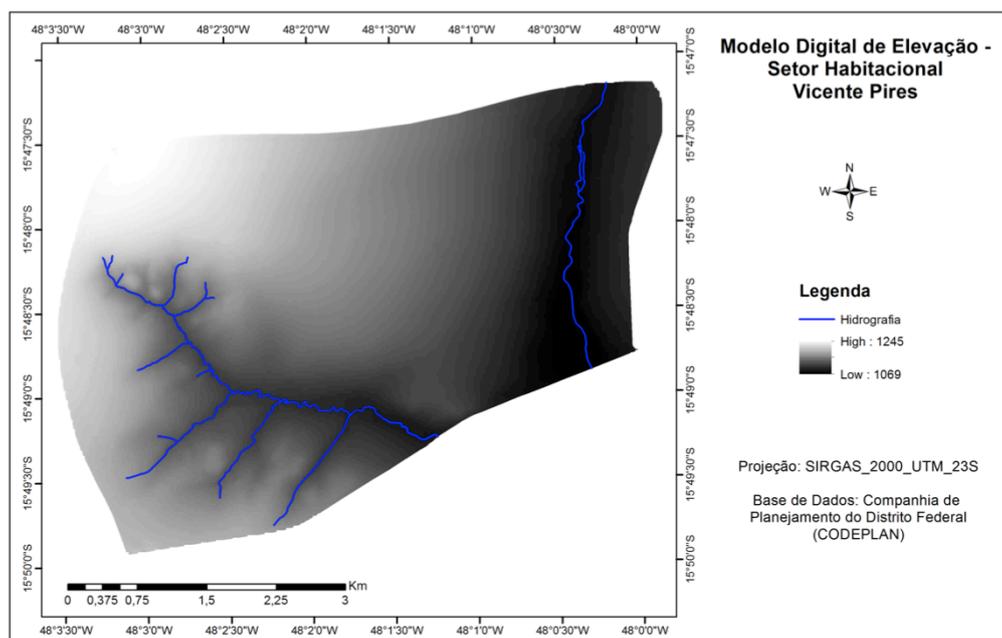


Figura 5.5 – Modelo digital de elevação para o SHVP.

A partir do modelo digital de elevação criado, elaborou-se o mapa de declividade para a área de Vicente Pires em estudo. A declividade foi dividida em 5 classes, de acordo com a classificação de Uberti *et al.* (1991), sendo elas: plano (0 a 3%), suavemente ondulado (3 a 8%), ondulado (8 a 20%), fortemente ondulado (20 a 45%), montanhoso e escarpado (acima de 45%). O mapa de declividade e as classes de relevo do SHVP são apresentadas na Figura 5.6.

Nota-se que, na região Centro-Norte do setor, o relevo é plano a suavemente ondulado, com declividades, em grande parte, inferiores a 10%. Já na área correspondente à colônia agrícola Samambaia, o relevo torna-se mais inclinado, com declividades superiores a 30%.

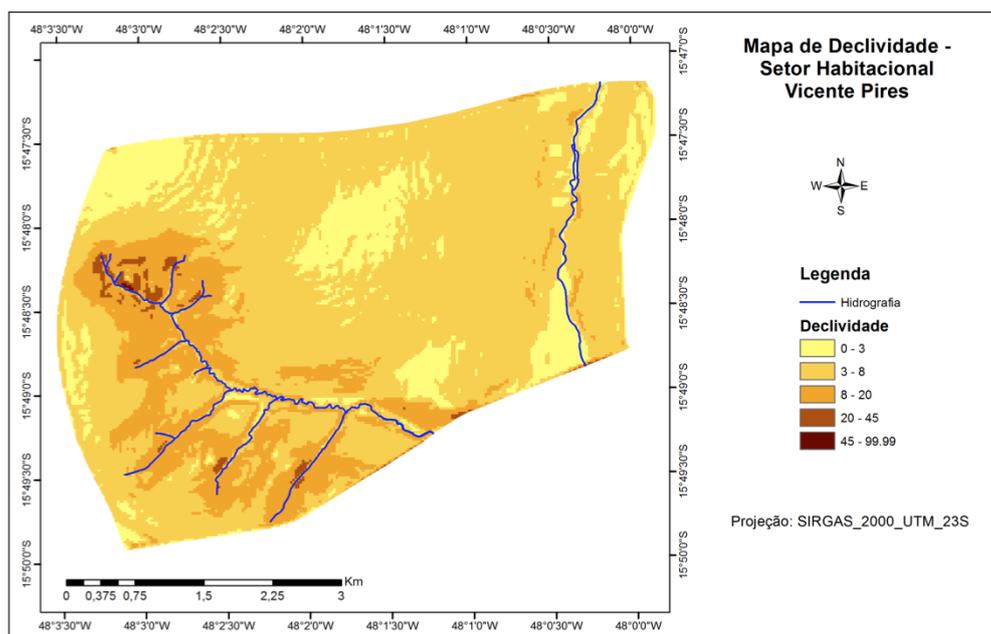


Figura 5.6 – Mapa de declividade do SHVP.

#### 5.1.4. Uso e Ocupação do Solo

O rápido crescimento descrito no item anterior promoveu a descaracterização do uso do solo como área rural, transformando-a em área urbana. É possível observar as mudanças ocorridas no uso e ocupação do solo da área entre os anos de 1964 e 2013 por meio dos mapas apresentados nas Figuras 5.7 e 5.8. O notável aumento de áreas urbanizadas colabora para a diminuição da infiltração no solo e aumento do escoamento superficial.

A intensa e desordenada ocupação urbana no setor também tem acarretado o desmatamento das áreas de preservação permanente (APP), definidas pelo Código Florestal, dos córregos Vicente Pires e Samambaia. A retirada da vegetação de APP provoca a perda da barreira biótica de contenção de resíduos e poluentes dos cursos d'água, distúrbios na fauna, alteração da paisagem, aspecto de abandono que torna a área passível a ocupações ilegais e deposições de resíduos sólidos (Geológica. 2008).

Os mapas foram elaborados manualmente, na escala 1:3000, com a utilização do software ArcGIS 10.2.2. Para a determinação do uso e ocupação do setor no ano de 1964, utilizou-se a fotografia aérea do mesmo ano disponibilizada pela Secretaria de Habitação, Regularização e Desenvolvimento Urbano (SEDHAB). Já para o mapa apresentado na Figura 5.8, os polígonos foram elaborados a partir da ortofoto, disponibilizada pela Terracap, de abril de 2013.

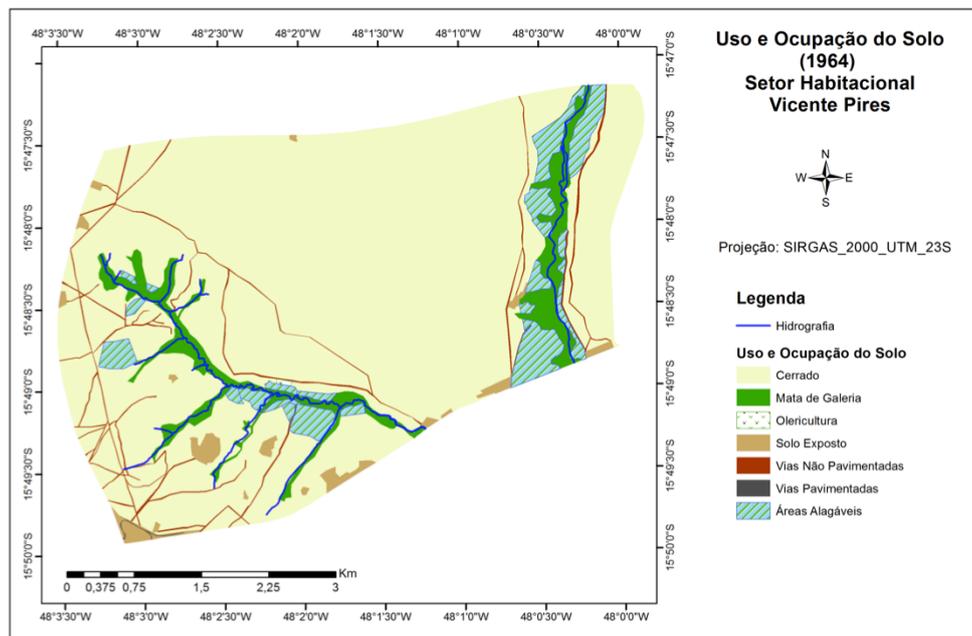


Figura 5.7 – Uso e Ocupação do Solo na área de Vicente Pires em 1964.

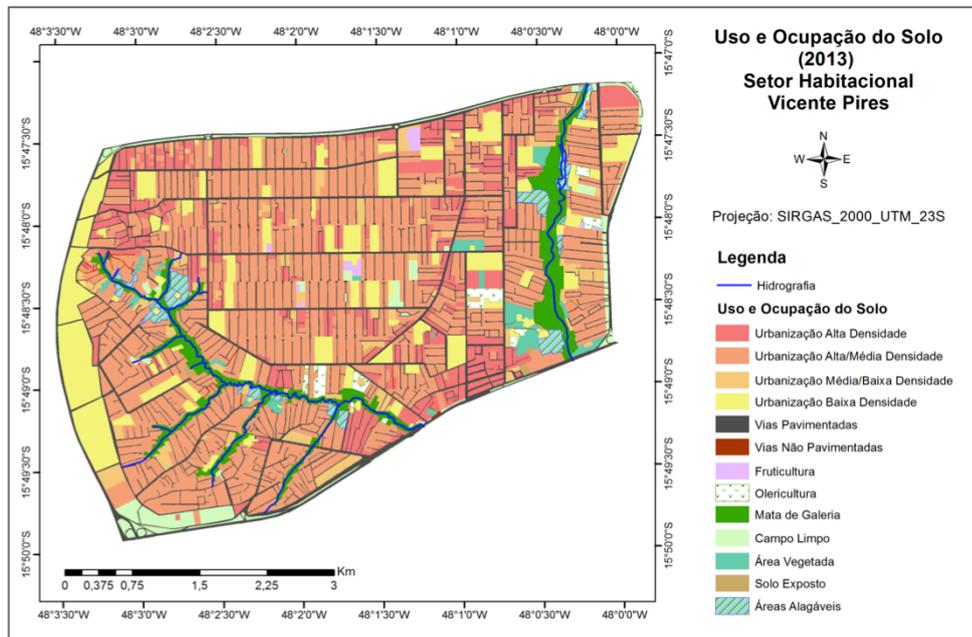


Figura 5.8 – Uso e Ocupação do Solo na área de Vicente Pires em 2013.

