

UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO *STRICTO SENSU* EM ENGENHARIA DO MEIO
AMBIENTE

KARLA ALCIONE DA SILVA

**ANÁLISE DA EFICIÊNCIA DE MÉTODOS DE CONTROLE DE
ENCHENTES NA ATENUAÇÃO DE PICOS DE CHEIAS
UTILIZANDO O MODELO COMPUTACIONAL SWMM –
*STORM WATER MANAGEMENT MODEL***

Goiânia/GO
- Agosto, 2007 -

KARLA ALCIONE DA SILVA

**ANÁLISE DA EFICIÊNCIA DE MÉTODOS DE CONTROLE DE
ENCHENTES NA ATENUAÇÃO DE PICOS DE CHEIAS
UTILIZANDO O MODELO COMPUTACIONAL SWMM – *STORM*
*WATER MANAGEMENT MODEL***

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação *Stricto Sensu* em Engenharia do Meio Ambiente da Universidade Federal de Goiás, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia do Meio Ambiente.

Área de concentração do programa: Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental.

Orientador: Prof. Dr. Klebber Teodomiro Martins Formiga

Goiânia/GO

- Agosto, 2007 –

KARLA ALCIONE DA SILVA

**ANÁLISE DA EFICIÊNCIA DE MÉTODOS DE CONTROLE DE
ENCHENTES NA ATENUAÇÃO DE PICOS DE CHEIAS
UTILIZANDO O MODELO COMPUTACIONAL SWMM – *STORM*
*WATER MANAGEMENT MODEL***

Dissertação apresentada para obtenção do grau de Mestre em Engenharia do Meio Ambiente no Programa de Pós-Graduação *Stricto Sensu* em Engenharia do Meio Ambiente da Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás, aprovada em 31 de agosto de 2007 pela seguinte Banca Examinadora:

Prof. Dr. Klebber Teodomiro Martins Formiga – UFG
Presidente da Banca

Prof. Dr. Eduardo Queija de Siqueira – UFG
Examinador Interno

Prof. Dr. Néstor Aldo Campana - UNB
Examinador Externo

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)
(GPT/BC/UFG)

Silva, Karla Alcione da.

S586a Análise da eficiência de métodos de controle de Enchentes na atenuação de picos de cheias utilizando o modelo computacional SWMM – Storm Water management model / Karla Alcione da Silva. – 2007.
126 f. : il.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, 2007.

Orientador: Prof. Dr. Klebber Teodomiro Martins Formiga.

Bibliografia: f. 99-104.

Inclui listas de figuras, tabelas, abrev., siglas e símbolos.
Inclui anexos.

- 1. Águas Pluviais – Controle de inundações – Goiânia**
- 2. Goiânia, região metropolitana (GO) – Impermeabilização**
- 3. Storm Water Management Model I. Formiga, Klebber Teodomiro II. Universidade Federal de Goiás. Escola de Engenharia Civil III. Título.**

CDU: 628.1.037:551.311.2

Ao meu Deus, dono de toda a sabedoria. À
minha amada família, meu equilíbrio, e aos
meus amigos.

AGRADECIMENTOS

Uma das coisas que mais preso no homem é o dom de reconhecer as dádivas de Deus na sua vida. Saber que tudo o que temos e que somos devemos a Ele. E é por isso que agradeço! Agradeço a Ele pela minha família, meu bem maior, por minha paz, minha saúde, meu lar, meus amigos e meu trabalho.

Agradeço à Deus por ter me concedido a bênção de viver em uma família maravilhosa, com pais agraciados que me proporcionaram, antes de qualquer bem material, o apoio necessário para o meu crescimento humano e espiritual. Obrigada papai e mamãe!

Aos meus irmãos Kátia Alessandra da Silva e Gustavo Gomes da Silva e meu cunhado Eliabe Soares da Costa que demonstraram apoio e confiança em todos os momentos. Vocês são verdadeiramente uma bênção na minha vida.

Ao Kenio Carvalho de Matos. Ainda não criaram palavras para que eu pudesse expressar a minha enorme gratidão e amor por essa pessoa tão especial. A você eu dedico parte da minha existência, a você eu dedico a minha formação, o meu mestrado e parte do meu crescimento humano. Pode ser que eu conseguisse chegar aqui sem seu apoio, mas eu tenho a certeza que a caminhada seria muito mais árdua.

Existem pessoas que entram na nossa vida com o intuito de provar que não existe bem maior que o amor, o respeito e a amizade. Entre essas pessoas estão os meus grandes amigos e irmãos de coração: Andréa Rodrigues da Cunha Naves, Daniela Santana David, Keila Carvalho de Matos e Viníciu Fagundes Bárbara. À todos estes eu tenho muito a agradecer, principalmente pelo apoio e carinho a mim sempre demonstrado.

Aos meus amigos Alberto Francener, Frederico Carlos M. de Menezes Filho, Paulo de Tarso Ferreira Sales, Helaine Resplandes, Prof. Osmar Mendes, Prof. Alfredo Ribeiro da Costa e Prof. Eduardo Queija de Siqueira, pela paciência e apoio nas horas de dúvidas.

Ao Prof. Altair Sales Barbosa, pelo estímulo e iniciação na pesquisa.

Aos meus amigos Vanuza Gomes Guimarães e Júlio César de Souza Oliveira Pinto, pelo carinho, compreensão e apoio. Vocês não sabem o quanto foram importantes nessa fase da minha vida.

Ao meu orientador Klebber Teodomiro Martins pela compreensão, estímulo, persistência, paciência e empenho para a qualidade deste trabalho. Este sim é um exemplo de humildade e sabedoria.

Ao Ilton Belchior Cruvinel, pelo estímulo e apoio na fase final desse trabalho.

À Secretária do Programa de Pós-Graduação *Stricto Sensu* em Engenharia do Meio Ambiente (PPGEMA), Deuzélia Rosa Gomes dos Santos, pela paciência, apoio e conversas edificantes.

À todos os meus colegas de mestrado que de alguma forma me ofereceu apoio e auxílio.

Aos seguintes órgãos e seus respectivos funcionários, pelo apoio institucional, financeiro e/ou logístico: Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), Programa de Pós-Graduação *Stricto Sensu* em Engenharia do Meio Ambiente (PPGEMA) e a Universidade Federal de Goiás (UFG).

À todos que contribuíram de alguma maneira singular para a conclusão desse trabalho.

“Cada dia a natureza produz o suficiente para nossas necessidades. Se cada um tomasse o que lhe fosse necessário, não haveria pobreza no mundo e ninguém morreria de inanição”.

(Mohandas Karamchand Ganhi)

RESUMO

O presente trabalho apresenta a avaliação da eficiência de quatro métodos de controle de enchentes em uma bacia urbana localizada na cidade de Goiânia, que apresenta graves problemas de inundação. Estes alagamentos devem-se a alguns fatores que foram levantados, tais como: muitas áreas impermeabilizadas, poucas áreas verdes e rede com dimensões pequenas e insuficientes para o escoamento de todo o volume produzido. Foram analisadas a implantação de microservatórios de retenção, trincheira de infiltração, o aumento da área permeável no interior dos lotes (de 30% e 50%) e o uso dos lagos do Bosque dos Buritis como dispositivo de controle. Para tanto, procederam-se simulações no modelo computacional SWMM – *Storm Water Management Model* – em que foram avaliados 11 cenários hipotéticos na bacia, que consistiram na aplicação dos dispositivos de forma individual e em conjunto. Para a determinação do índice de impermeabilização da área estudada foi necessário realizar um levantamento em uma área amostra, o qual demonstrou uma média de 86.16% de impermeabilização em cada lote. A precipitação utilizada foi uma série sintética, determinada por meio da equação de chuva desenvolvida por Costa e Brito (1999) com tempo de recorrência adotado de 2 anos. Para representar a infiltração, optou-se por trabalhar com a equação de infiltração de Horton, segundo os parâmetros de Moura (2005). O cenário simulado com a implantação de trincheira de infiltração e o aumento da área permeável em 50% apresentou aproximadamente 43% de eficiência na redução da vazão de pico, indicando que essa poderia ser a melhor solução para o problema analisado, enquanto que o cenário com microservatórios apresentou a menor eficiência, aproximadamente 3%.

Palavras-chave: SWMM, dispositivos de controle de enchentes, impermeabilização, bacia urbana.

ABSTRACT

This research presents an evaluation of the efficiency of four flood control measures applied to an urban basin in the city of Goiânia, State of Goiás, Brazil. Goiânia shows frequent flooding problems. The following factors have been identified as causes of the floodings: (1) significant number of impervious areas (2) lack of green areas, (3) insufficient capacity of the pipe network to convey the produced water volume. Small detention basins, infiltration trenches and the increase of permeable areas (30-50%) within parcels have been evaluated as flood control measures as well as the use of the “Lago do Bosque dos Buritis” as a detention basin. For this purpose, the Stormwater Management Model – SWMM has been applied for evaluating 11 hypothetical management measures in the water basin. The later control measures were evaluated individually as combined. In determining the impervious area index of the studied area, field visits have been carried out, which showed high imperviousness. (86.16%). A synthetic rainfall time series, derived from the equation proposed by Costa e Brito (1999) with recurrence of 2 years, has been used in the simulations. Horton`s equation was applied to represent infiltration trenches with parameters presented in Moura (2005). The scenario which combines the use of infiltration trenches and the increase of pervious areas to 50% has shown to be the best solution in reducing peak flow with 43% efficiency. On the other hand, the scenario using detention basins presented the smallest efficiency (3%).

Key words: SWMM, flood control measures, imperviousness, urban basin

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1: Esquema do ciclo hidrológico (TEIXEIRA <i>et al.</i> , 2003).....	23
FIGURA 2.2: Processos que ocorrem numa área urbana (HALL, 1984 <i>apud</i> PORTO, 2004).....	25
FIGURA 2.3: Esquema de bacia de detenção (MAIDMENT, 1993 <i>apud</i> TUCCI, 2005).....	31
FIGURA 2.4: Esquema de bacia de detenção <i>off-line</i> (adaptado TUCCI, 2005).....	32
FIGURA 2.5: Modelo de reservatório de lote (CRUZ, 1998).....	35
FIGURA 2.6: Esquema de armazenamento de água pluvial na fonte (Fonte: Lucia Helena de Oliveira).....	36
FIGURA 2.7: Esquema de Vala de Infiltração (URBONAS E STAHRÉ,1993 <i>apud</i> TUCCI, 2005).....	36
FIGURA 2.8: Vala de infiltração.....	36
FIGURA 2.9: Trincheira de Infiltração (Azzout <i>et al.</i> , 1994 <i>apud</i> Silveira, 2002).....	37
FIGURA 2.10: Representação do hidrograma (RAMOS <i>et al.</i> , 1999).....	40
FIGURA 3.1: Área estudada com os pontos de descarga.....	65
FIGURA 3.2: Área de alagamento na AV. 87 no Setor Sul em Goiânia (nov/2006).....	65
FIGURA 3.3: Vista aérea do Bosque dos Buritis (Google Earth, 2006).....	66
FIGURA 4.1: a) Comparação do hidrograma entre SD6 e SD13 na Bacia do Córrego Botafogo; b) Comparação do hidrograma entre SD6 e SD13 no Bosque dos Buritis.....	69
FIGURA 4.2: Hietograma da precipitação de projeto.....	70
FIGURA 4.3: Vista parcial de residências estudadas: a) casa 1; b) casa 6.....	72
FIGURA 4.4: a) Lago 1 do Bosque dos Buritis; b) Lago 2 do Bosque dos Buritis;c) Lago 3 do Bosque dos Buritis.....	73
FIGURA 4.5: Gráfico de comparação das simulações SLP e SLR.....	74
FIGURA 4.6: a) Hidrograma de saída dos modelos SD6 e SD6B -Bosque dos Buritis; b) Hidrograma de saída dos modelos SD6 e SD6B -Córrego Botafogo.....	78

FIGURA 4.7: Localização dos pontos de extravasamento na bacia – SD6.....	79
FIGURA 4.8: Comparação do hidrograma de saída do modelo SD13 no Bosque dos Buritis e Córrego dos Buriti.....	81
FIGURA 4.9: Localização dos pontos de extravasamento na bacia – SD13.....	82
FIGURA 4.10: a) Hidrograma de saída dos modelos SD13 e SD13B -Bosque dos Buritis; b) Hidrograma de saída dos modelos SD13 e SD13B -Córrego Botafogo.....	83
FIGURA 4.11: a) Hidrograma de saída dos modelos SD13 e SD13P -Bosque dos Buritis; b) Hidrograma de saída dos modelos SD13 e SD13P -Córrego Botafogo.....	84
FIGURA 4.12: a) Hidrograma de saída dos modelos SD13 e SD13P50 -Bosque dos Buritis; b) Hidrograma de saída dos modelos SD13 e SD13P50 -Córrego Botafogo.....	86
FIGURA 4.13: a) Hidrograma de saída dos modelos SD13 e SD13TF -Bosque dos Buritis; b) Hidrograma de saída dos modelos SD13 e SD13TF -Córrego Botafogo.....	87
FIGURA 4.14: a) Hidrograma de saída dos modelos SD13 e SD13BP -Bosque dos Buritis; b) Hidrograma de saída dos modelos SD13 e SD13BP -Córrego Botafogo.....	89
FIGURA 4.15: a) Hidrograma de saída dos modelos SD13 e SD13P50B -Bosque dos Buritis; b) Hidrograma de saída dos modelos SD13 e SD13P50B -Córrego Botafogo.....	90
FIGURA 4.16: a) Hidrograma de saída dos modelos SD13 e SD13P50TF -Bosque dos Buritis; b) Hidrograma de saída dos modelos SD13 e SD13P50TF -Córrego Botafogo.....	92
FIGURA 4.17: Hidrograma de entrada e saída do primeiro reservatório.....	93