### 5.1.5. O Setor

O SHVP corresponde a um parcelamento do solo com fins urbanos implementado de maneira irregular em terras públicas, ocupando áreas rurais remanescentes definidas pelo Plano Diretor de Ordenamento Territorial do DF, PDOT (Lei nº.017/1997), e encontra-se em processo de consolidação da ocupação territorial.

O setor surgiu de um conjunto de colônias agrícolas estabelecidas em tempos relativamente distintos e com características de heterogeneidade socioeconômica e espacial. As quatro Colônias Agrícolas existentes no SHVP são: Vicente Pires, Samambaia, Governador e São José.

No período de 1994 a 2001, cerca de 1.700 ha de áreas agrícolas e remanescentes de formações naturais foram transformados em ocupações urbanas. Devido a falhas nas técnicas utilizadas no cultivo, que promoveram declínio da produtividade e má qualidade dos produtos, juntamente com a pressão imobiliária intensificada no DF na metade da década de 80, acelerou-se a transformação da região de zona rural para urbana.

As chácaras passaram, então, a ser parceladas e fracionadas com maior frequência, transformando a paisagem da região em uma ocupação urbana, tipicamente desordenada, com inconformidades de ordem fundiária, urbanística e ambiental.

Atualmente, o setor caracteriza-se por apresentar uma ocupação de caráter predominantemente habitacional, não sendo inserido em pólos concentradores de indústrias, apesar de possuir, em sua localidade, oficinas mecânicas reparadoras de eletrodomésticos, automóveis, pequenas marcenarias e serralherias (Geológica, 2008).

A dinâmica populacional do SHVP tornou-se crescente a partir do final da década de 80. Dados do IBGE mostram que, em 1991, a área contava com 1.675 habitantes e 405 domicílios particulares permanentes. Em 1996, o número de habitantes passou para 2.067, enquanto que o número de domicílios foi para 518. Em 2000, a população atingiu 10.860 habitantes e um total de 3.948 domicílios. De acordo com dados fornecidos pela Associação de Moradores de Vicente Pires (ARVIPS), em 2005, a população do setor atingiu 60.450 habitantes e 15.500 domicílios. A Tabela 5.2 resume os dados anteriormente apresentados. É válido ressaltar que o SHVP compreende população de nível socioeconômico diverso (Geológica, 2008).

Tabela 5.2 – Evolução demográfica de Vicente Pires (Geológica, 2008).

<b>Ano</b>	<b>1991</b>	<b>1996</b>	<b>2000</b>	<b>2005</b>
<b>População</b>	1.675	2.067	10.860	60.450
<b>Domicílio</b>	405	518	3.948	15.500

As Figuras 5.9, 5.10 e 5.11, mostradas a seguir, apresentam fotografias aéreas da área de Vicente Pires para os anos de 1964, 1991 e 2013, respectivamente. Por meio dessas imagens, pode-se observar as mudanças ocorridas na área de estudo ao longo desses anos, transformando-se de uma área formada quase que inteiramente por cobertura vegetal natural para uma área essencialmente agrícola, e, em seguida, transformando-se em uma área completamente urbanizada.

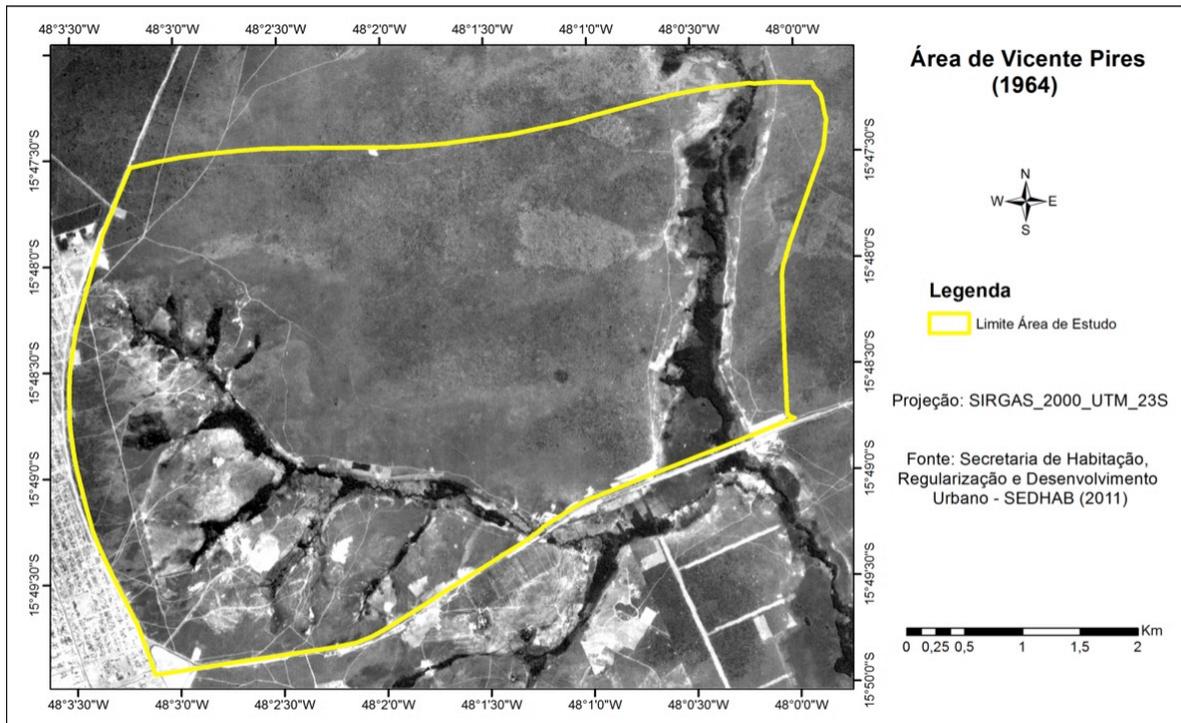


Figura 5.9 – Área de Vicente Pires em 1964.

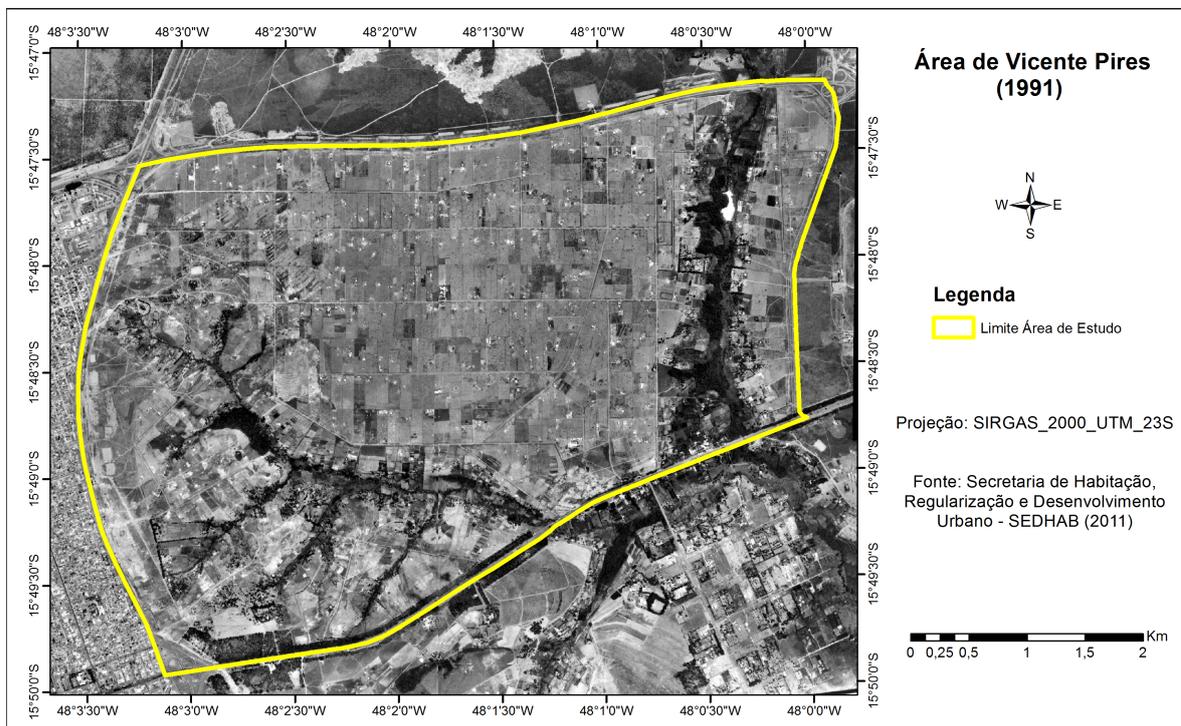


Figura 5.10 – Área de Vicente Pires em 1991.