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1: Alteração de parâmetros climáticos devido à urbanização (adaptado de PORTO, 2004).....	24
TABELA 2.2: Origem e natureza dos poluentes das águas pluviais (Chocat <i>et al.</i> , 1997).....	27
TABELA 2.3: Medidas de controle de inundações (RAMOS <i>et al.</i> , 1999).....	30
TABELA 2.4: Vantagens e desvantagens da implantação de bacias de retenção (adaptado de RAMOS <i>et al.</i> , 1999).....	31
TABELA 3.1: Valores de k em função de ε	60
TABELA 4.1: Características dos lotes da área de amostragem.....	72
TABELA 4.2: Características dos lagos do Bosque dos Buritis.....	73
TABELA 4.3: Volume agrupado dos microreservatórios em cada sub-área na discretização em 13.....	75
TABELA 4.4: Porcentagem de área impermeável por sub-área.....	76
TABELA 4.5: Cenários simulados no trabalho.....	77
TABELA 4.6: Resumo dos resultados para cada cenário.....	94
TABELA A1: Resultado das simulação com o cenário SD13 para o Bosque dos Buritis.....	107
TABELA A2: Resultados da simulação com o cenário SD13 para o Córrego Botafogo.....	108
TABELA A3: Resultado da Simulação com o cenário SD13B para o Bosque dos Buritis.....	109
TABELA A4: Resultado da Simulação com o cenário SD13B para o Córrego Botafogo.....	110
TABELA A5: Resultado da Simulação com o cenário SD13P para o Bosque dos Buritis.....	111
TABELA A6: Resultado da Simulação com o cenário SD13P para o Córrego Botafogo.....	112
TABELA A7: Resultado da Simulação com o cenário SD13P50 para o Bosque dos Buritis.....	113
TABELA A8: Resultado da Simulação com o cenário SD13P50 para o Córrego Botafogo.....	114
TABELA A9: Resultado da Simulação com o cenário SD13TF para o Bosque dos Buritis.....	115
TABELA A10: Resultado da Simulação com o cenário SD13TF para o Córrego Botafogo.....	116

TABELA A11: Resultado da Simulação com o cenário SD13BP para o Bosque dos Buritis..	117
TABELA A12: Resultado da Simulação com o cenário SD13BP para o Córrego Botafogo.....	118
TABELA A13: Resultado da Simulação com o cenário SD13P50B para o Bosque dos Buritis.....	119
TABELA A14: Resultado da Simulação com o cenário SD13P50B para o Córrego Botafogo .	120
TABELA A15: Resultado da Simulação com o cenário SD13P50TF para o Bosque dos Buritis.....	121
TABELA A16: Resultado da Simulação com o cenário SD13P50TF para o Córrego botafogo.....	122
TABELA A17: Resultado da Simulação com as bacias de detenção do Bosque dos Buritis.....	123

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
SWMM	<i>Storm Water Management Model</i>
EPA	<i>Environmental Protection Agency</i>
DERMU-COMPAV	Departamento de Estradas e Rodagens e Companhia de Pavimentação do Município de Goiânia
MUBDG	Mapa Urbano Digital de Goiânia
GPS	Sistema de Posicionamento Global ou Global Position System
SCS	<i>Soil Conservation Service</i>
SD6	Discretização da área em 6 sub-área com características atuais, sem nenhum método de controle
SD6B	Discretização da área em 6 sub-área com implantação de microreservatórios
SD13	Discretização da área em 13 sub-áreas com características atuais, sem nenhum métodos de controle;
SD13B	Implantação de microreservatórios
SD13P	Aumento de área permeável (30% em cada lote).
SD13PB	Inserção de microreservatórios com aumento da área permeável (30% em cada lote).
SD13P50	Aumento de área permeável (50% em cada lote).
SD13TF	Implantação de trincheira de infiltração no lote
SD13P50B	Aumento de área permeável (50%) com implantação de microreservatórios
SD13P50TF	Aumento de área permeável (50%) com implantação de valas de infiltração
SD13LB	Simulação do modelo com a implantação dos lagos dos Bosque dos Buritis

LISTA DE SÍMBOLOS

V_{esd}	Escoamento superficial direto
A	Área de drenagem
h_e	Lamina da chuva excedente
F	Retenção do solo
P	Precipitação total
I_a	Extração inicial
P_e	Precipitação escoada
S	retenção potencial do solo
CN	número de curva
i	Intensidade de chuva
B, b, c	parâmetros que descrevem características locais
T	período de retorno
t	Duraçã da chuva
$\beta, \alpha, \gamma, \delta$	parâmetros regionais associados ao período de retorno T
I_0	capacidade de infiltração inicial
I_b	capacidade de infiltração final)

K	constante que representa a taxa de decréscimo na capacidade I_t
t_c	Tempo de concentração
L	Comprimento do talvegue
S	Declividade do talvegue
J	Volume da bacia de detenção
Q_a	Vazão afluente
k	Fator que é função da relação da detenção
t_c	Tempo de concentração
ε	Quociente entre a vazão efluente e vazão
Q_e	Vazão efluente
D	Comprimento do escoamento
v	Velocidade do escoamento
Δh	Desnível do lote
V_s	Volume da Bacia
Q_d	Vazão pós-ocupação
Q_a	Vazão antes da ocupação

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 –ELEMENTOS PRÉ-TEXTUAIS	19
1.1 Introdução	19
1.2 Justificativa	20
1.3 Objetivos	22
1.3.1 Objetivo Geral	22
1.3.2 Objetivo Especifico	22
CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
2.1 O Efeito da Urbanização no Meio Ambiente	23
2.2 Qualidade das águas de escoamento superficial	24
2.3 Medidas de Controle de Inundação	26
2.3.1 Medidas não-estruturais	28
2.3.2 Medidas estruturais	29
2.3.2.1 Reservatórios de detenção	29
2.3.2.2 Dispositivos de Infiltração	34
2.3.2.2.1 Vala, Valetas e Planos de Infiltração	34
2.3.2.2.2 Trincheira de Infiltração	35
2.3.3 Casos Práticos	37
2.4 Chuva Excedente	38
2.4.1 Método do Soil Conservation Service (SCS)	38
2.4.2 Hidrograma	40
2.4.3 Curvas IDF	41
2.5 Modelos Hidrológicos	42
2.6 Aspectos Legais	45
2.6.1 Aspectos Legais da Drenagem Urbana em Nível Internacional	46
2.6.2 Aspectos legais da drenagem urbana no Brasil	47

CAPÍTULO 3 – MATERIAIS E MÉTODOS	52
3.1 Escolha do Modelo Computacional	52
3.2 Discretização da Área no Modelo	53
3.3 Parâmetros de entrada no Modelo	54
3.3.1 Intervalo de Tempo de Simulação	54
3.3.2 Parâmetros básicos	54
3.3.3 Equação de infiltração	55
3.3.4 Tempo de concentração	56
3.3.5 Precipitação de Projeto	57
3.4 Métodos de Controle	58
3.4.1 Microreservatórios de Detenção	59
3.4.1.1 Método do Muller – Neuhaus	59
3.4.1.2 Método do Tucci	60
3.4.2 Bacias de Detenção	61
3.4.2.1 Método Franco	61
3.4.2.2 Método de Guo	62
3.4.3 Ajuste da Simulação da Bacia	62
3.4.4 Consideração dos Microreservatórios no Modelo SWMM	62
3.4.5 Consideração da Vala de Infiltração no Modelo	63
3.4.6 Aumento de Área Permeável	63
3.5 Características da Área Estudada	64
3.5.1 Área de Amostragem	66
3.5.2 Lagos do Bosque dos Buritis - Método de Controle	67
CAPÍTULO 4 – RESULTADOS E DISCUSSÕES	68
4.1 Parâmetros Básicos de Entrada no Modelo	68
4.1.1 Discretização da Área	68
4.1.2 Tempo de Concentração	70
4.1.3 Tempo de Simulação e Precipitação	70
4.1.4 Dimensionamento de Microreservatórios	71
4.1.5 Dimensionamento da Bacia de Detenção	71

4.1.6 Levantamento da Área de Amostragem	72
4.1.7 Lagos do Bosque dos Buritis	73
4.1.8 Simulação dos Microreservatórios no SWMM	74
4.1.9 Aumento da Área Permeável	76
4.1.10 Simulação de Cenários	76
4.2 Resultados e Análise das Simulações	77
4.2.1 Cenários SD6 e SDB6	78
4.2.2 Simulação da Bacia (SD13)	80
4.2.3 Microreservatórios no Cenário (SD13B)	81
4.2.4 Área Permeável de 30% (SD13P)	84
4.2.5 Área permeável de 50% (SD13P50)	85
4.2.6 Trincheiras de Infiltração (SD13TF)	87
4.2.7 Microreservatório com Aumento de Área Permeável para 30%/lote (SD13BP)	88
4.2.8 Microreservatório com Aumento de Área Permeável para 50%/lote (SD13P50B)	90
4.2.9 Trincheira de Infiltração com Aumento de Área Permeável (SD13P50TF)	91
4.2.10 Bacia de Detenção do Bosque dos Buritis	93
4.3. Discussão	94
CAPÍTULO 5 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES	96
5.1 Conclusões e Sugestões	96
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	99
ANEXO 1	106
ANEXO 2	108
APENDICE 1	110

CAPITULO 1 - ELEMENTOS PRÉ-TEXTUAIS

1.1 Introdução

O crescente processo de urbanização das cidades de todo o mundo, seja em países desenvolvidos ou em desenvolvimento, juntamente com o aumento conseqüente da impermeabilização das áreas e ocupação inadequadas de áreas ribeirinhas, tem promovido grandes problemas de inundações urbanas. A impermeabilização não só promove o agravamento de enchentes, mas também impede a recarga do lençol freático e favorece o aumento da temperatura local. Mesmo sendo em pequena escala, a mudança do clima pode tomar proporções maiores à medida que mais áreas vão sendo impermeabilizadas. Estudos recentes indicam uma relação direta entre o aumento da impermeabilização e o incremento da vazão de pico (TUCCI, 1998). Assim, quanto mais urbanizada a área, maior freqüência de inundações.

Neste sentido um sistema de drenagem urbana eficiente se torna um elemento indispensável a qualquer área urbana e não deve ser visto meramente como uma obra de engenharia destinada a escoar o excesso de água, pois compreende o conjunto de todas as medidas a serem tomadas que visem à atenuação dos riscos e dos prejuízos decorrentes de inundações aos quais a sociedade está sujeita. Para tanto, deve-se trabalhar com diversos enfoques para minorar estes impactos, tais conceitos são baseados em medidas estruturais e medidas não estruturais, e serão abordadas nesse trabalho.

Atualmente no mundo, aproximadamente 60% da população vive em áreas urbanas, no Brasil, segundo o censo de 2000 do IBGE, este índice já está na casa dos 80%. Tal aumento na taxa de ocupação urbana ocorreu somente nas últimas décadas do Século XX. Este crescimento na maioria dos casos deu-se de modo desordenado e não planejado, contribuindo para o aumento das enchentes urbanas. Para que as cidades se tornem mais sustentáveis do ponto de vista ambiental é necessário implementar o conceito de coleta armazenamento, utilização e infiltração de águas pluviais, assunto que tem sido muito discutido em nível nacional e internacional.

Segundo Fendrich (2005), as cidades brasileiras precisam promover a construção de sistemas de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais, para assegurar a

auto-sustentabilidade dos sistemas de abastecimento de água, restabelecer e proteger a circulação da água regionalmente. Dessa maneira, o principal foco da presente pesquisa consistiu em estudar a eficiência de métodos de controle do escoamento e conseqüentemente na redução de enchentes em bacias urbanas.

A concepção dos métodos para atenuação de picos de cheia baseia-se na redução parcial ou total do volume escoado nas superfícies pelas precipitações antes que esta atinja a rede de drenagem existente, ou seja, sua aplicação é realizada no interior de lotes, nos passeios, estacionamentos, praças e parques, etc.

As formas de redução da cheia avaliadas neste trabalho foram:

- microreservatórios de detenção;
- trincheira de infiltração;
- bacia de detenção
- aumento da área permeável.

A avaliação foi realizada empregando a ferramenta computacional *Storm Water Management Model* (SWMM), versão 5.0, desenvolvida pela Environmental Protection Agency (EPA). Este é um programa gratuito e livre, além de ser um dos mais utilizados nos dias atuais por pesquisadores de várias partes do mundo na modelagem de sistemas de águas pluviais.

1.2 Justificativa

Os problemas enfrentados pelas bacias urbanas não podem ser resolvidos de forma isolada pela Engenharia ou simplesmente com o uso de modelos computacionais. É importante que se consolidem estudos sistemáticos que envolvam as diferentes áreas complementares do conhecimento, para que, por meio da interdisciplinaridade de equipes, seja possível superar os atuais e futuros desafios impostos pela nova realidade de urbanização.

Visto que as bacias urbanas possuem, normalmente, um sistema de drenagem antigo e muitas vezes sub-dimensionado, problemas de alagamentos não são raros de serem observados. A área adotada como exemplo para o desenvolvimento deste trabalho está localizada em uma parte nobre da cidade de Goiânia, e é caracterizada por residências com um grande índice de impermeabilização. Devido a isto, o incremento da vazão de contribuição da área aumentou

consideravelmente nos últimos anos. Para que o problema de enchentes na região em questão possa ser sanado, é possível a adoção de medidas caras, por exemplo, a expansão da rede ou a adoção de medidas alternativas e mais econômicas para o município, mas que necessitariam de uma maior conscientização da população, da comunidade técnica e de legislações específicas eficazes. É exatamente nesse ponto que se vê a possibilidade de implantação de métodos de controle em nível de lote.

Concomitante à questão da adoção de microreservatórios podem ser buscadas alternativas de detenção em nível de bacia. Sendo assim, vislumbrou-se a possibilidade de utilização de uma bacia de detenção local, localizado no Bosque dos Buritis, na parte mais baixa da região estudada, e que poderia ser utilizado como método de controle de enchentes.

A modelação destaca-se como uma ferramenta imprescindível no que tange às questões hídricas em geral, e principalmente na avaliação de cheias de projeto, pois possibilita uma ampla abordagem sobre os principais mecanismos e interações que se desenvolvem em uma área urbana. Através dos modelos matemáticos, é possível compreender algumas propriedades dos sistemas, prever suas reações a estímulos e estimar suas capacidades de escoamento. Essas ferramentas também permitem antever os impactos decorrentes de inúmeros cenários hipotéticos, o que possibilita fundamentar as decisões de gestão de bacias tomadas por seus responsáveis legais.

Nesta pesquisa, o modelo SWMM foi utilizado, basicamente, na avaliação da implantação dos métodos de controle na redução dos pontos de alagamento, tendo sido fundamentado em informações obtidas da literatura e *in loco*. Esse modelo poderá auxiliar na busca das possíveis soluções gerenciais para a minimização dos impactos que ocorrem na área, principalmente no que diz respeito à inundações.

Espera-se que esse trabalho seja uma contribuição para a comunidade científica, visto que problemas de enchentes são constantes nas grandes cidades.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo Geral

O objetivo deste trabalho foi simular medidas de contenção de cheia em nível de lote e da bacia verificando também a eficiência destas medidas na diminuição da magnitude e frequência das cheias na área.

1.3.2 Objetivos específicos

Foram objetivos específicos da pesquisa:

- a)** aplicar um método para utilização de um modelo hidrológico computacional;
- b)** adaptar a simulação de medidas de contenção de cheia - microreservatórios, trincheira de infiltração e aumento da área permeável - no modelo SWMM;
- c)** verificar se ocorre alteração significativa na adaptação do modelo de modo ao inviabilizar os resultados;
- d)** dimensionar os métodos de controle utilizados empregando métodos da literatura;
- e)** aplicar o modelo a uma bacia urbana real, localizada na cidade de Goiânia;
- f)** avaliar a eficiência das medidas isoladamente e em conjunto;
- g)** divulgar os resultados da pesquisa para a comunidade científica e sociedade interessada.

CAPITULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 O Efeito da Urbanização no Meio Ambiente

O ciclo hidrológico é um sistema fechado que rege toda a distribuição de água no planeta. Este é um sistema complexo que pode sofrer influências de alterações no meio. A urbanização é um dos elementos que pode alterar o funcionamento do ciclo hidrológico e, conseqüentemente, a distribuição de água além da sua qualidade. Na **Figura 2.1**, pode-se visualizar o esquema do ciclo hidrológico.

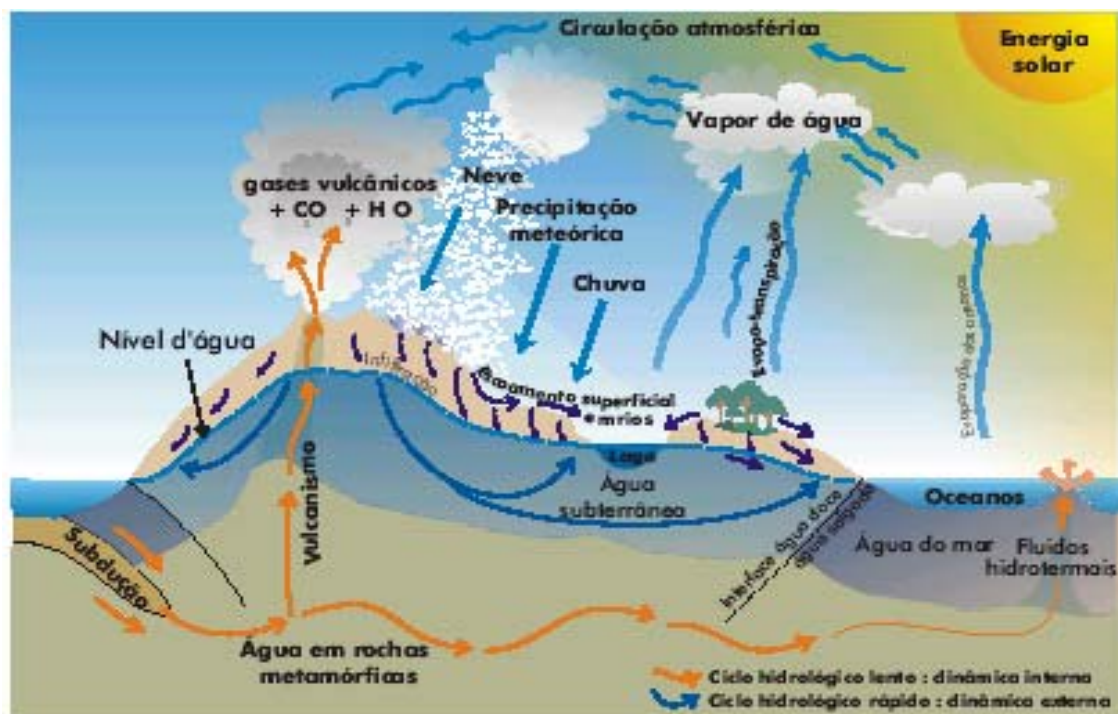


Figura 2.1 - Esquema do ciclo hidrológico (TEIXEIRA *et al.*, 2003)

Naturalmente, parte da água precipitada sobre a terra sofre o processo de infiltração, transferência da água da superfície para o interior do solo, mas, para que haja a infiltração é necessário que o solo esteja suscetível a esse processo. Com a urbanização, tende-se a ocorrer a impermeabilização de áreas cada vez maiores, o que impede a infiltração e ocasiona grandes danos ambientais: é promovido o aumento do escoamento superficial; ocorre o impedimento da recarga do lençol freático, que é realizado através da infiltração; há uma maior evaporação e menor evapotranspiração e um aumento da temperatura, uma vez que as superfícies permeáveis absorvem o calor e o devolve ao ambiente. Esse aumento da temperatura pode ainda promover o

aumento de precipitações convectivas, pois favorece a movimentação do ar ascendente (**Tabela 2.1**).

Tabela 2.1 - Alteração de parâmetros climáticos devido à urbanização (adaptado de PORTO, 2004)

Elemento	Varição em relação à área natural
Precipitações totais	5 a 10% maior
Temperatura do ar	0,5 a 1,0 °C maior
Umidade relativa	2 a 8% maior
Nebulosidade	100% maior

Conforme Porto *et al.*(2004), as conseqüências sobre o clima, apesar de agir em pequena escala, podem, a longo prazo, causar alterações sobre a qualidade das águas pluviais, diminuição de vazões mínimas e a conseqüente alteração do microclima urbano como regime de chuvas, ilhas de calor, elevação na umidade do ar, mudança na direção e velocidade do vento entre outros. O aumento do escoamento ainda pode promover o aumento de doenças como cólera, dengue, malária, leptospirose, esquistossomose, febre tifóide e poliomielite. Pode-se observar na **Figura 2.2** alguns dos efeitos da urbanização e as suas interligações.

2.2 Qualidade das águas de escoamento superficial

O escoamento superficial tem efeito direto sobre a qualidade da água de rios e lagos, pois acaba por transportar o lixo depositado em locais inadequados e contaminantes como, por exemplo, metais pesados, pesticidas, compostos orgânicos e organismos patogênicos. A quantidade de lixo carregada para os mananciais aumentou significativamente nas últimas décadas. A contaminação ocorre, principalmente, em função das ligações clandestinas de esgoto, que é extremamente nociva ao ecossistema aquático, além de prejudicar o uso dos corpos receptores para abastecimento público e recreação.

Segundo Fendrich (1999) os efeitos a seguir podem ser notados na qualidade da água em razão do escoamento de água pluvial, como:

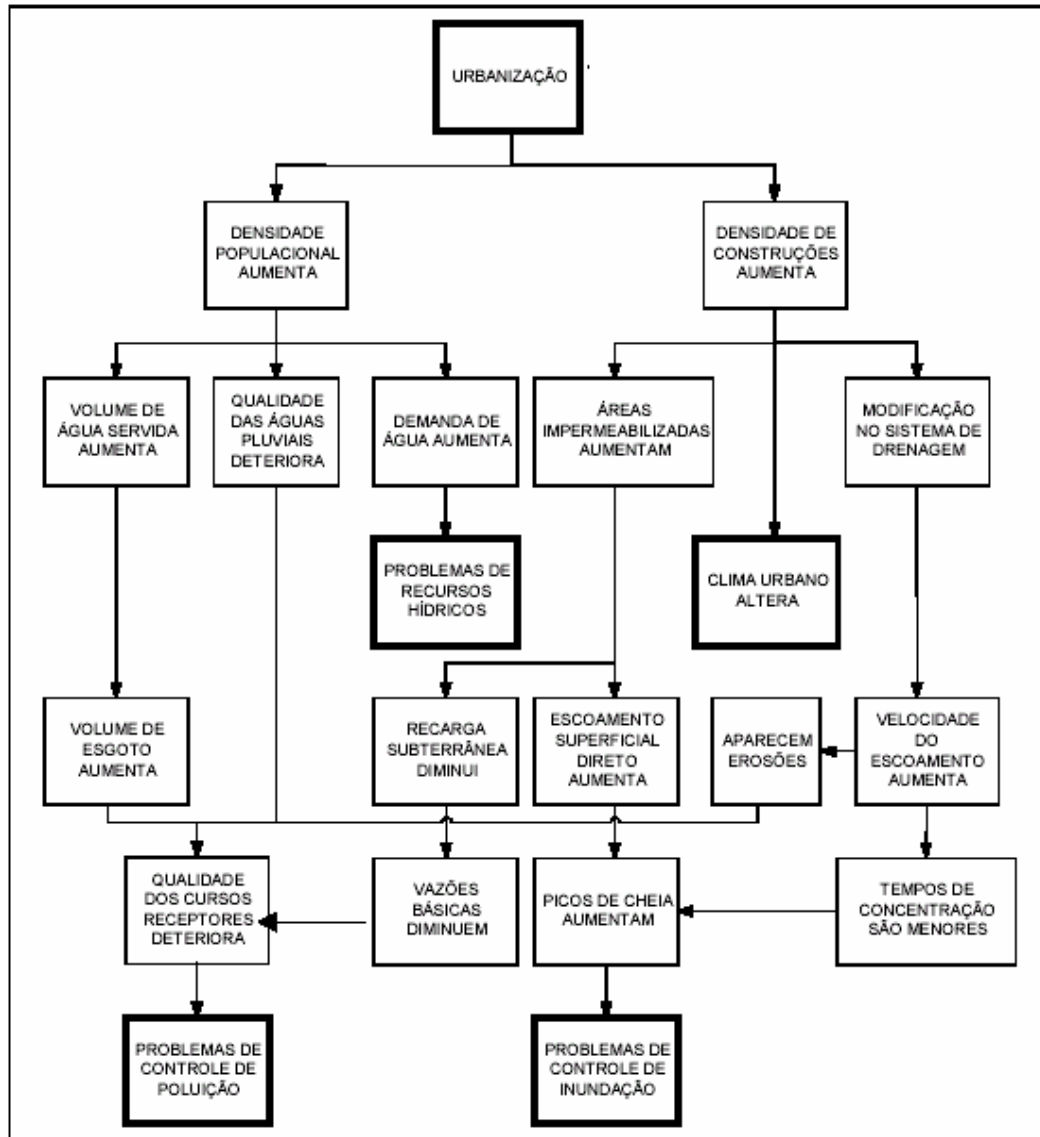


Figura 2.2 - Processos que ocorrem numa área urbana (HALL, 1984 *apud* PORTO, 2004).