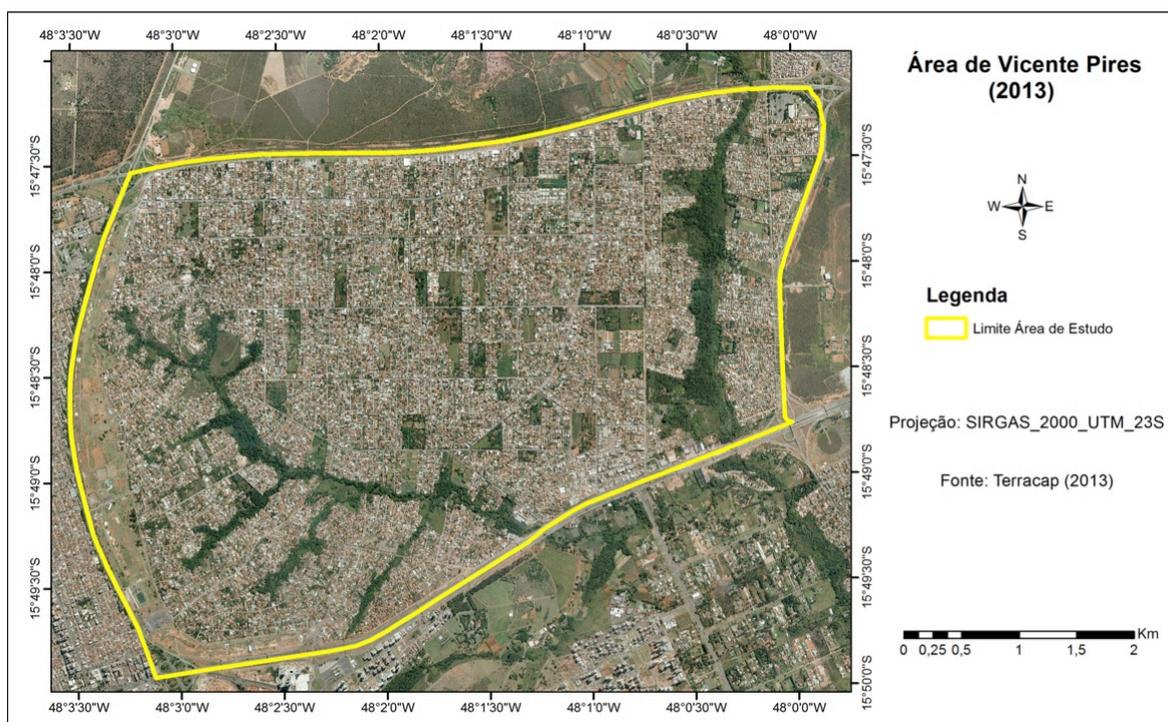


Figura 5.11 – Área de Vicente Pires em 2013.

Apesar da intensa urbanização, o SHVP carece de infraestrutura urbana básica, especialmente de um sistema viário adequado, abastecimento de água potável, tratamento de esgotos sanitários, e coleta e destinação de águas pluviais (Geológica, 2008). Ressalta-se que, por se tratar de uma área em processo de regularização, o local ainda não dispõe de dispositivos de drenagem, sendo esta atualmente feita por escoamento superficial e infiltração direta no solo (Topocart, 2010).

Percebe-se, portanto, que o processo de ocupação do SHVP ocorreu de forma desorganizada, inclusive com a utilização de várzeas para fins residenciais, o que ocasionou a modificação do comportamento do escoamento superficial, principalmente devido à impermeabilização da superfície, produzindo maiores picos de vazão (Topocart, 2010).

## 5.2. O SISTEMA DE DRENAGEM URBANA PROPOSTO PELA NOVACAP

Atualmente, a drenagem pluvial no SHVP é realizada por meio do escoamento superficial e pela infiltração direta no solo. A ausência de dispositivos de drenagem urbana resulta em diversos problemas ambientais negativos, como assoreamento dos córregos locais, devido à elevada quantidade de material em suspensão; inundações, causadas pela redução da

calha dos córregos; formação de ravinas e erosões nas ruas; e degradação da qualidade dos cursos d'água locais. As Figuras 5.12 e 5.13 apresentam problemas típicos do setor em períodos chuvosos, gerados devido à inexistência de rede de drenagem pluvial.



Figura 5.12 – Situação em uma das vias do setor durante evento chuvoso (Topocart, 2010).



Figura 5.13 – Buraco na Rua 10 de Vicente Pires provocado pela chuva (G1/Globo, 2015).

Visando a solucionar os problemas originados pela ação da água das chuvas no SHVP, foi elaborado um projeto de sistema de drenagem de águas pluviais pela Novacap, juntamente com a empresa de consultoria Topocart. As soluções de drenagem propostas tiveram como principais norteadores os critérios técnicos da Novacap, os parâmetros da ADASA referentes à quantidade e qualidade da água lançada no corpo receptor (Resolução nº.9 de 08 de abril de 2011) e o Estudo de Impacto Ambiental e Relatório de Impacto Ambiental (EIA/RIMA) elaborados para o setor.

A fim de promover a regularização fundiária de Vicente Pires, deu-se início, em setembro de 2015, à construção da rede de drenagem pluvial proposta pela Novacap. O sistema de drenagem proposto tem por objetivo, essencialmente, prevenir inundações, principalmente nas áreas mais baixas das comunidades sujeitas a alagamentos ou marginais de cursos naturais de água.

O sistema proposto consiste de rede convencional composta por tubos, galerias e dispositivos receptores (bocas-de-lobo) e 28 lagoas de amortecimento (detenção) que formarão lâmina d'água temporária.

Quanto aos aspectos construtivos do projeto, o diâmetro mínimo da rede de drenagem é de 400 mm, assim como o diâmetro mínimo da captação; o recobrimento mínimo da

tubulação deve ser uma vez e meia o diâmetro da rede, salvo àquelas projetadas em áreas verdes, cujos valores adotados serão diferentes; a declividade mínima adotada corresponde a 1,0% para tubos e 0,5% para as galerias, de forma a garantir velocidade suficiente para evitar depósitos de sedimentos na rede; as velocidades mínima e máxima correspondem, respectivamente, a 1,00 e 6,00 m/s; a distância máxima adotada entre poços de visita foi de 80 m, de forma a viabilizar a manutenção das redes; e os tubos de concreto poderão ser do tipo simples ou armado.

Quanto às lagoas de amortecimento previstas, essas terão laterais de argila compactada e o fundo poderá ser em corte ou aterro, a depender da posição da lagoa e das condições do terreno natural. As lagoas receberão águas de chuva oriundas da coleta das áreas impermeabilizadas e, posteriormente, as lançarão nos córregos Samambaia e Vicente Pires por meio de dispositivos de restituição, como gabiões e colchões de reno. Além disso, os reservatórios de detenção foram planejados, sempre que possível, em áreas verdes e fora de faixas edificantes (Topocart, 2010).

A planta geral do sistema de drenagem pluvial proposto pela Novacap é apresentada na Figura 5.14. Para o projeto da drenagem, foram consideradas duas grandes bacias de contribuição: à leste, bacia de contribuição do córrego Samambaia; e, à oeste, bacia de contribuição do córrego Vicente Pires.

O sistema de drenagem proposto pela Novacap não prevê dispositivos de recarga artificial de aquíferos para a área urbana, devido à pequena dimensão dos lotes, presença de solos pouco permeáveis na porção centro sul do empreendimento, carência de áreas públicas dentro da malha urbana e da reduzida profundidade do lençol freático no entorno do Córrego Vicente Pires.



Figura 5.14 – Sistema de drenagem de águas pluviais proposto para o SHVP.

### 5.3. CENÁRIOS

As condições da drenagem em cada cenário avaliado são apresentadas nas Figuras 5.15 a 5.18. A rede de drenagem foi traçada segundo as plantas disponibilizadas pela Novacap. As plantas foram elaboradas na escala 1:1000 e contém todas as informações do projeto do sistema de drenagem pluvial. As informações utilizadas para o desenho da rede no PCSWMM foram as cotas de saída e do terreno, para os poços de visita, e o diâmetro e comprimento do trecho, para os condutos.

Nas figuras apresentadas a seguir, os círculos azuis são chamados junções e podem corresponder a poços de visita no sistema de drenagem pluvial; as linhas amarelas correspondem aos condutos, sejam eles naturais (córregos) ou integrantes do sistema de drenagem (tubos e galerias); os quadrados verdes simbolizam as bacias de detenção e retenção do sistema de drenagem; e, os triângulos vermelhos, denominados *outfalls*, correspondem às saídas de água da região de estudo. A existência de três *outfalls* nos cenários UCRSB e UCRCB é em virtude de uma parte da rede de drenagem pluvial escoar a água captada para fora da área de estudo.