- ◆ aumento do carreamento de nutrientes, como nitrogênio e fósforo, ao corpo receptor das águas de drenagem urbana, aumentando a população de algas e vegetais aquáticos superiores, provocando a eutrofização do ecossistema aquático;
- ◆ aumento dos depósitos de sedimentos (assoreamento) que alteram o leito do corpo d'água receptor, causando diminuição da capacidade de escoamento, destruição de habitats e

diminuição e alteração das populações que vivem no fundo dos corpos receptores de águas pluviais;

- ◆ depleção da concentração de oxigênio dissolvido (O.D) dos corpos receptores de águas pluviais, pela decomposição e oxidação de matéria orgânica e dos compostos presentes nos volumes escoados pela drenagem urbana;

- ◆ geração de alterações estéticas pelo aumento da concentração de sedimentos em suspensão, afetando a transparência da água, aumentando a turbidez e alterando a cor e a aparência do corpo d'água receptor.

A quantidade e a qualidade das águas pluviais são variáveis do mesmo problema e devem ser consideradas em conjunto e não dissociadas. Águas de drenagem urbana de boa qualidade se constituem em recursos hídricos potencialmente utilizáveis para irrigação, abastecimento industrial, recarga de aquíferos etc (FENDRICH,1999).

Segundo Armitage (2004), o descarte de lixo de forma inadequada representa um grande problema para o sistema de drenagem, pois plásticos, papéis, metais, material de construção podem promover a obstrução da rede e contaminação dos mananciais.

A verificação local da ocorrência ou não da carga de poluição torna-se importante, principalmente, nos casos em que se pretende reter o escoamento superficial urbano em bacias de retenção, uma vez que o acúmulo de poluentes em uma bacia pode proporcionar maior necessidade de manutenção e influência no aspecto visual.

Segundo Chocat *et al.* (1997), normalmente, cerca de 15% a 25% da carga de poluição pluvial são atribuídas à chuva. Alguns poluentes com suas respectivas origens estão descritos no **Tabela 2.2.**

2.3 Medidas de Controle de Inundação

Segundo Thampapillai e Musgrave (1985), as medidas de controle tem como objetivo reduzir a frequência e a gravidade das enchentes.

Segundo Tucci (2005), medidas de controle do escoamento podem ter três classificações, de acordo com a sua área de atuação na bacia, como:

- distribuída ou na fonte: é o tipo de controle que atua sobre o lote, praças e passeios, aumentando áreas para infiltração e percolação, e/ou medidas de armazenamento temporário de água da chuva em reservatórios residenciais ou de telhados;

- na microdrenagem: é o controle que age sobre o hidrograma resultante de um ou mais loteamentos. Neste caso podem ser utilizados dispositivos de amortecimento do volume gerado, como tanques, lagos e reservatórios pequenos.

- na macrodrenagem: é o controle sobre os principais rios e riachos urbanos

As medidas de controle e/ou prevenção de inundação podem ser classificadas em medidas estruturais e não estruturais.

As medidas estruturais correspondem a obras que visam o controle de enchentes. Segundo Tucci (2004) são aquelas que modificam o sistema fluvial evitando os prejuízos decorrentes das enchentes, enquanto que as medidas não estruturais são aquelas em que os prejuízos são reduzidos pela melhor convivência da população com as enchentes.

Tabela 2.2: Origem e natureza dos poluentes das águas pluviais (Chocat *et al.*, 1997)

Origem	Natureza dos Poluentes
Circulação de automóveis	<ul style="list-style-type: none"> • Hidrocarbonetos (óleos, graxas e gasolina). • Metais provenientes do desgaste dos pneus (zinco, cadmio, cobre) e de peças metálicas (titânio, cromo, alumínio...), chumbo (gasolina). • Óxido de nitrogênio (gases de escapamento). • Poluentes provenientes da erosão de pavimentos de vias (elementos procedentes do cimento ou do pavimento das calçadas, das pinturas do pavimento, notadamente do chumbo).
Indústria	<ul style="list-style-type: none"> • Metais (chumbo, Cadmio, zinco). <p>Resíduos de petróleo e micro poluentes orgânicos rejeitados sob a forma líquida ou gasosa podendo ser carreados por longas distâncias.</p>
Animais	<ul style="list-style-type: none"> • Matéria orgânica proveniente de dejetos de animais (domésticos ou selvagens) que podem constituir-se em fonte de contaminação bacteriana ou viral.
Resíduos sólidos	<ul style="list-style-type: none"> • Matéria orgânica, plásticos, metais diversos,

	<p>papeis, etc. rejeitados diretamente nas bocas de lobo, provenientes de lixiviação das superfícies urbanas pelas águas pluviais, de depósitos ilegais de resíduos sólidos ou de aterros sanitários mal geridos.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Poeiras contendo diferentes poluentes (em particular, o zinco que provém de usinas de incineração emitindo grandes quantidades de poluentes).
Erosão dos solos e em canteiros de obras	<ul style="list-style-type: none"> • Matéria em suspensão (poluição mineral que pode conter agentes ativos como o asfalto).
Vegetação	<ul style="list-style-type: none"> • Matérias carbônicas, mais ou menos biodegradáveis (folhas mortas, polens). • Nitratos e fosfatos provenientes de adubos. • Compostos organo-fosforados e carbonatos (pesticidas e herbicidas).

2.3.1 Medidas não-estruturais

As medidas não-estruturais são mais baratas, pois não demandam grandes obras e baseiam-se em regulamentação do uso da terra, construções à prova de enchentes, seguro de enchentes, previsão e alerta de inundação. Estas medidas são discutidas a seguir:

- Regulamentação do uso da terra – neste caso é necessário estabelecer, primeiramente, o risco de ocorrência de inundações na a área está inserida. À partir disso será determinado se é permitida ou não a construção de habitações e se esta área pode ser utilizada para recreação. Para cotas consideradas de menor risco poderão ser permitidas construções, mas observando a necessidade de precauções especiais.

- Construções à prova de enchentes – é um conjunto de medidas projetadas para reduzir perdas de edificações localizadas em várzeas de inundação durante a ocorrência de cheias.

- Seguro – consente ao indivíduo ou empresa a obtenção de uma proteção econômica para as perdas eventuais.

-Previsão de alerta – é um sistema composto de aquisição de dados em tempo real, transmissão de informações para um centro de análise, previsão em tempo atual com modelo matemático e Plano de Defesa Civil que envolve todas as ações individuais ou de comunidade para reduzir as perdas durante as enchentes (TUCCI, 2004).

A inexistência do suporte de medidas não estruturais é apontada, atualmente, como uma das maiores causas de problemas de drenagem nos centros mais desenvolvidos (RAMOS *et al.*, 1999).

2.3.2 Medidas estruturais

As medidas estruturais podem ser divididas em extensivas e intensivas. As extensivas são aquelas que agem direto na bacia, procurando alterar as relações entre a precipitação e a vazão, como o aumento de áreas impermeáveis, dispositivos de armazenamentos disseminados na bacia e alteração da cobertura vegetal do solo, que reduz os picos de enchentes e controla a erosão da bacia (TUCCI, 2004). Segundo Canholi (2005), as medidas intensivas são aquelas que agem no rio e podem ser de quatro tipos:

- de aceleração do escoamento: canalização e obras correlatas;
- de retardamento de fluxo: reservatórios (bacias de detenção/retenção), restauração de calhas naturais;
- de desvio do escoamento: túneis de derivação e canais de desvio;
- e ações individuais que visem promover resistência de edificações a enchentes.

Na **Tabela 2.3** são apresentadas algumas medidas estruturais e não-estruturais para o controle de inundações. Dentre as medidas estruturais está inserida a bacia de detenção, dispositivo que será discutido com maior detalhamento a seguir.

2.3.2.1 Reservatórios de detenção

A bacia de detenção é um dispositivo de armazenamento capaz de reduzir o pico do hidrograma das cheias através do armazenamento de parte do volume escoado (**Figura 2.3**). Segundo Milograma (2001), o objetivo da bacia de detenção é minimizar o impacto hidrológico

da redução da capacidade de armazenamento natural da bacia hidrográfica por causa da impermeabilização decorrente da urbanização. Não é promovida a redução do volume do hidrograma, simplesmente consegue-se uma distribuição temporal.

Conforme a Natural Resources Conservation Service (NRCS) Planning and Design Manual, as principais razões para o uso de bacias de retenção são a redução do pico na descarga de águas pluviais, o controle de inundações e a prevenção de carreamento para a jusante do canal. Também, é provável que ocorra a remoção de alguns poluentes, além da redução dos custos de um sistema de galerias de drenagem, em razão da redução das dimensões das galerias; diminuição de erosões, causada pela redução das vazões; aumento do tempo de resposta do escoamento superficial; melhoria das condições para reuso da água e recarga dos aquíferos. Porém as limitações também existem. Uma delas está relacionada à manutenção que quando não adequada, pode causar entupimento, por isso deve-se observar o local de instalação, para que não ocorra impedimentos para a realização das operações normais.

Tabela 2.3 - Medidas de controle de inundações (RAMOS *et al.*, 1999)

Medidas estruturais			
Aumento da capacidade de escoamento das calhas	<ul style="list-style-type: none"> • Diques marginais ou anulares. • Melhoria das calhas (aumento da seção transversal, desobstruções e retificações). • Canalização (melhoria da calha e revestimento, substituição da calha por galeria/canal ou desvio). 		
Redução das vazões de cheias	Medidas nos cursos d'água principais		
	Medias para controle de escoamento superficial direto	Medidas para retenção das águas pluviais	<ul style="list-style-type: none"> • Medidas locais (armazenamento em telhado, cisternas, bacias de retenção em parques, etc.). • Medidas fora do local (armazenamento em leitos secos ou em reservatórios implantados em pequenos cursos d'água)
		Medidas para infiltração das águas pluviais	<ul style="list-style-type: none"> • Medidas locais (poços, trincheiras, bacias de infiltração, escoamento dirigido para terrenos gramados, etc.)
Medidas não estruturais			
<ul style="list-style-type: none"> • Regulamentação do uso e ocupação do solo (principalmente em fundo de vale) • Proteção contra inundações (medidas de proteção individual das edificações em áreas de risco) • Seguro contra inundações • Sistemas de alerta, ações de defesa civil, relocações 			

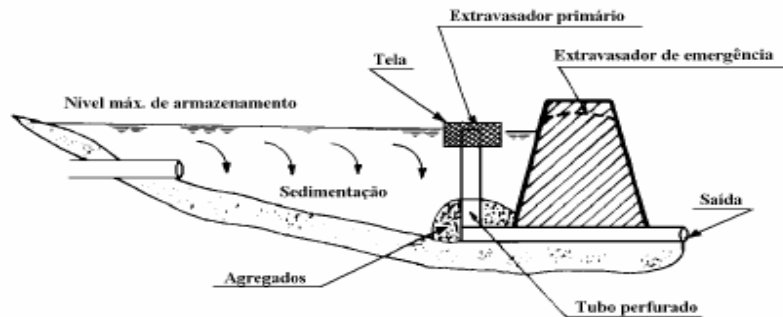


Figura 2.3: Esquema de bacia de retenção (MAIDMENT, 1993 *apud* TUCCI, 2005)

Ramos *et al.* (1999), resumem algumas vantagens e desvantagens que devem ser analisadas anteriormente ao projeto de implantação de bacias de retenção (**Quadro 2.4**).

Tabela 2.4 : Vantagens e desvantagens da implantação de bacias de retenção(adaptado de RAMOS *et al.*, 1999)

Medida	Vantagem	Desvantagem
Reservatório ou bacias de retenção.	<ol style="list-style-type: none"> 1. Retardo do deflúvio superficial direto 2. Benefício recreativo: 3. quadras poliesportivas se o terreno for propício 4. Esteticamente agradável 5. Pode controlar extensas áreas de drenagem, liberando descargas relativamente pequenas 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Requer grandes áreas 2. Custos de manutenção: <ol style="list-style-type: none"> a) poda da grama b) herbicidas c) limpeza periódicas (remoção de sedimentos) 3. Área de proliferação de pernilongos 4. Sedimentação do reservatório

Existem algumas classificações para os reservatórios. Tucci (2005) os classifica em *off-line* ou *in-line*. O reservatório é classificado como *in-line* quando a drenagem atravessa o reservatório; e como *off-line* quando o escoamento é transferido para a área de amortecimento somente após atingir uma certa cota, recebendo somente o excedente da rede de drenagem (**Figura 2.4**).