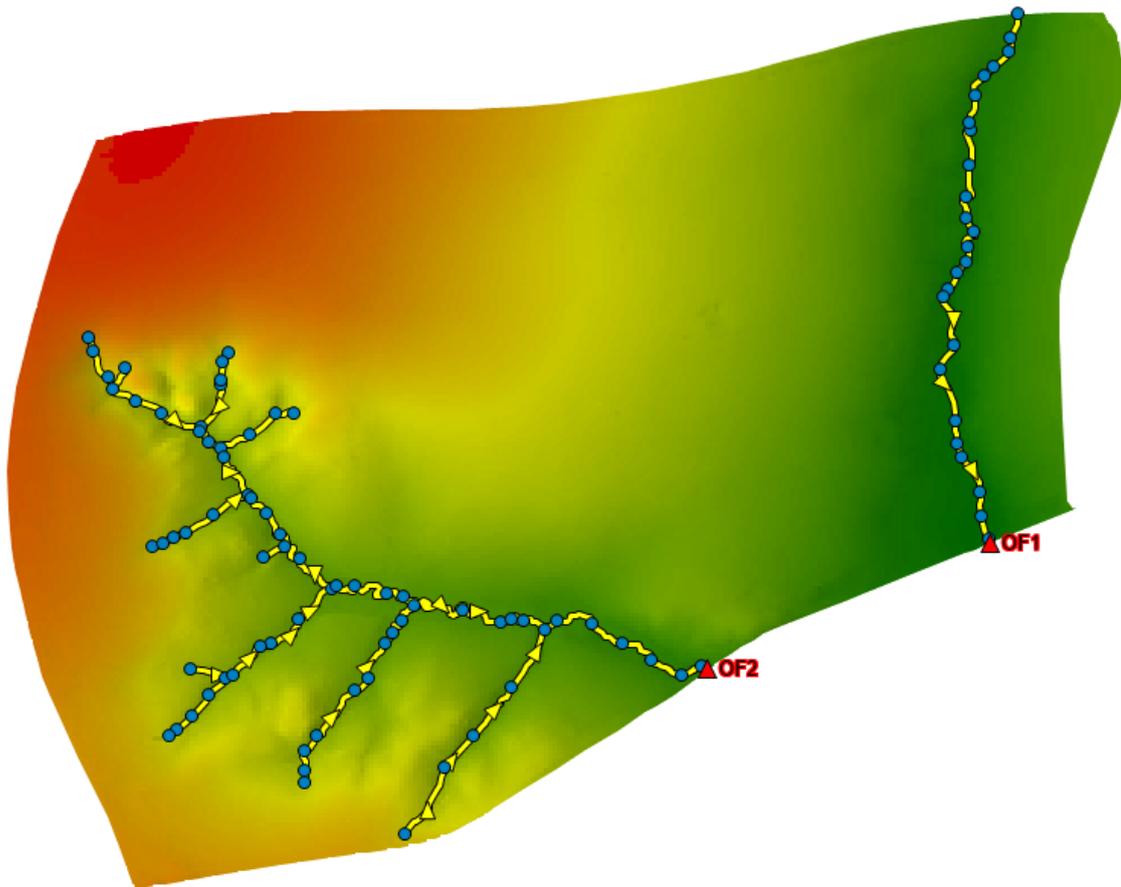


Figura 5.15 – Drenagem correspondente aos cenários PU e USR.

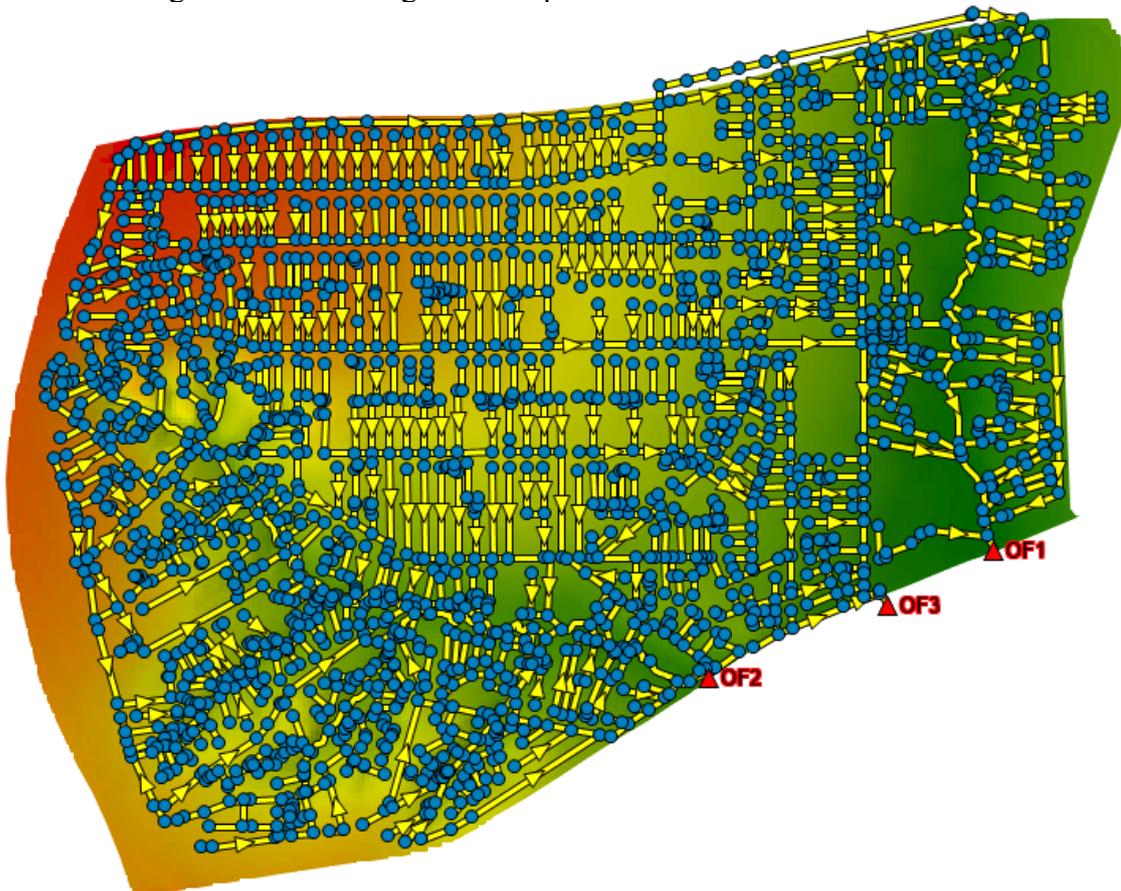


Figura 5.16 – Drenagem correspondente ao cenário UCRSB.

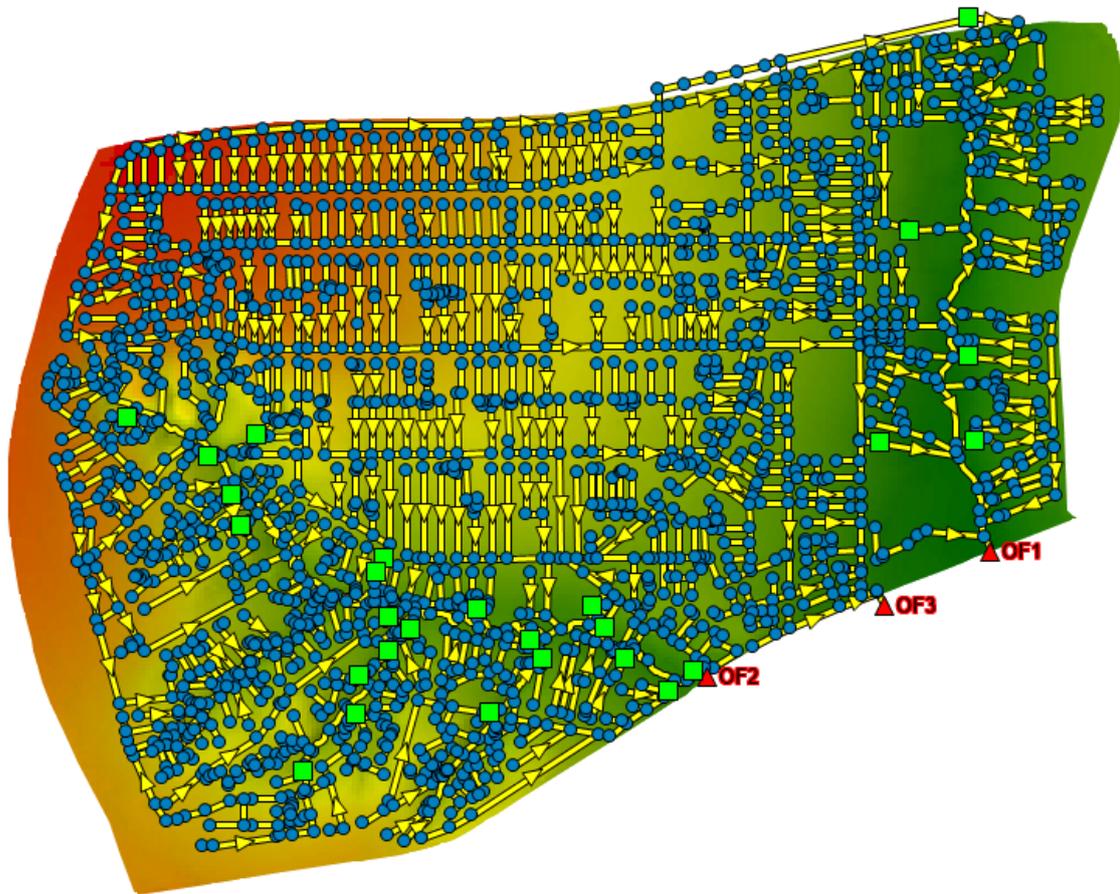


Figura 5.17 – Drenagem correspondente ao cenário UCRCB.