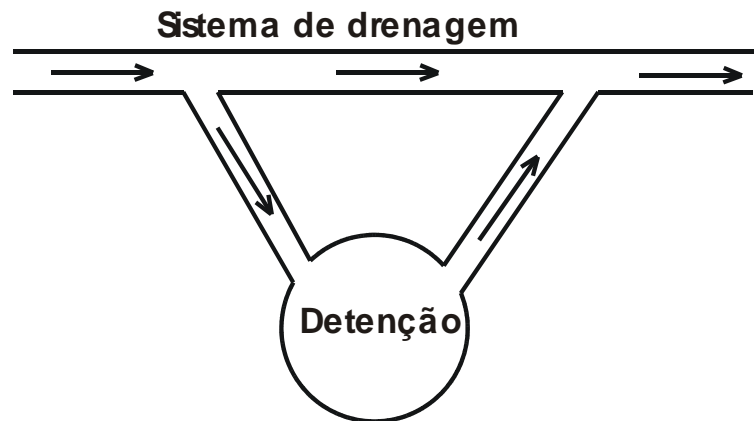


Figura 2.4: Esquema de bacia de retenção *off-line* (adaptado TUCCI, 2005)

Cruz et al.,(2001) ressalta que apesar do dispositivo poder ser implementado em nível de lote, na microdrenagem e na macrodrenagem. O controle na macrodrenagem demanda maior tempo de implementação, custos muito elevados, além de solicitar grandes áreas livres e com posicionamento adequado. A aplicação de retenção em nível de microdrenagem tem a vantagem de uma implementação mais simples, demandando menos tempo e pode ser aplicada em pequenos espaços livres, como praças, jardins ou quintais.

Estes dispositivos podem estar sendo adotados em três escalas:

- lote,
- loteamento ou
- na bacia.

Existem muitas formas de se construir os reservatórios, desde o método convencional, com concreto armado, até tanques pré-fabricados. Podem ser construídos também com anéis pré-moldados e fibras de vidro.

Para Cruz *et al.* (1998), o controle em nível de microdrenagem pode ser realizado no lote ou no loteamento completo. O controle em nível de lote permite a redução de uma parte de impactos em decorrência da urbanização, já que ainda haverá uma vazão de contribuição das ruas, calçadas e áreas públicas, a qual não será direcionada para a bacia de retenção localizada no interior do lote. O uso de reservatórios na fonte geralmente ocorre para áreas já loteadas, ao passo que o reservatório na saída do loteamento é usado para futuros loteamentos.

O controle na rede de microdrenagem ou loteamento, em princípio, tem a vantagem da escala, pois apenas um reservatório é mais eficiente do que o somatório de pequenos reservatórios devido a quantidade de manutenção requerida para vários reservatórios ao invés de

apenas um. As vantagens do controle na fonte são a redução da quantidade de material sólido e a redução da rede de drenagem do loteamento e da distribuição da manutenção entre os usuários (TUCCI,2006).

Ainda segundo Cruz *et al.* (1998), o armazenamento pode ser efetuado através de telhados, pequenos reservatórios residenciais, estacionamentos, áreas esportivas, entre outros. Esses reservatórios podem ser utilizados também para armazenar água para irrigação de grama, lavagem de superfícies ou automóveis. Porém, alguns estudiosos esclarecem que, quando se deseja um reuso dessa água, outros dispositivos deverão ser projetados, tais como coletores, filtros e sistemas de bombeamentos. Segundo Junior e Barbassa (2006), o microrreservatório de detenção deve ser construído abaixo do nível do solo de edificações para armazenamento temporário de água de chuva seguindo o modelo proposto por Cruz (1998), ilustrado na **Figura 2.5**.

Filho *et al.*, (2007), ressalta que o uso dos microrreservatórios está sujeito a algumas restrições relacionadas a espaços livres, profundidade da rede coletora principal, declividade dos lotes, nível freático alto e deposição de resíduos sólidos.

As áreas públicas, por exemplo, praças, parques e quadras esportivas, podem ser utilizadas para a instalação desses dispositivos em nível de loteamento sem nenhuma perda de espaço, uma vez que eles podem ser construídos de forma subterrânea ou como espelho d'água. Ressalta-se apenas a necessidade de planejamento detalhado, de forma que possibilite a gestão do sistema de drenagem que, à medida que é implantado, torna-se mais complexos que os sistemas clássicos.

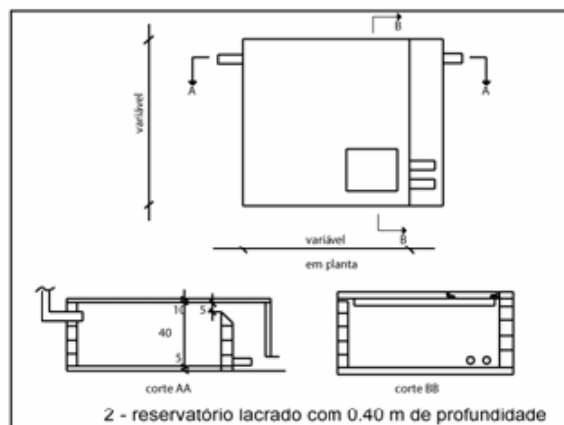


Figura 2.5: Modelo de reservatório de lote (CRUZ, 1998)

Nas bacias de detenção, o tempo de residência, ou seja, o tempo em que a água permanece armazenada na bacia, pode ser influenciado primeiramente por dois fatores: hidrológico (distribuição temporal das vazões de contribuição) e hidráulica (a duração da vazão durante um evento).

2.3.2.2 Dispositivos de Infiltração

Dispositivos de infiltração são aqueles implantados junto à superfície ou a pequena profundidade, com o objetivo de recolher as águas pluviais e favorecer infiltração, reduzindo, dessa forma, o volume escoado. Podem ser instalados em várias áreas como, por exemplo, canteiros centrais e passeios, estacionamentos, jardins, terrenos esportivos, em áreas verdes em geral e apresentam varias vantagens, pois, além de proporcionarem, a o alívio do sistema de drenagem, favorecem também benefícios hidrológicos e ambientais (**Figura 2.6**).

Baptista *et al.* (2005) citam alguns benefícios do uso de trincheiras:

- ganho financeiro, com a redução das dimensões do sistema de drenagem, sendo, às vezes até dispensável;
- ganho paisagístico, uma vez que ocupa pouco espaço;
- ganho ambiental, proporcionado pela recarga do lençol freático.

Ainda segundo Baptista *et al.* (2005), algumas dificuldades na utilização de trincheiras devem ser identificadas:

- necessidade de manutenção periódica;
- menores eficiências em áreas com declividades fortes;
- risco de contaminação do lençol.

Os principais dispositivos de infiltração são valas, valetas de infiltração e planos de infiltração, trincheiras de infiltração.

2.3.2.2.1 Vala, Valetas e Planos de Infiltração

As valas de infiltração são simples depressões escavadas no solo com o objetivo de recolher a água do escoamento superficial e efetuar o armazenamento temporário juntamente com a infiltração de parte dessa água (**Figura 2.7 e 2.8**). O que diferencia uma vala ou valetas de

planos é a dimensão delas. Segundo Baptista *et al.* (2005), as valas ou valetas possuem dimensões longitudinais significativamente maiores que suas dimensões transversais, ao contrário dos planos que não possuem dimensões longitudinais muito maiores do que as transversais e as profundidades são reduzidas, todos, no entanto, desempenham a mesma função, reter e infiltrar parte da água de escoamento.

2.3.2.2.2 Trincheira de Infiltração

Assim como os dispositivos citados anteriormente, as trincheiras de infiltração são técnicas compensatórias, instaladas com o objetivo de reter e infiltrar parte da água do escoamento superficial. A trincheira é implantada junto à superfície ou a pequena profundidade, apresenta largura e profundidade reduzidas, usualmente não ultrapassando um metro, entretanto, tem suas dimensões longitudinais maiores. A evacuação das águas captadas pode se efetuada por duas formas, infiltração no solo, através da base e das paredes laterais e por descarga natural.

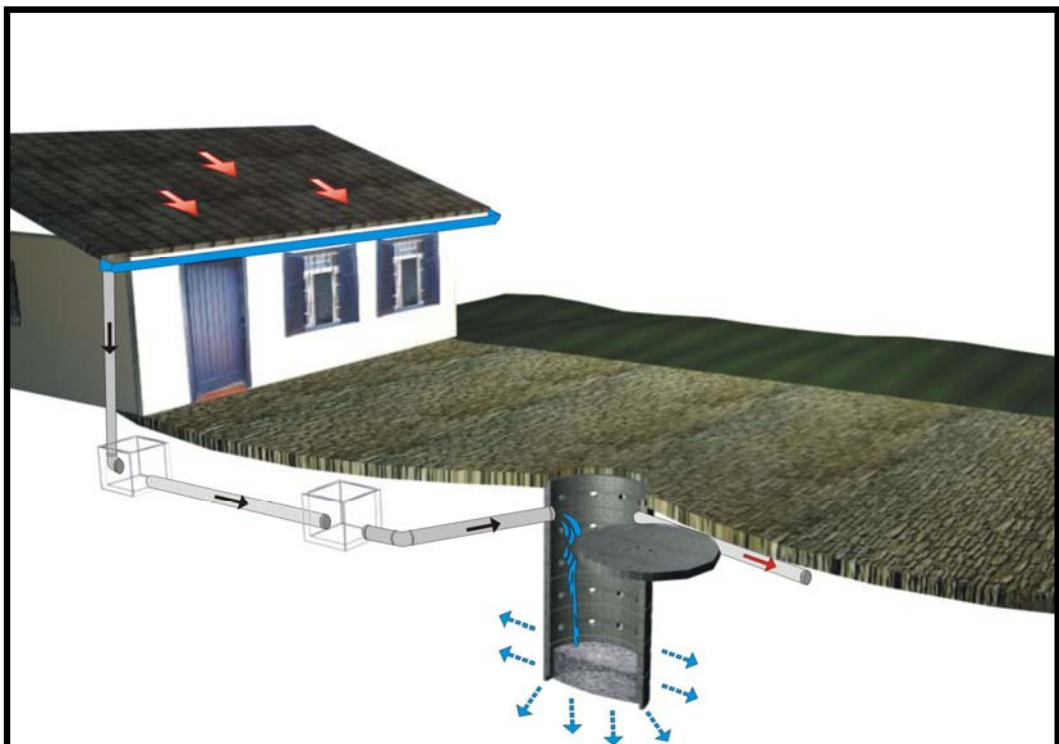


Figura 2.6 - Esquema de armazenamento de água pluvial na fonte (Fonte: OLIVEIRA,2005)

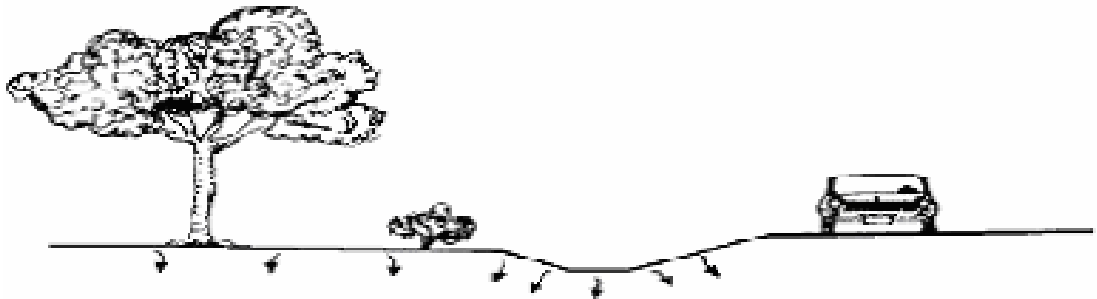


Figura 2.7 : Esquema de Vala de Infiltração (URBONAS E STAHRÉ,1993 *apud* TUCCI, 2005)

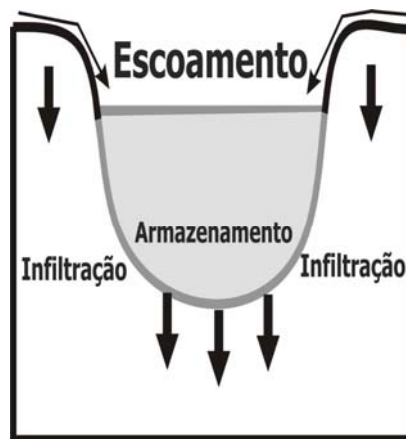


Figura 2.8: Vala de infiltração

As trincheiras devem ser preenchidas com material granular graúdo, geralmente pedra de mãos, seixos ou brita, devem ser revestidas com material tipo manta geotêxtil, o que ainda auxilia na redução da poluição do lençol, sendo que boa parte dos poluentes fica retida junto com os sedimentos (**Figura 2.9**). O uso desse dispositivo em vários países, por exemplo, Japão, remota a muitos anos (CRUZ *et al.*, 1998).

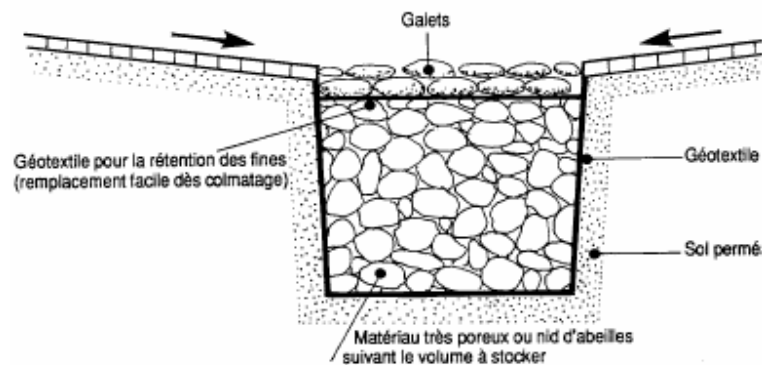


Figura 2.9: Trincheira de Infiltração (Azzout *et al.*, 1994 *apud* Silveira, 2002)

2.3.3 Casos Práticos

Vários estudos sobre bacias de retenção vêm sendo desenvolvidos nas últimas décadas. Alguns dos quais demonstram que há muitos anos a bacia de retenção, mesmo de modo precário, tem sido utilizada no controle de inundações. Eles indicam que medidas de controle de enchentes foram utilizadas na antiga Babilônia, na bacia hidrográfica do Rio Eufrates, desviando as águas excedentes para depressões no deserto árabe (FRANCO,2004).