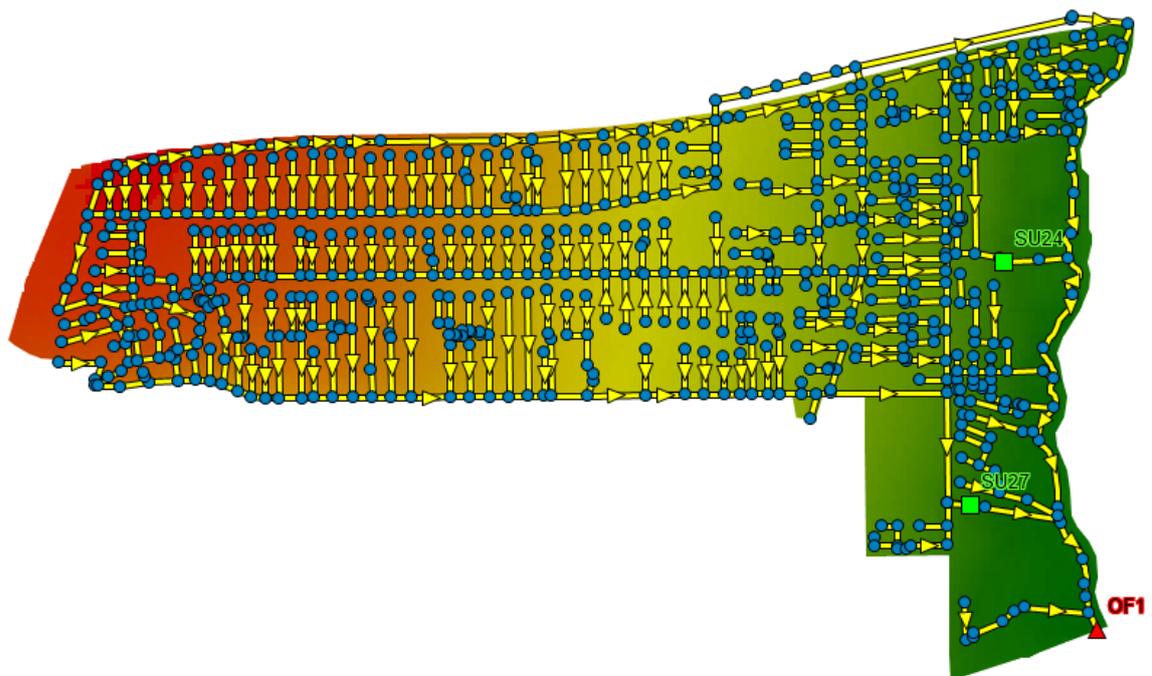


Figura 5.18 – Drenagem correspondente ao cenário UCRC2B.

#### 5.4. SIMULAÇÕES DE CENÁRIOS

Inicialmente, realizou-se a simulação dos cenários com base nos valores de CN apresentados na Tabela 4.3. Foram realizadas simulações tanto para a precipitação de projeto elaborada com base na metodologia da Novacap quanto para a recomendada pelo PDDU. Entretanto, em ambos os casos ocorreu o processo de inundação (*flooding*). Esse processo ocorre quando a lâmina d'água em uma junção excede a máxima profundidade disponível, de forma que o excesso de escoamento é então perdido do sistema ou se acumula na superfície, voltando a ser reintroduzido no sistema de drenagem (Rossman, 2010).

No exemplo da simulação utilizando a chuva de projeto da Novacap, das 2.014 junções presentes, 17 apresentaram condições de sobrecarga e/ou inundação. Quanto aos condutos, em torno de 2% estavam sob condições de sobrecarga. A Figura 5.19 ilustra a situação simulada da rede de drenagem pluvial. Tons mais claros de azul significam condições mais amenas de sobrecarga, enquanto que o vermelho ilustra condições críticas.

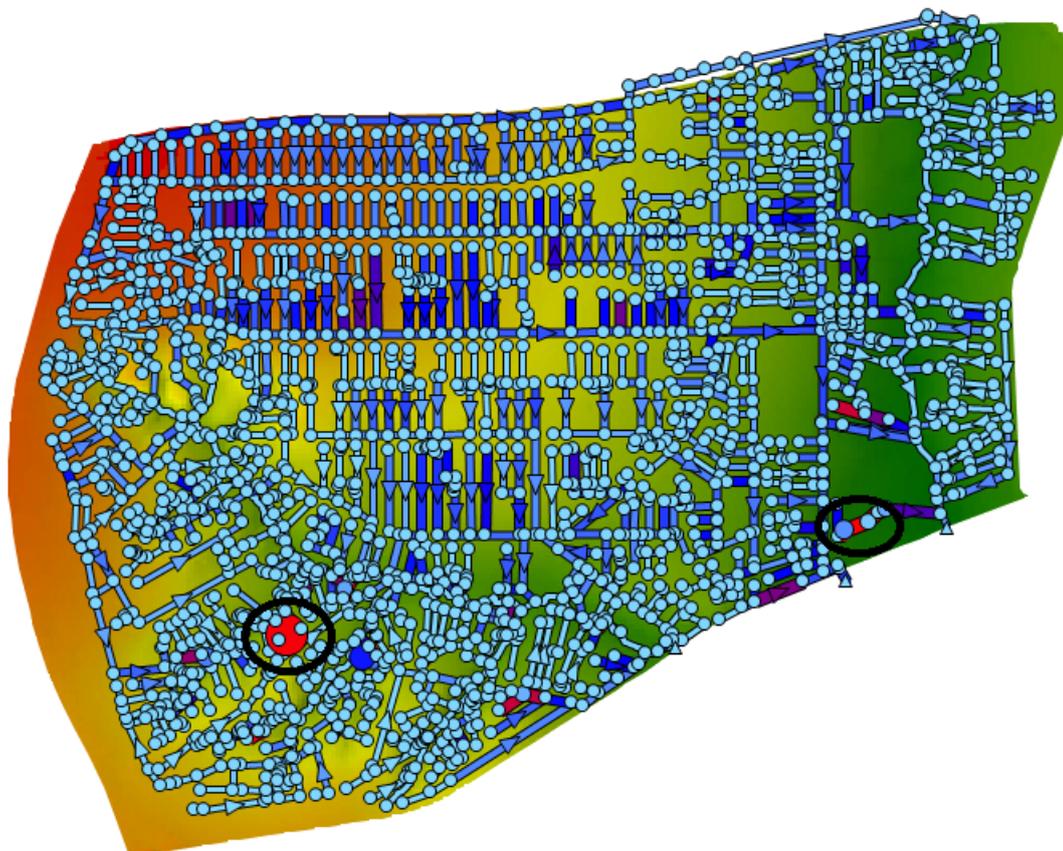


Figura 5.19 – Situação da rede de drenagem do cenário UCRSB para a precipitação de projeto da Novacap.

De maneira a analisar a situação do sistema, serão apresentadas, a seguir, as características de perfil de uma junção e um conduto da rede de drenagem em estudo. Os dois pontos correspondem aos elementos circulados em preto na Figura 5.19, que foram selecionados devido às suas criticidades.

Com relação à junção escolhida, por meio da Figura 5.20 pode-se notar que há uma forte mudança na declividade do conduto localizado mais a jusante da junção em destaque. Enquanto o conduto C1546 apresenta uma declividade de 8,3%, o conduto C1547 apresenta uma de 2,9%. Vale ressaltar que ambas as declividades não estão em conformidade com os limites estabelecidos pelo projeto. No estudo em questão, esse fato foi gerado pelo lançamento da rede de maneira paralela à superfície do terreno, sem a necessária adaptação da rede com a utilização de tubos de queda.

A abrupta mudança na declividade da rede pode ter provocado a formação de afogamento no interior dos condutos, levando a sobrecarga da rede de drenagem nesse ponto. A introdução de certos dispositivos, como tubos de queda nos poços de visita e degraus nas galerias, provavelmente serão capazes de solucionar o problema.

No projeto definitivo da Novacap, certamente serão previstos esses dispositivos para manter as declividades apropriadas nas redes e, portanto, esse problema deverá ser minimizado. No entanto, este estudo mostra as regiões críticas a serem melhor estudadas.

Analisando o perfil, mostrando na Figura 5.21, e os atributos do conduto escolhido, observa-se a presença de declividades elevadas. A declividade do conduto selecionado foi de cerca 1,3%, ultrapassando a declividade máxima para tubos estabelecida no projeto. Entretanto, a velocidade máxima do fluxo não ultrapassou o limite máximo de 6,00 m/s.

Devido, também, à mudança de declividade ocorrida no conduto C1764, houve retardamento, o que prejudicou a capacidade da rede.

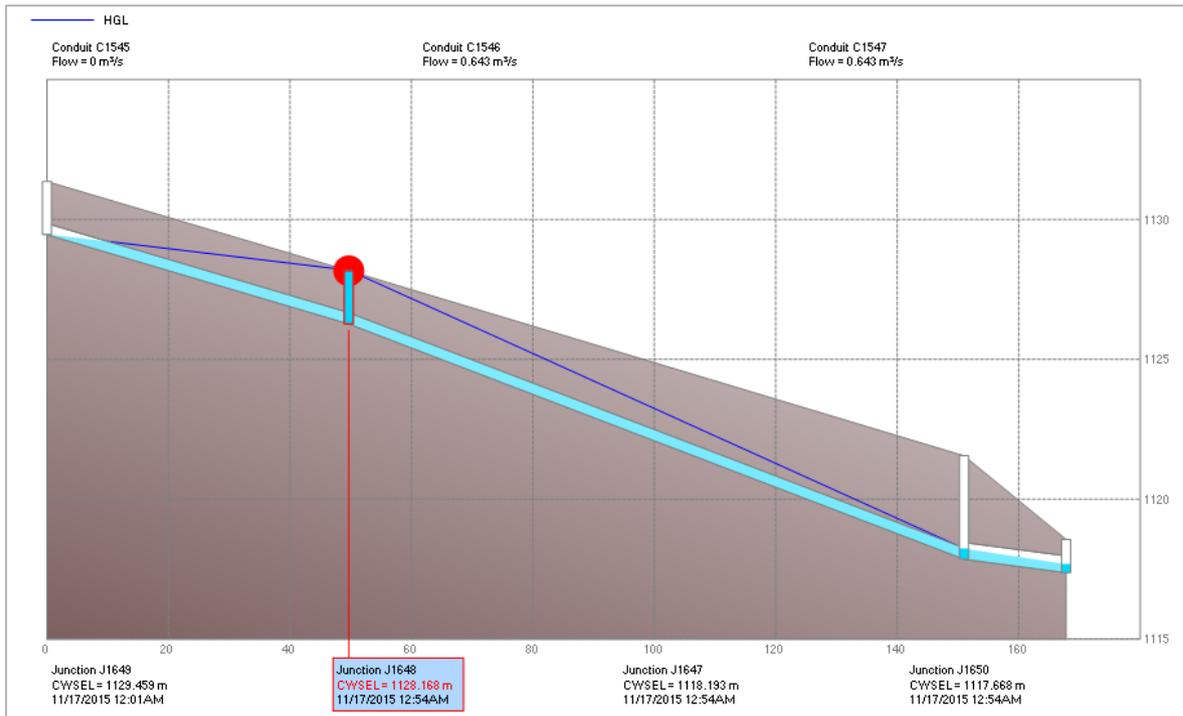


Figura 5.20 – Perfil da junção J1648.