Uma enchente ocorrida em 1913, no Estado de Ohio, nos Estados Unidos da América, teria atentado para a construção de diversas bacias de retenção, apenas para fins de controle de cheias.

O reservatório de retenção é uma realidade há duas décadas no Japão. O uso obrigatório desse dispositivo no país se tornou necessário a partir do aumento de enchentes em área urbana. Conforme Cruz *et al.*, (1998), a maior parte dos reservatórios é de residências, cerca de 60%, o que representa de 1% a 2% da superfície de controle.

Estudos na Alemanha objetivaram analisar o uso de cisternas em uma área residencial de 2,69ha com 29% representados por telhados. Este estudo concluiu que as 140 cisternas de 0,5 m³ reduziram de 10% a 20% a vazão de pico. Na França, bacias desse tipo foram usadas na prevenção de enchentes já no ano de 1711 (CRUZ *et al.*, 1998).

No Brasil, as primeiras bacias de retenção foram instaladas em Belo Horizonte em 1953, e estão em funcionamento até hoje. Atualmente as cidades de São Paulo e Curitiba têm se destacando na adoção dessas medidas.

No estudo realizado por Cruz *et al.* (1998) para a cidade de Curitiba, foi avaliado o volume necessário ao amortecimento das enchentes em lotes. Esses volumes foram estimados por intermédio do uso de um modelo matemático hidrológico de chuva-vazão. Foi trabalhado com tempo de retorno de 2 e 5 anos e cenário de taxa de impermeabilização de 50, 75, 80, 90 e 100%. As áreas dos lotes utilizadas na simulação foram de 300, 400, 500 e 600m². Foi verificado que para o maior lote (600 m²), com 100% de área impermeabilizada, necessitar-se-ia de um reservatório com volume na ordem de 2,2 m³, ao passo que, para o mesmo lote com apenas 50% de impermeabilização, o reservatório necessário seria de 1m³. Este estudo demonstrou ainda que para todos os modelos simulados essa estrutura ocuparia apenas 1% da área total do lote.

2.4 Chuva Excedente

Entende-se por quantidade de chuva a altura da água caída e acumulada sobre uma superfície plana e impermeável (PINTO *et al.*, 1976). Já o escoamento superficial direto ou chuva excedente é a parcela da chuva total que escoar inicialmente pela superfície do solo, concentrando-se em enxurradas e, posteriormente, em cursos de água. Ela é a maior responsável pelas vazões de cheia, particularmente em bacias urbanizadas.

O volume do escoamento superficial direto é encontrado pela multiplicação da área de drenagem (A) com a lâmina de chuva excedente h_e .

$$V_{esd} = A.h_e \quad (2.1)$$

Existem, atualmente, métodos para o cálculo da chuva excedente que se baseiam em relações empíricas. São muito utilizados, pois representam facilidade e confiabilidade quando empregados com discernimento. Um exemplo desse métodos é o método *Soil Conservation Service* (SCS) utilizado para cálculo das vazões de pico no método racional.

2.4.1 Método do Soil Conservation Service

O Método do Soil Conservation Service (SCS) foi desenvolvido pelo Departamento de Agricultura dos Estados Unidos e é aplicado especialmente quando não se dispõem de dados

hidrológicos. Este método relaciona o escoamento direto acumulado com a precipitação total a partir do traçado das curvas-número. Baseia-se em um parâmetro que descreve o tipo de solo, sua utilização e condição de superfície no que diz respeito à potencialidade de gerar escoamento superficial. Este parâmetro é representado por CN, que significa curva número (BAUNGARTEN *et al.*, 2003). Methods (2003) afirma que o método SCS consiste de um procedimento da divisão do total da chuva representado por um modelo de hietrograma, com extrações iniciais (interceptação, infiltração e armazenamento em depressões), retenção do solo e o escoamento. Podendo ser representado pela seguinte fórmula:

$$F = P - I_a - P_e \quad (2.2)$$

em que: F é o equivalente a retenção do solo (mm);

P é a precipitação total (mm);

I_a são as extrações iniciais (mm);

P_e é a precipitação escoada (mm).

A equação do SCS também pode ser descrita da seguinte forma:

$$S = 25.4 \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \quad (2.3)$$

em que: S é a retenção potencial do solo; CN é o número de curva e varia entre 0 e 100, correspondendo o zero a uma bacia de condutividade hidráulica infinita e o cem a uma bacia totalmente impermeável.

O valor de CN retrata as condições de cobertura e solo Quanto maior o valor de CN, maior também é o escoamento superficial e menor a retenção potencial.

O parâmetro CN depende dos seguintes fatores: tipo de solo, condições de uso e ocupação do solo, umidade antecedente do solo.

As principais vantagens deste método são:

- parâmetro único CN;
- ampla difusão com abundante bibliografia sobre experiências de sua utilização.

As principais desvantagens são:

- não considera a percolação, ou seja, não permite avaliar o escoamento subterrâneo;
- não considera recuperação da capacidade de infiltração. Basicamente, o método se adapta para cálculos em bacias com escassez de informação.

2.4.2 Hidrograma

O hidrograma é um gráfico que representa a vazão ao longo do tempo decorrente do hietograma. A área da curva representa o volume do escoamento superficial direto (V_{esd}) proporcionado pela chuva excedente (h_e) sobre uma área de drenagem (A). O hidrograma é caracterizado pelo seu volume (V_{esd}) e pela sua forma, que juntos descrevem a vazão de pico (Q_p) e, ainda por um tempo, de ascensão (t_a), que representa o tempo entre o início da chuva até o pico do hidrograma, por um tempo de base (t_b), duração total do escoamento superficial direto e por um tempo de retardamento (t_p), em que o tempo que vai do centro de massa do hietograma de chuva excedente até o pico do hidrograma, conforme pode ser visualizado na **Figura 2.10**.

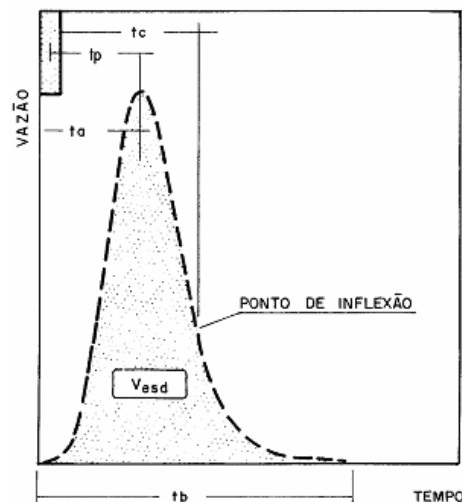


Figura 2.10: Representação do hidrograma (RAMOS *et al.*, 1999)

Segundo Tucci (2004) o hidrograma é a representação gráfica da vazão distribuída no tempo e esse é o resultado das interações dos componentes do ciclo hidrológico.

A forma do hidrograma depende de alguns fatores. Segundo Tucci (2004), os mais importantes são:

- Relevo – densidade de drenagem, declividade do rio ou bacia, capacidade de armazenamento e forma.

- Cobertura da bacia – a cobertura vegetal tende a retardar o escoamento e aumentar a perda por evapotranspiração.
- Modificações artificiais no rio – um reservatório ou uma canalização influencia diretamente no tempo de escoamento.
- Distribuição, duração e intensidade da precipitação – a distribuição e a duração da precipitação exercem influência direta no hidrograma.
- Solo – condições iniciais do solo são fatores que influenciam no resultado do escoamento.

A análise do hidrograma pode ser realizada por meio de métodos hidráulicos e hidrológicos. As equações do escoamento não permanente (conservação de massa e quantidade de movimento) são o embasamento hidráulico.

2.4.3 Curvas IDF

As curvas de intensidade-duração-frequência, também conhecidas como equações de chuva, estabelecem a relação entre a intensidade e a duração da precipitação e seu período de retorno.

Os parâmetros característicos das precipitações intensas são representados por:

- duração: tempo da chuvada;
- intensidade: relação entre a altura da chuva e sua duração;
- frequência: ocorrência em um determinado período de anos.

As equações de chuva representam um importante recurso para os projetos de drenagem em geral, visto que em muitos casos não se dispõem de dados fluviométricos.

Costa e Brito (1999) determinaram 17 equações de chuva para o estado de Goiás e Sul do Tocantins. Foi aplicado o método da estação-ano para chegar as equações que possibilitam a utilização de sete parâmetros, em que se distinguem por características locais, conforme **Equação 2.4**.

$$\frac{B \left(T^{\alpha + \frac{\beta}{T^r}} \right)^{\delta}}{(t + c)^b} \quad (2.4)$$

em que: i é a intensidade máxima de chuva (mm/min);

t é a duração (min);

T é o período de retorno (ano);

$\alpha, \beta, \gamma, \delta$ são parâmetros regionais associados ao período de retorno T ;

B, b, c , são parâmetros que descrevem características locais.

2.5 Modelos Hidrológicos

Modelos hidrológicos podem ser definidos como representações matemáticas do fluxo de água e seus constituintes sobre alguma parte da superfície e/ou subsuperfície terrestre permitem a simulação de processos físicos nas suas dimensões temporais (PULLAR; SPRINGER, 2000), possuem importância na previsão de enchentes ou para estimativas da disponibilidade hídrica em situações de escassez.

Conforme Rennó (2007), de maneira geral, um modelo é um sistema de equações e procedimentos compostos por variáveis e parâmetros. Eles procuram simular o percurso da água desde a precipitação até a saída da água do sistema, seja por escoamento para fora da bacia hidrográfica, seja por evapotranspiração.

A escolha de um determinado tipo de modelo deve ser feita com base na aplicação que se deseja e na disponibilidade de dados básicos. Um dos modelos descritos e documentado sobre na área de recursos hídricos é o IPH II. A sua utilização se refere a estimativa de hidrogramas de cheias em bacias urbanas, porém, a uma das principais dificuldades de utilização é a estimativa de seus parâmetros dentro dos diferentes cenários (GERMANO, 2007). O modelo IPH II é composto pelos seguintes algoritmos:

1. perdas através da evaporação e interceptação;
2. separação de escoamentos;
3. propagação dos escoamentos superficial; e
4. propagação subterrânea.

Germano (2007), utilizou o modelo IPH II, para representar eventos de cheia em 28 bacias urbanas em 6 cidades brasileiras. Essas foram utilizadas na análise dos prognósticos e da

variabilidade dos parâmetros para orientar o uso deste modelo para outras bacias brasileiras. Na análise dos resultados foram avaliados a vazão de pico e o volume escoado, o que permitiu obter parâmetros dos modelos para bacias com características e dados hidrológicos de bacias urbanas onde existem poucas informações e grande variabilidade das condições físicas.

O IPHS 1 é um modelo computacional que permite a determinação do hidrograma de projeto que é obtido com base na precipitação máxima ocorrida sobre uma bacia ou a partir de uma precipitação associada a um determinado risco. O modelo permite discretizar o sistema em dois módulos básicos: Bacia e Rio. Está disponível gratuitamente no *site* do Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Segundo Pedrollo *et al.*, (2007), o conjunto de operações hidrológicas a serem estudadas no modelo, seja de forma isolada, seja na forma de uma Rede Hidrográfica, é constituído por Pontos de Controle, Reservatórios, Sub-bacias, Trechos de Água e Derivações.

Vendrame e Lopes (2005) utilizaram o modelo IPHS 1 para analisar variação dos hidrogramas de projeto relativos ao exutório das bacias, em função do crescimento populacional e conseqüentemente da impermeabilização do solo na bacia de Pararangaba em São José dos Campos (SP), que foram trabalhados com cenário de urbanização, pré-urbanização, urbanização atual e urbanização futura. O hidrograma final de projeto para cada cenário de urbanização indicou uma variação nas vazões máximas de forma crescente em função do acréscimo da taxa de ocupação na bacia.

Pedrollo *et al.*, (2007) utilizaram o modelo IPHS 1 para análise de cheias no município de Criciúma (SC). O modelo permitiu simular o processo de transformação chuva-vazão e a propagação de vazão nos cursos de água e derivações neles inseridas. Por meio das simulações, Pedrollo *et al.*, (2007) identificaram os pontos de alagamento e os respectivos volumes excedentes.

Drucker (2001) desenvolveu um trabalho de modelagem hidrológica em uma bacia hidrográfica de micro-escala (503.22 ha) localizada na Amazônia Central através do programa TOPOG de modelagem, desenvolvido pelo Common Wealth Scientific and Industrial Research Organization (CSIRO) e pelo Cooperative Research Centre for Catchment Hydrology. (CRCCH), Austrália. O TOPOG é um “pacote” de modelagem hidrológica baseada nos aspectos físicos do terreno e distribuída espacialmente. O TOPOG é um software de livre acesso para fins de

pesquisa, uma vez realizado o cadastramento com a Common Wealth Scientific and Industrial Research Organization (CSIRO).