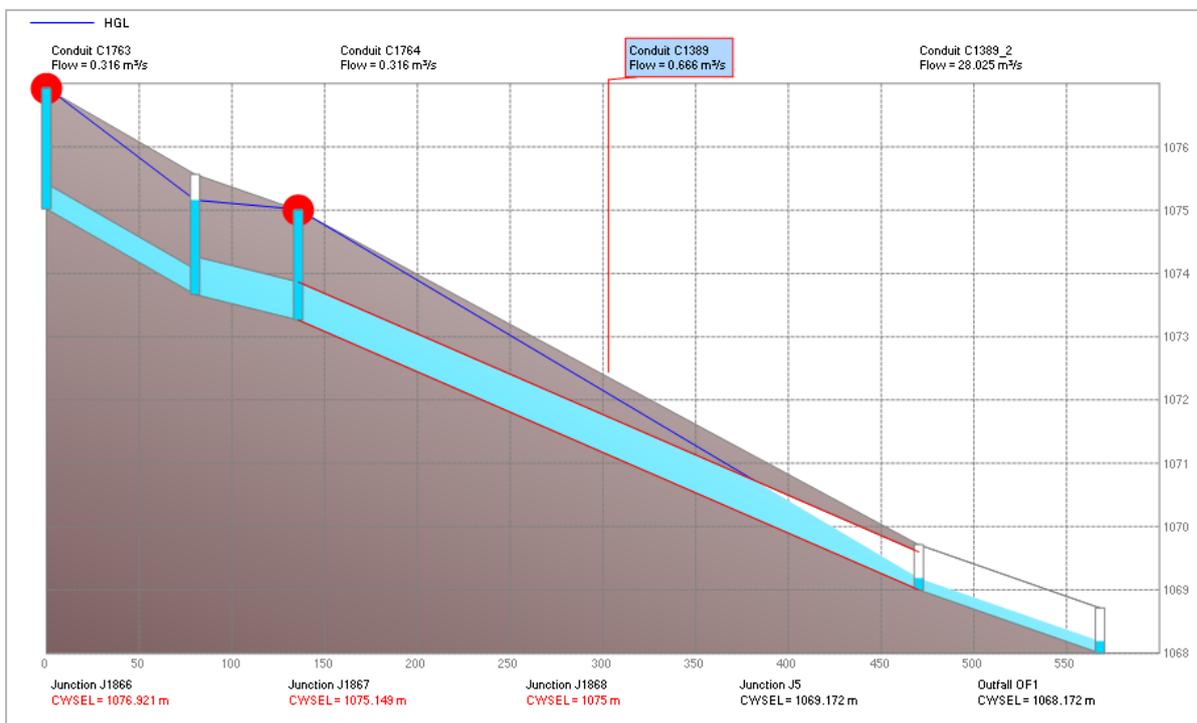


Figura 5.21 – Perfil do conduto C1389.

Ainda com relação a simulação dos cenários para a precipitação de projeto da Novacap considerando os valores de CN da Tabela 4.3, deve-se dizer que os resultados dos cenários PU e USR não apresentaram problemas relacionados a inundações. Já o cenário UCRCB, apresentou resultados semelhantes aos do cenário UCRSB.

Realizou-se o mesmo procedimento de simulação de cenários considerando os valores de CN da Tabela 4.3, porém agora com a precipitação de projeto elaborada com base nas premissas do PDDU. Entretanto, os resultados foram semelhantes aos obtidos para a chuva de projeto da Novacap.

Como os cenários UCRSB e UCRCB apresentaram problemas na simulação, não foi possível utilizar os resultados para a comparação dos cenários, pois parte do escoamento foi perdido devido a extravasamentos.

Tendo em vista que não foi possível realizar a comparação dos cenários utilizando os valores de CN apresentados na Tabela 4.3, foram feitas reduções nos valores originais até a obtenção de sucesso nas simulações, pois assumiu-se como premissa que a rede proposta pela Novacap é adequada para a região. Por esse motivo, os valores de CN empregados nas simulações foram reduzidos em 50%.

As simulações com as duas diferentes precipitações de projeto foram realizadas novamente, alterando-se somente os valores de CN. Os resultados obtidos para a chuva de projeto da Novacap permaneceram insatisfatórios, com a ocorrência de inundações. Já para a simulação utilizando a chuva elaborada com base no PDDU, os resultados foram satisfatórios e são apresentados a seguir.

Os hidrogramas obtidos nas simulações dos cenários PU, USR, UCRSB e UCRCB, para a saída correspondente ao córrego Vicente Pires (OF1), são exibidos na Figura 5.22.

Percebe-se pelos hidrogramas correspondentes aos Cenários PU e USR que, com o aumento da impermeabilização do SHVP, ocorreu um aumento e uma antecipação da vazão de pico. Esse aumento foi de, aproximadamente, 82,7%, sendo antecipada em cerca de 10 minutos.

Com a implementação do sistema de drenagem sem a utilização das bacias de detenção (cenário UCRSB), a vazão de pico aumentou em torno de 288,8% se comparada com a do cenário PU, sofrendo uma antecipação de aproximadamente 40 minutos.

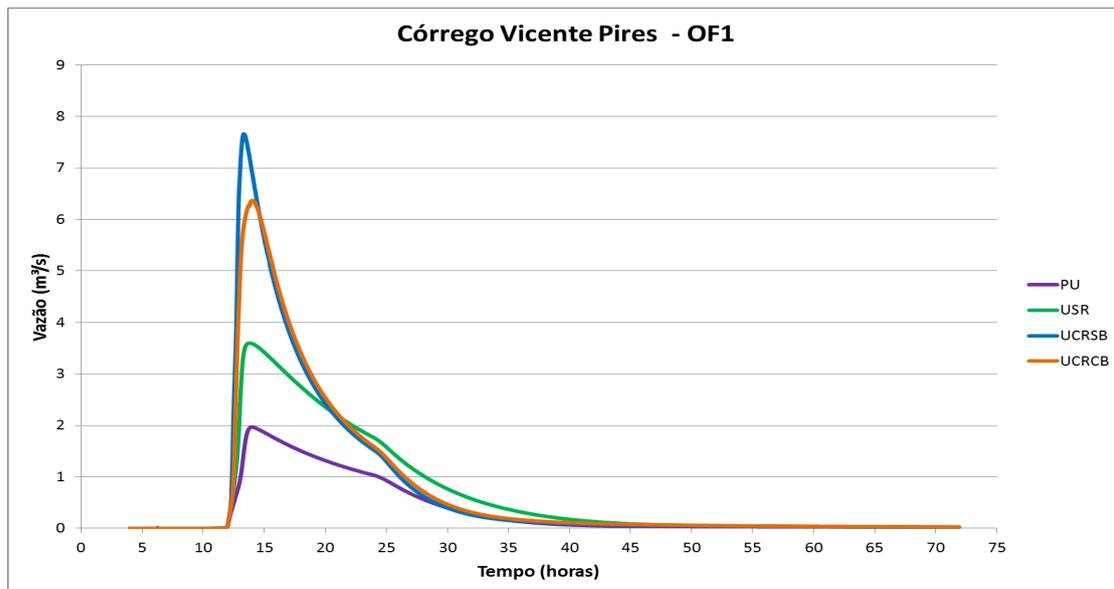


Figura 5.22 – Comparação entre os hidrogramas dos diferentes cenários (Córrego Vicente Pires – OF1).

Percebe-se, também, que o cenário UCRSB é mais crítico que o Cenário USR, mesmo os dois apresentando a mesma impermeabilização do solo. Isso se deve ao fato de os condutos transportarem a água de maneira mais livre, sem obstáculos, enquanto que no cenário urbanizado sem a presença de rede de drenagem pluvial, a água da chuva deve escoar pelo terreno, encontrando barreiras como muros e residências.

Analisando os resultados obtidos para os Cenários UCRSB e UCRCB, observou-se uma redução de 16,8% da vazão de pico com o emprego de bacias de detenção. Entretanto, a vazão de pico do cenário UCRCB ainda permanece elevada se comparada com as vazões dos Cenários PU e USR.

Os hidrogramas relacionados às simulações dos cenários PU, USR, UCRSB e UCRCB para a saída correspondente ao córrego Samambaia (OF2) encontram-se na Figura 5.23.

Observando a Figura 5.23, nota-se que os resultados seguiram o mesmo padrão dos resultados obtidos para o córrego Vicente Pires, conforme era esperado. Para os cenários PU e USR, o aumento no pico de vazão foi equivalente a 34,6%, ocorrendo uma antecipação do pico de 6 minutos.

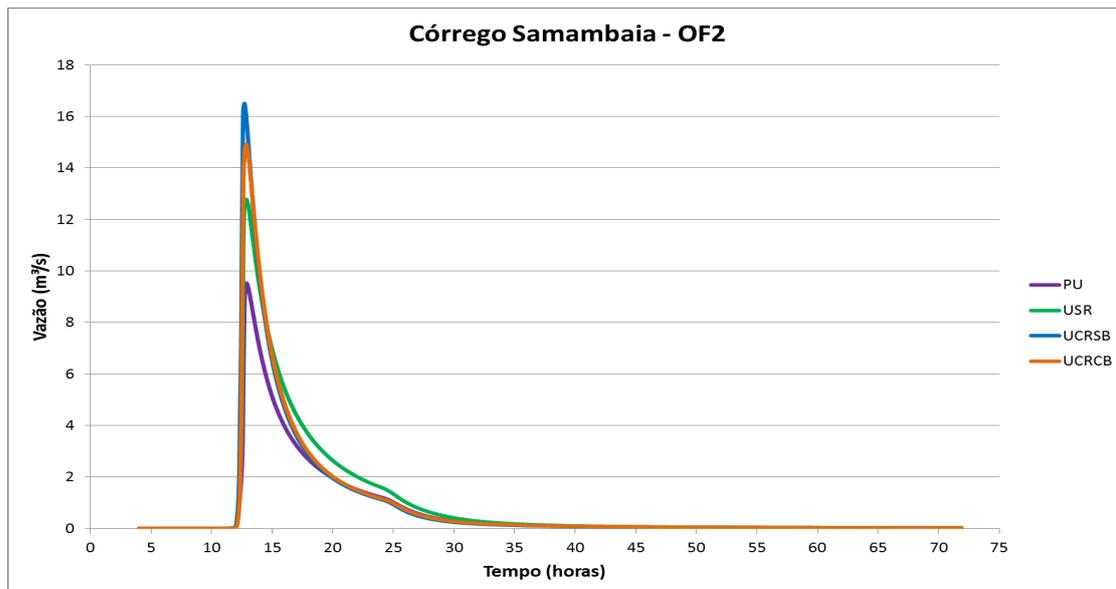


Figura 5.23 – Comparação entre os hidrogramas dos diferentes cenários (Córrego Samambaia – OF2).

Analisando as diferenças entre os cenários PU e UCRSB, considerados dois extremos, observou-se uma variação de cerca de 73,7% na vazão máxima, e uma redução do tempo ao pico de 13 minutos, confirmando os estudos de que com o aumento da urbanização, o hidrograma de cheia se torna mais crítico.

Com a introdução de bacias de retenção no sistema de drenagem, foi possível abater cerca de 9,5% da vazão de pico do cenário UCRSB. Além disso, o cenário UCRCB apresenta uma vazão 36,4% maior que a obtida no cenário PU, o que mostra que, mesmo com a aplicação de bacias de retenção no sistema pluvial, não foi possível alcançar uma vazão de pico igual a anterior ao desenvolvimento.

Quanto aos resultados do cenário UCRC2B referentes às vazões ao final do córrego Vicente Pires, esses podem ser observados na Figura 5.24.

Por meio da Figura 5.24, pode-se observar que o emprego de reservatórios de retenção em conjunto com os de retenção proporcionou apenas um ligeiro amortecimento do pico de vazão, em torno de 7%. Explica-se essa situação por meio da própria função da bacia: bacias de retenção tem por objetivo reter a água pluvial por um intervalo de tempo maior, de forma a melhorar a sua qualidade, o que faz com que o seu volume não influencie muito no amortecimento das vazões de pico.

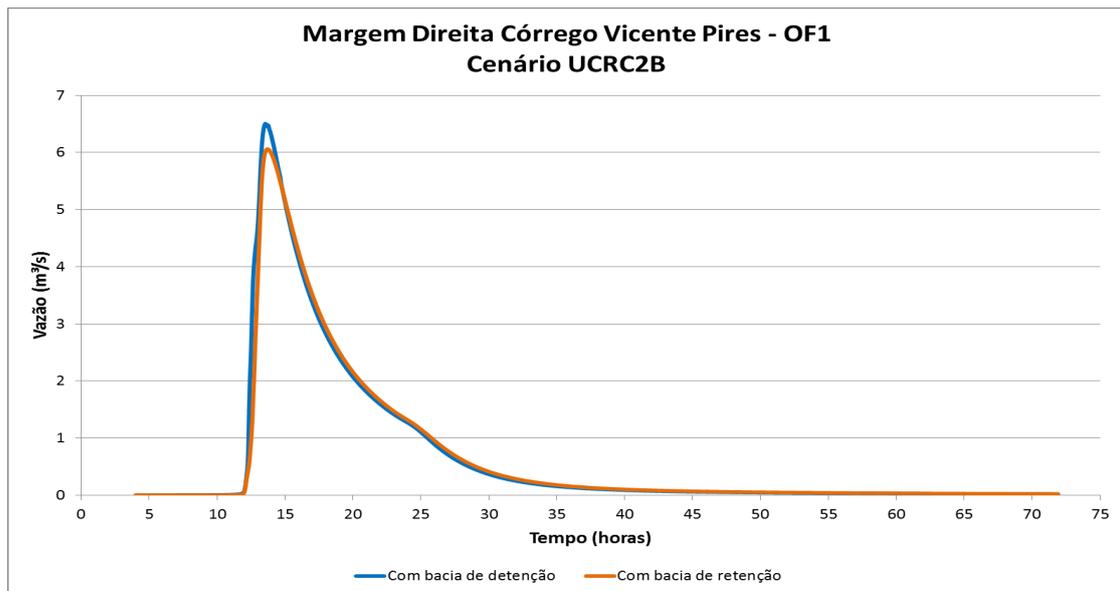


Figura 5.24 – Comparação entre os hidrogramas do Cenário 5 no ponto final do córrego Vicente Pires.

A Figura 5.25, apresentada abaixo, ilustra a comparação do hidrograma na entrada e na saída da bacia de armazenamento SU24, considerando a situação onde há apenas a bacia de detenção e a situação onde foi acrescida à bacia de detenção, uma bacia de retenção.

Observando o gráfico, percebe-se que, de fato, ocorreu um amortecimento da vazão, da ordem de 18% pela bacia de detenção e de 30% pela bacia de detenção acrescida da de retenção.

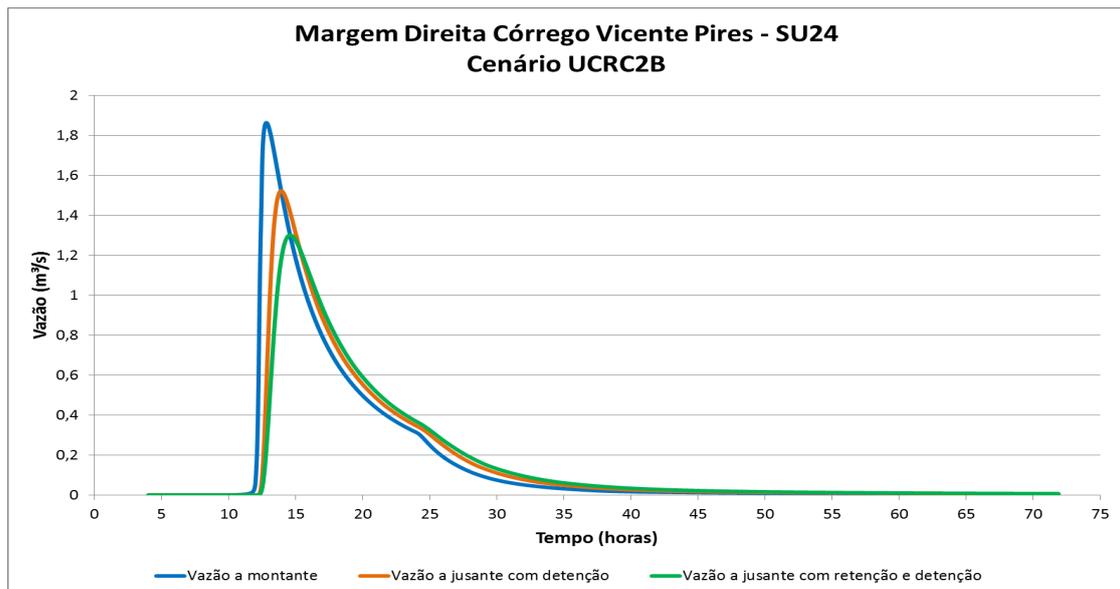


Figura 5.25 – Comparação entre hidrogramas relacionados à bacia de armazenamento (SU24).

## 6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Neste trabalho buscou-se avaliar o impacto da urbanização nos hidrogramas de cheia para o SHVP. Para isso, foram realizadas simulações no software PCSWMM para diferentes condições de urbanização e de drenagem urbana. Com base nos resultados, foi possível observar a influência do desenvolvimento da malha urbana nas condições de escoamento superficial, além de ter sido possível comparar as alterações produzidas no hidrograma da bacia devido à introdução ou não de medidas compensatórias à rede de drenagem pluvial.

As simulações realizadas no PCSWMM apresentaram resultados satisfatórios, confirmando a tendência esperada para os hidrogramas da região de estudo. Entretanto, sugere-se um detalhamento mais completo da rede de drenagem proposta pela Novacap, de forma a corrigir os erros identificados e, assim, avaliar melhor a sua eficiência no controle das inundações do setor.

Além disso, devido à ausência de dados fluviométricos para a região, não foi possível realizar a calibração e a verificação do modelo, sendo essas fases de grande importância para a obtenção de resultados mais concisos. Portanto, sugere-se, para trabalhos futuros, o monitoramento das vazões dos córregos locais do setor, de forma a implementar essas etapas no estudo.

A importância das bacias de retenção no amortecimento das cheias é mostrada, mas fica evidenciado que apenas algumas bacias, de pequenas dimensões e em áreas residenciais, não resolveriam os problemas relacionados ao aumento da vazão de pico devido à impermeabilização do solo. Dessa forma, faz-se necessário o estudo e análise da implementação de medidas compensatórias adicionais ao sistema de drenagem pluvial, de maneira a abater ainda mais a vazão de pico, minimizando problemas de inundação, sobrecarga da rede de drenagem e promovendo melhorias na qualidade da água.