O TOPOG descreve o programa como um “pacote” de modelagem hidrológica baseado nos aspectos físicos do terreno que descreve como a água se movimenta ao longo de determinada paisagem, sobre a superfície, infiltra e percola no solo até a água subterrânea e volta à atmosfera via evaporação. O programa foi desenvolvido para ser aplicado a pequenas bacias (até 1000 ha e normalmente menores do que 100 ha) e é referido como um pacote de modelagem hidrológica de parâmetros distribuídos e determinístico (DRUCKER, 2001).

Outro modelo de análise hidrológica de cheias é o ABC5win que originou-se com finalidades didáticas. Porém, no seu atual estágio de desenvolvimento, vem sendo utilizado profissionalmente devido às facilidades da utilização da interface gráfica (ROBERTO, 2007). Ele permite a análise de cheias em bacias em diversos cenários, o caminhamento das ondas de cheia em reservatórios de amortecimento,

O Sistema ABC5win pode ser uma ferramenta indispensável na elaboração de leis de zoneamento, uma vez que ele permite a análise de estudos de vazões máximas. Segundo Garcia (2005), vários aplicativos foram desenvolvidos nas últimas décadas, com o objetivo de representar de forma simplificada os processos envolvidos no escoamento superficial e nas redes de condutos e canais. Dentre estes pode-se destacar alguns aplicativos como MOUSE-DHI, InfoWorks, SWMM-EPA.

O aplicativo SWMM se destaca por ser amplamente utilizado em simulações de drenagem urbana. Trabalhos que utilizaram o SWMM podem ser facilmente encontrados nos meios científicos e em projetos de Engenharia.

- O modelo SWMM foi aplicado em 1987 em uma bacia urbana de Bukit Timah. Por meio deste trabalho, conclui-se que o SWMM apresentava um bom desempenho para simulação do sistema de drenagem (SELVALINGAM *et al.*, 1987).
- Bertoni (1998) aplicou o modelo SWMM para uma bacia na cidade de Rafaela, no estado de Santa Fé, região central da Argentina. A bacia foi discretizada obedecendo ao critério de homogeneidade, chegando a um total de 51 sub-bacias. Bertoni ressalta que a determinação do passo de tempo e do

grau de discretização deve ser observada e escolhidas com cautela, uma vez que o modelo apresenta uma instabilidade numérica.

- Villarreal *et al.*, *apud* Garcia (2005), utilizaram o modelo SWMM para analisar o sistema de drenagem, verificando o comportamento da vazão de pico para diferentes configurações do sistema.
- Garcia (2005) testou o uso do SWMM para buscar a melhor representação dos processos envolvidos no escoamento pluvial em uma bacia na cidade de Santa Maria (RS). O aplicativo Storm Water Management Model (SWMM) apresentou bons resultados na simulação dos eventos.

2.6 Aspectos Legais

A inexistência de planejamento, ordenamento do uso do solo, mecanismos legais eficientes e Planos Diretores de Drenagem Urbana contribui para o agravamento do problema das enchentes. A população possui o conceito equivocado de que se deve impermeabilizar para progredir. Nota-se a falta de conscientização e inexistência de ações que visem o esclarecimento da população sobre as várias questões envolvidas. Contudo é de conhecimento amplo que também é necessário o uso de legislações para que se possa obter sucesso.

Dias *et al.* (2002) definem drenagem urbana como: as medidas que visam minimizar os riscos que as enchentes podem representar às populações, diminuir prejuízos causados por inundações e possibilitar o desenvolvimento urbano de forma harmônica, articulada e sustentável.

De acordo com a nova drenagem urbana, a reserva de áreas permeáveis é um importante elemento.

Os estudos e as elaborações de projetos de drenagem demandam grandes investimentos e, com raras exceções, esses sistemas se caracterizam pela incapacidade de permitir, durante eventos chuvosos intensos, que os escoamentos superficiais escoem livremente sem ocorrência de inundações. Esta é a prova evidente da indispensável reformulação do antigo modelo de drenagem urbana, ou seja, a idéia de ser necessário retirar a água excedente o mais rápido possível do seu local de origem.

Não diferente dos outros países, o Brasil, que sofre constantemente com as inundações urbanas, tem buscado alternativas que promovam, no mínimo, a amenização dos problemas

relacionados a enchentes. E muitas cidades tem visto na legislação uma forte aliada na busca de soluções. Novas legislações, que ordenam o uso do solo e estipulam a vazão máxima de contribuição para a rede de drenagem, estão em vigor ou estão em processo de aprovação em várias cidades do país. A adoção de Planos Diretores de Drenagem Urbana (PDDU) passa a ser requisito indispensável para as grandes cidades brasileiras, uma vez que este instrumento oferece mecanismos que possibilitam estudar a bacia hidrográfica de modo a buscar soluções de grande alcance no espaço e tempo.

Segundo Tucci (2000), “O Plano Diretor de Drenagem Urbana (PDDU), deve prever a minimização do impacto ambiental devido ao escoamento pluvial, a sua regulamentação, deve contemplar o planejamento das áreas a serem desenvolvidas e a densificação das áreas atualmente loteadas”.

A visão atual adotada na elaboração dos PDDU e das novas legislações que contemplam o controle de enchentes é a de que cada usuário urbano não pode promover o aumento da cheia natural. Baseadas neste conceito, as novas legislações têm buscado disciplinar o uso do solo, no caso de novas edificações, e implantar alternativas que favoreçam o desafogamento das redes de drenagem.

2.6.1 Aspectos Legais da Drenagem Urbana em Nível Internacional

Não só o Brasil sofre com perdas de vidas humanas e materiais nas enchentes urbanas. Países desenvolvidos também estão em busca de alternativas que promovam a solução deste problema, para conseguirem resultados positivos alguns dos quais têm recorrido a legislações e cobranças de taxas.

Nos Estados Unidos foi estabelecido pela *Environmental Protection Agency* – Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos (EPA), a criação de um programa que consiste na exigência da aplicação das *Best Management Practices* (BMPs). Este programa abrange o controle dos impactos qualitativos e quantitativos provindos da drenagem urbana. A implantação foi dividida em duas etapas. A primeira etapa consiste na aplicação em cidades com pelo menos 100 mil habitantes. Atualmente, está sendo implantada a segunda etapa do programa, em que são incluídas as cidades com população inferior a 100 mil habitantes. O município deve demonstrar que está buscando atingir os objetivos através de um Plano de Drenagem Urbana. A

penalidade pode ser aplicada com a de imposição de ação judicial promovida pela EPA ao município.

No região metropolitana de Denver, EUA, alguns princípios foram estabelecidos na política de drenagem: a drenagem é um subsistema de todo o sistema urbano; a drenagem é um problema de alocação de espaço; o escoamento de cheia é um recurso fora de local; as estratégias de drenagem urbana devem ser um esforço de múltiplas finalidades e múltiplos meios (WRIGHT, 1969).

Na França o processo de controle se deu mediante a opção por Comitês de Bacias como Fóruns para tomadas de decisões. Estes comitês de bacias trabalham pressionando os municípios para a adequação do tratamento de seus efluentes.

A Europa fez a opção por cobrança de área impermeável. O valor da área impermeável foi fixado em US\$ 1/m²/ano. Este método objetiva a adoção de mais áreas permeáveis, ou seja, o usuário opta por área permeável ou paga pela área total impermeabilizada.

A Austrália adotou o uso de reservatórios de lotes. Os proprietários têm a obrigação de construir pequenas caixas de retenção das águas pluviais advindas do interior do seu lote.

2.6.2 Aspectos legais da drenagem urbana no Brasil

Na tentativa de coibir a impermeabilização total da área, as Leis de Zoneamento e Uso do Solo impõem a limitação de taxas mínimas de áreas permeáveis a serem conservadas em cada lote. Muitos municípios brasileiros já têm buscado na legislação uma forma de controle de enchentes. Alguns municípios brasileiros já possuem legislações específicas de drenagem urbana. Porém, na maioria dos casos, existem pontos mal definidos nessas leis, o que permitem que sejam burladas. A falta de fiscalização também se mostra como um grande entrave no controle.

As legislações relacionadas à drenagem urbana estão vinculadas ao uso do solo, recursos hídricos e licenciamento ambiental. A Constituição Federal determina o domínio dos rios. A legislação de recursos hídricos em nível federal estabelece princípios básicos da gestão através de bacias hidrográficas, que podem ser de domínio estadual ou federal.

Segundo Silveira (2002), “algumas legislações estaduais definem outorga do uso da água, mas não legislam sobre o despejo de efluente de drenagem. A legislação ambiental estabelece normas e padrões de qualidade da água do rios através de classes, mas não define

restrições com relação aos efluentes urbanos lançados no rio”. Sendo estes aspectos ainda não observados pelos Estados, os impactos resultantes da urbanização permanecem no mesmo ritmo.

A Constituição Federal, em seu artigo 30, define que é de responsabilidade municipal o disciplinamento do uso do solo visando à proteção ambiental, porém, os Estados e a União também podem estabelecer normas para o seu uso. Neste contexto, observa-se que a questão da drenagem urbana está sob a influência do Município do Estado e da Federação. No entanto, apesar disto, nota-se que as questões de drenagem e inundações são comumente consideradas no zoneamento relativo ao uso do solo.

Quanto ao licenciamento, a drenagem urbana está relacionada com licenças ambientais para a construção de obras hidráulicas de drenagem, regulada pela Lei 6.938/81 e pela resolução CONAMA n. 237/97.

Para Tucci (1995), implementar medidas sustentáveis na cidade é necessário desenvolver o Plano Diretor de Drenagem Urbana. O Plano se baseia em princípios onde os principais são os seguintes:

- (a) os novos desenvolvimentos não podem aumentar a vazão máxima de jusante;
- (b) o planejamento e controle dos impactos existentes devem ser elaborados considerando a bacia como um todo;
- (c) o horizonte de planejamento deve ser integrado ao Plano Diretor da cidade;
- (d) o controle dos efluentes deve ser avaliado de forma integrada com o esgotamento sanitário e os resíduos sólidos.

O Plano Diretor deve ser desenvolvido priorizando as medidas não-estruturais que podem ser basicamente as legislações. Essas legislações abrangem essencialmente as novas edificações e podem ser incorporadas ao Plano Diretor Urbanos ou em decretos municipais específicos. Ao passo que as medidas estruturais adotadas em último caso devem ser projetadas para evitar os impactos já existentes na bacia, sempre observando um fator de risco do projeto e o desenvolvimento futuro.

T

Tucci (1995) recomenda algumas atividades a serem desenvolvidas conforme o PDDU:

- ◆ faixas ribeirinhas e sub-bacias urbanas devem ser observadas instituindo normas para execução de projetos e ocupação urbana;

- ◆ área legislada e controlada deve ser subdividida em distritos, para os quais são realizados estudos para regulamentar o tipo de ocupação e os critérios que devem ser seguidos;
- ◆ elaboração de manual de drenagem urbana, de forma que possa servir de orientação aos engenheiros e projetistas e fiscais de projetos;
- ◆ instituir equipes específicas e com orientações para fiscalizar, operar e dar a manutenção adequada aos sistemas de drenagem urbana e ainda com capacidade para elaborar estudos de acompanhamento e planejamento.

Alguns casos de legislações brasileiras são encontrados nos municípios de Santo André, Belo Horizonte, São Paulo, Curitiba, Maringá, Florianópolis, Caxias do Sul, Porto Alegre e outras que ainda estão em fase de elaboração.

A cidade de Belo Horizonte foi a precursora na criação de lei que visa a utilização de reservatórios de detenção. A Lei nº 7.166/96 define que a edificação localizada nesta cidade pode impermeabilizar 100% de sua área, exceto em Zonas de Proteção Ambiental e ZPs, com a condição de que haja área descoberta, equivalente a taxa de permeabilização mínima, dotada de vegetação que contribua para o equilíbrio climático ou que seja construída caixa de captação e drenagem que retarde o lançamento das águas pluviais provenientes das áreas descobertas. Infelizmente, a lei previa uma exceção, ou seja, que a construção da bacia de detenção dependeria de parecer de viabilidade de um engenheiro.

Preocupados com a atual situação de calamidade da drenagem urbana da cidade, a Prefeitura de Santo André, em 1998, implantou o primeiro Plano Diretor de Drenagem Urbana do Brasil, abrindo caminho para vários outros que seguiram o seu exemplo. O PDDU de Santo André (SP) é complementado pela lei nº 7.733/1998, que ainda prevê, em seu artigo 27, que “os volumes de água consumida, esgotos coletados e águas drenadas serão mensurados através de equipamentos próprios, tecnicamente aprovados pelo Semasa, para efeito de controle e cobrança pelos serviços prestados”, ou seja, o serviço de drenagem urbana na cidade é taxativo. E o artigo 59 designa que no PDDU “deverá prever a adoção de mecanismos de diminuição dos picos de cheias em locais de contribuição acentuada de águas pluviais...” .