Nesse sentido, recomenda-se, também, a realização de monitoramento da qualidade da água dos córregos locais do SHVP e sua posterior modelagem no PCSWMM, visto que ambos os cursos d'água se encontram localizados na unidade hidrográfica do Riacho Fundo, bacia de contribuição do Lago Paranoá.

Portanto, este trabalho mostrou a influência do processo de urbanização acelerado e sem planejamento sobre a produção de escoamento superficial e, conseqüentemente, sobre os hidrogramas do SHVP, apontando, no sistema de drenagem pluvial, os locais em que há possibilidade de problemas futuros.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ADASA, Agência Reguladora de Águas, Energia e Saneamento Básico do Distrito Federal. Resolução nº 09, de 08 de abril de 2011. Estabelece os procedimentos gerais para requerimento e obtenção de outorga de lançamento de águas pluviais em corpos hídricos de domínio do Distrito Federal e naqueles delegados pela União e Estados. Disponível em: <adasa.df.gov.br> Acesso em: 21/06/2015, 16h40min.
- Alves, J. C. L. (2011). *Ocupação urbana e impactos ambientais: Vicente Pires – o reverso da ocupação irregular em Brasília/DF*. Dissertação de Mestrado em Sociedade, Tecnologia e Meio Ambiente. Centro Universitário de Anápolis – UniEvangélica. Anápolis, 106p.
- Baptista, M. B.; Nascimento, N. O.; Barraud, S. (2005). *Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana*. Primeira Edição. Associação Brasileira de Recursos Hídricos – ABRH, Porto Alegre, 266p.
- Baptista, M. B. (2009). “Trabalho de Integralização Multidisciplinar I – Drenagem Urbana”. *ETG/UFMG*. Disponível em: <<http://www.etg.ufmg.br/tim1/palestradrenagemmarcio.pdf>> Acesso em: 08/06/2015, 16h34min.
- Barbosa, F. A. R. (2006). *Medidas de proteção e controle de inundações urbanas na bacia do rio Mamanguape/PB*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Urbana. Centro de Tecnologia. Universidade Federal da Paraíba. João Pessoa, 116p.
- Brito, D. S. (2006). *Metodologia para seleção de alternativas de sistemas de drenagem*. Dissertação de Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília. Brasília, 117p.
- Canholi, A. P. (2005). *Drenagem urbana e controle de enchentes*. Oficina de Textos, São Paulo, 302p.
- Canholi, J. F. (2013). *Medidas de Controle “in Situ” do Escoamento Superficial em Áreas Urbanas: Análise de Aspectos Técnicos e Legais*. Dissertação de Mestrado em Engenharia. Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 167p.
- Carvalho Junior, W. M. (2007). *Os impactos ambientais decorrentes da ocupação urbana: O caso da Colônia Agrícola Vicente Pires – Brasília/DF*. Dissertação de Mestrado em Geografia. Departamento de Geografia. Universidade de Brasília. Brasília, 203p.

- Castro, L. M. A. (2002). *Proposição de indicadores para a avaliação de sistemas de drenagem urbana*. Dissertação de Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 118p.
- CBH Paranoá – Comitê de Bacia do Rio Paranoá. (2015). *Bacia Hidrográfica do Rio Paranoá*. Disponível em: <www.cbhparanoa.df.gov.br> Acesso em: 22/06/2015, 21h50min.
- Colombo, J. C. (2002). *Diagnóstico e diretrizes para o Plano Diretor de Drenagem Urbana. Ribeirão Quilombo – Americana – SP*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Departamento de Recursos Hídricos. Faculdade de Engenharia Civil. Universidade Estadual de Campinas. Campinas. v.1, 207p.
- Costa, M. E. L.; (2013). *Monitoramento e modelagem das águas da drenagem urbana na bacia do lago Paranoá*. Dissertação de Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília. Brasília, DF, 179p.
- Faria, N. O.; Barbassa, A. P.; Silveira, A. (2014). “Monitoramento, Modelagem e Simulação de Cenários para a Bacia do Córrego Barbado – Cuiabá/MT”. *RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, **19**(1), 165-176.
- Ferrigo, S. (2014). *Análise de consistência dos parâmetros do modelo SWAT obtidos por calibração automática – Estudo de caso da bacia do lago Descoberto – DF*. Dissertação de Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília. Brasília, DF, 164p.
- Garcia, J. I. B. (2005). *Monitoramento Hidrológico e Modelagem da Drenagem Urbana da Bacia Hidrográfica do Arroio Cancela*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Centro de Tecnologia. Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 168p.
- Geológica. (2008). *Estudo de Impacto Ambiental – Setor Habitacional Vicente Pires*. Brasília, DF.
- Huber, W. C.; Rossman, L. A.; Dickinson, R. E. (2005). “EPA Storm Water Management Model, SWMM5”. In: Singh, V. P.; Frevert, D. K. (Org.) *Watershed Models*. CRC Press, Boca Raton, EUA, 339-359.
- IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. (2010). *Pesquisa Nacional de Saneamento Básico: 2008*. Rio de Janeiro, 219p.

- Marques, C. E. B. (2006) *Proposta de método para formulação de Planos Diretores de Drenagem Urbana*. Dissertação de Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília. Brasília, 168p.
- Martins, E. S. *et al.* (2004). *Evolução geomorfológica do Distrito Federal*. Embrapa Cerrados. Planaltina – DF, 57p.
- Milograna, J. (2001). *Estudo de medidas de controle de cheias em ambientes urbanos*. Dissertação de Mestrado em Ciências. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília. Brasília, 120p.
- MPCA – Minnesota Pollution Control Agency. (2015). *Overview of Basic Stormwater Concepts*. Disponível em: <[http://stormwater.pca.state.mn.us/index.php/Overview\\_of\\_basic\\_stormwater\\_concepts](http://stormwater.pca.state.mn.us/index.php/Overview_of_basic_stormwater_concepts)> Acesso em: 28/05/2015, 17h50min.
- PMC – Prefeitura Municipal de Curitiba. (2010). *Plano de Desenvolvimento de Competências: Drenagem Urbana*. Módulo II. IMAP – Instituto Municipal de Administração Pública, 23p. Disponível em: <[imap.curitiba.pr.gov.br](http://imap.curitiba.pr.gov.br)> Acesso em: 30/04/2015, 16h41min.
- PSC – Programa Soluções para Cidades. *Projeto Técnico: Reservatórios de Detenção*. Associação Brasileira de Cimento Portland, 13p. Disponível em: <[http://www.solucoesparacidades.com.br/wp-content/uploads/2013/09/AF\\_Reservatorios%20Deten\\_web.pdf](http://www.solucoesparacidades.com.br/wp-content/uploads/2013/09/AF_Reservatorios%20Deten_web.pdf)> Acesso em: 08/06/2015, 09h36min.
- Rossman, L. A. (2010). Storm water management model User's manual Version 5.0. Cincinnati: U. S. Environmental Protection Agency. 285p.
- SEMADS – Secretaria de estado de Meio Ambiente e Desenvolvimento Sustentável. (2001). *Enchentes no Estado do Rio de Janeiro: Uma Abordagem Geral*. SEMADS/GTZ, Rio de Janeiro, 160p.
- Silveira, A. L. L. (2002). *Drenagem Urbana: Aspectos de Gestão*. Disponível em: <<ftp://ftp.cefetes.br/cursos/transportes/Zorzal/Drenagem%20Urbana/Apostila%20de%20drenagem%20urbana%20do%20prof%20Silveira.pdf>> Acesso em: 29/10/2015, 09h55.
- SMDU – Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. (2012). *Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: aspectos tecnológicos; fundamentos*. 2, São Paulo, 220p.
- SO/DF – Secretaria de Estado de Obras do Distrito Federal. (2008a). *Plano Diretor de Drenagem Urbana do Distrito Federal*. V.4, T.01/03, Concremat Engenharia, Brasília, 145p.

- SO/DF – Secretaria de Estado de Obras do Distrito Federal. (2009). *Plano Diretor de Drenagem Urbana do Distrito Federal*. V.8, T.01/07, Concremat Engenharia, Brasília, 73p.
- Souza, F. P. (2014). *Monitoramento e Modelagem Hidrológica da Sub-bacia do Lago Paranoá – Brasília/DF – e Avaliação de Bacias de Detenção*. Dissertação de Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 139p.
- Souza, V. C. B. (2002). *Estudo experimental de trincheiras de infiltração no controle da geração do escoamento superficial*. Tese de Doutorado em Engenharia. Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 127p.
- Tomaz, P. (2011). *Infiltração usando o Método do número da curva CN do SCS*. Disponível em: < [http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/livros/livro\\_infiltracao/capitulo128.pdf](http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/livros/livro_infiltracao/capitulo128.pdf) > Acesso em: 27/10/2015, 12h34.
- Topocart. (2010). Relatório Técnico: Memorial descritivo do projeto de Drenagem Urbana. Brasília, 41p.
- Tucci, C. E. M. (1995). “Inundações Urbanas”. In: Tucci, C. E. M.; Porto, R. L. L.; Barros, M. T. (Org.) *Drenagem Urbana*. Editora da UFRG e ABRH, Porto Alegre, 15-36.
- Tucci, C. E. M. (1998). *Modelos Hidrológicos*. Primeira Edição. Ed. Universidade, UFRGS, ABRH. Porto Alegre, 669p.
- Tucci, C. E. M. (2002). “Gerenciamento da Drenagem Urbana”. *RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, 7(1), 5-27.
- Tucci, C. E. M. (2008). “Águas Urbanas”. *Estudos Avançados*, 22(63), 97-112.