Em São Paulo, a cidade que mais possui áreas impermeáveis do país, a Prefeitura já se atentou para essa questão e, há três anos, foi promulgada a Lei Municipal nº 13.276/2002, que tornou obrigatória a execução de reservatórios de detenção para a coleta de água pluvial

proveniente de telhado e pavimentos, no lote edificado ou não, que tenham área impermeabilizada superior a 500m².

A Prefeitura de São Paulo desenvolveu um projeto de Diretrizes Básicas Para Projetos de Drenagem Urbana no Município de São Paulo que estabelece normas para as construções e obras de drenagem, bem como estabelece diretrizes para o melhor funcionamento do sistema de drenagem urbano.

São Paulo foi a precursora no estabelecimento de normas de controle de poluição ambiental. Em 1973, a Lei nº 997 foi regulamentada pelo Decreto nº 8.468/76, que atribui à CETESB elaboração de normas para controle de poluição, especificações e instruções técnicas e fiscalização da emissão de poluentes.

Em Curitiba (PR) a Lei nº 10.785/2003 estabelece a criação do Programa de Conservação e Uso Racional da Água em Edificações (PURA). Apesar de não ser uma lei específica para a drenagem urbana, esta pode vir a favorecê-la, visto que contempla ações de utilizações de fontes alternativas de abastecimento que compreendem, a captação, o armazenamento e a utilização de água proveniente das chuvas.

No município de Maringá (PR) a Lei nº 6.345/2003, muito semelhante à Lei nº 10.785/2003 de Curitiba, também institui o programa de reaproveitamento de águas. Ela considera no seu artigo 2º, entre outras questões, a coleta e a utilização da água de chuva.

Em Florianópolis (SC), foi proposta a elaboração do Plano Diretor de Drenagem Urbana para bacia hidrográfica do Itacorubi. A proposta abrange principalmente a adoção de ações que privilegiem a retenção de água, mas também é analisado o sistema urbano num contexto completo, em que, relacionadas a atividades de limpeza, desassoreamento e desobstrução de cursos d'água, implantações de obras de maior porte e intervenções *in loco*, são abrangidas e divididas em medidas emergências, medidas de curto prazo, medidas de médio e longo prazo.

Em Caxias do Sul (RS), em 1978, foi aprovada a Lei nº 2.452/78 que disciplina “o uso do solo para proteção dos mananciais, cursos e reservatórios de água e demais recursos hídricos”. No artigo 2º desta Lei são instituídas áreas de proteção para mananciais urbanos e, no artigo 5º, são especificadas exigências ao licenciamento de atividades nestas áreas, o que inclui “solução adequada, aos problemas de erosão e de escoamento de águas, inclusive pluviais”. Ainda no Artigo 18º desta Lei, parágrafo 3º, é estabelecido para a área considerada de segunda categoria

(áreas que são permitidas ocupação na bacia hidrográfica) que a ocupação do lote deve manter no mínimo 50% de área permeável. Porém uma outra lei para este mesmo município (Lei 3.300/88) disciplina o uso e parcelamento do solo, estabelecendo restrições de ocupação, além de não permitir a ocupação de algumas áreas consideradas áreas de proteção permanente (APPs). E ainda é clara quando se refere ao parcelamento do solo. Define que este não pode prejudicar o escoamento de águas pluviais. A Lei de Parcelamento de Solo está sob proposta de alteração e uma das propostas é inserir um artigo nas normas gerais que defina “...a vazão máxima de saída da drenagem urbana de qualquer parcelamento na cidade deve ser igual ou menor que o das condições naturais pré-existentes na área parcelada”.

No início de 2000, foi criado em Porto Alegre, como lei, o Plano de Desenvolvimento Urbano e Ambiental (PMPA,2000), em que foram introduzidos artigos relativos à drenagem urbana. O Plano especifica a necessidade de os novos empreendimentos fazerem o amortecimento do aumento da vazão em função da urbanização, bem como obrigar aos novos loteamentos, a permanência das vazões pré-existentes. O artigo 97 desse Plano define a instalação de reservatórios de retenção pluvial para o amortecimento da vazão em zonas consideradas problemáticas. O artigo 134 restringe o parcelamento do solo em terrenos alagadiços e sujeitos a inundações.

Em Goiânia, a legislação do Uso do solo (Lei Complementar nº 031 de 29 de dezembro de 1994) regulamenta a porcentagem de área máxima de impermeabilização em cada lote. Essa legislação trabalha com tabelas para baixa, média e alta densidade.

CAPÍTULO 3 – MATERIAIS E MÉTODOS

A modelagem é atualmente uma ferramenta indispensável em vários trabalhos, sejam eles científicos ou em projetos executivos. No entanto, para que se tenha êxito nas respostas é necessário que os dados inseridos no modelo sejam os mais representativos da realidade.

Optou-se nessa pesquisa pela aplicação em um sistema de drenagem da área urbana na cidade de Goiânia. No entanto, o intuito da pesquisa não é realizar um estudo de caso da área escolhida, sendo que a resposta buscada não diz respeito a resultados específicos para esta área, mas para áreas urbanas com características semelhantes. Por este motivo, não foi feita a calibração do modelo.

Os dados topológicos utilizados nessa pesquisa foram conseguidos em projetos executivos existentes, em equações ou, quando isso não foi possível, foram estimados com base na literatura. Desse modo, esse estudo foi desenvolvido de acordo com alguns passos, conforme abaixo descrito:

- escolha do modelo computacional;
- definição da área trabalhada;
- obtenção de dados do projeto executivo;
- incorporação de dados no modelo;
- simulação do cenário atual com duas discretizações espaciais diferentes de área;
- definição dos dispositivos a serem simulados;
- simulação de cenários.

3.1 Escolha do Modelo Computacional

A utilização de modelos de simulação constitui uma importante ferramenta de auxílio e implementação de projetos, pois com sua utilização, é possível realizar análises que antecedem o projeto executivo alcançando-se maior eficácia.

A avaliação foi realizada empregando a ferramenta computacional *Storm Water Management Model* (SWMM) versão 5.0, desenvolvida pela Environmental Protection Agency (EPA). Trata-se de um programa de modelagem de sistemas de águas pluviais, utilizado nas

etapas antecedentes ao projeto executivo. O SWMM surgiu na década de 60 e foi um dos primeiros modelos computacionais para análise quali-quantitativa de escoamento em áreas urbanas.

Alguns critérios foram levados em conta na escolha do modelo e o SWMM apresentou algumas características que se mostraram decisivas para sua escolha. O SWMM apresenta uma flexibilidade na divisão da área de modo a representá-la da maneira mais adequada, devendo obedecer critérios de homogeneidade no agrupamento, o que permite uma representação mais aproximada da realidade. Ele é um programa que trabalha com modelação do escoamento em regime unidimensional, exigindo, assim, uma menor quantidade de dados de entrada, sendo um modelo determinístico que trabalha com modelo de onda cinemática. Possui uma boa documentação sendo um dos programas mais utilizados na área de drenagem urbana (SIQUEIRA, 2003). Além destas características, ele é de domínio público, tendo também o seu código aberto para modificações.

O modelo trabalha com a simulação de vários aspectos de qualidade e quantidade os processos do ciclo hidrológico, tais como, precipitação escoamento superficial, evapotranspiração, infiltração, interceptação e armazenamento em depressões (SIQUEIRA, 2003).

Como a maioria dos modelos, a dificuldade de se utilizar o SWMM está relacionada, principalmente a disponibilidade dos dados de entrada, que dependem de observações de campo e séries históricas. Algumas informações básicas para simulação hidrológica são necessárias como: precipitação, dimensão da área de drenagem, largura representativa da área, coeficiente de rugosidade de Manning, declividade, altura do armazenamento em depressões e parâmetros de infiltração, além de dados da rede de drenagem instalada (diâmetro, forma e material dos tubos).

3.2 Discretização da Área no Modelo

O primeiro passo na execução da simulação é a discretização da área e posteriormente a entrada dos dados da área a ser simulada e os critérios de escolha desses dados. Para tanto, foi necessário realizar uma discretização em áreas menores. A área é representada por um conjunto de sub-áreas com canais de propagação interconectados.

Na simulação deve-se priorizar a forma mais simplificada que seja capaz de reproduzir de forma mais próxima a situação real. Realizou-se a divisão da bacia observando a homogeneidade do uso do solo, constatada *in loco* e por meio de imagem aérea (QUICKBIRD,

2002). Foram considerados nesse processo as áreas verdes e o tipo de ocupação (casas ou edifícios).

3.3 Parâmetros de entrada no Modelo

Para a realização da simulação no SWMM, é necessário que alguns parâmetros de entrada sejam fornecidos ao modelo, a saber:

- dimensões e declividades da área;
- série de precipitações;
- comprimento, localização e diâmetros da rede de drenagem;
- localização, profundidade e cotas dos poços de visita (pv's);
- porcentagem de área impermeável;
- modelo de escoamento;
- comprimento do máximo de escoamento na bacia;
- coeficientes de Manning;
- equação de infiltração a ser utilizada
- parâmetros da equação de infiltração;
- taxa de evaporação;
- armazenamento em depressões.

Os dados de entrada no modelo devem ser estimados ou obtidos *in loco*, quando possível. Esses dados são inseridos no modelo por meio de uma interface visual.

3.3.1 Intervalo de Tempo de Simulação

O intervalo de simulação é o tempo em que o modelo efetua o cálculo das equações. O intervalo da precipitação deve coincidir com o tempo de simulação, ou seja, se a precipitação foi calculada a cada minuto até 30min, deve-se indicar o intervalo de simulação a cada minuto também. Isso favorece a análise dos resultados sem perdas na precisão dos mesmos.

3.3.2 Parâmetros básicos

As informações topológicas sobre a rede são dados fundamentais para a simulação de um sistema de drenagem. A metodologia utilizada na determinação das características do sistema

de drenagem consistiu do levantamento de informações relativas à rede subterrânea de condutos e superficial de escoamento junto ao DERMU-COMPAV (Departamento de Estradas e Rodagens e Companhia de Pavimentação do Município de Goiânia) que cedeu os dados referentes à localização dos poços de visitas na área de estudo e da rede de drenagem urbana, os demais dados, como, comprimento da rede e cotas dos poços de visitas foram estimados com o auxílio do MUBDG (Mapa Urbano Digital de Goiânia).

Devido à inexistência de alguns dados no projeto executivo real da rede, como profundidade dos PVs e da tubulação da rede, foi necessário a adoção destes valores com base em dados normalmente utilizados em projetos, Segundo Azevedo Netto (1998) o recobrimento mínimo deve ser de 1m e a profundidade máxima de 3,5m. O cálculo das áreas foi realizado com o uso do software AUTOCAD 2004, enquanto que a porcentagem de área impermeável foi obtida tomando como referencia o levantamento realizado *in loco* e por meio de imagem de satélite.

O coeficiente de Manning (n) utilizado como dado de entrada no SWMM foi adotado com base em Rossman (2005), em que foi usado o valor de 0,013 para superfícies de asfalto e 0,15 para superfícies gramadas ou de pouca vegetação.

3.3.3 Equação de infiltração

A infiltração é fenômeno de penetração da água nas camadas do solo, através de vazios, sob a ação da gravidade. Ela é um fenômeno extremamente importante no controle do balanço hidrológico, como medida corretiva e mitigadora do impacto causado ao ciclo da água local.

Existem, atualmente, várias equações para o cálculo da infiltração no solo, o SWMM possui a opção de se trabalhar com três formulações: Horton, Green Ampt e Curve Number. Para o desenvolvimento deste trabalho foi escolhida a equação de Horton, devido à maior disponibilidade dos seus dados na literatural. Os parâmetros desta equação foram adotados a partir de Moura (2005), que foram obtidos para superfícies gramadas, considerando que quase a totalidade de áreas permeáveis da área de estudo é dessa tipologia de superfície. Assim, os parâmetros de entrada para equação de infiltração de Horton foram:

$$I_0 = 120\text{mm/h (capacidade de infiltração inicial)}$$

$$I_b = 88 \text{ mm/h (capacidade de infiltração final)}$$

$$K = 25\text{h}^{-1} \text{ (constante que representa a taxa de decréscimo na capacidade } I_t)$$

Uma restrição do modelo de Horton é que este deve ser aplicado apenas quando a intensidade da precipitação for maior que a capacidade de infiltração da superfície (MOURA, 2005). Outro problema está em se adotar parâmetros fixos de infiltração para toda a bacia pois esta sofre influência de diversos fatores como, o tipo de solo, cobertura vegetal, grau de compactação, declividade, dentre outros. Por este motivo, ela apresenta uma grande variabilidade espacial. No entanto, os valores empregados neste trabalho são médios que tendem a representar, de um modo geral a área trabalhada.

3.3.4 Tempo de concentração

O tempo de concentração (t_c) é um dos parâmetros mais importantes no cálculo de vazão e de qualquer projeto executivo de drenagem urbana e representa o tempo de percurso da água do ponto mais distante da bacia até seção de estudo. Normalmente, este tempo é adotado como duração da chuva de projeto.

Existem inúmeras fórmulas empíricas para o cálculo do t_c , elas permitem a sua definição em bacias onde não se dispõe de dados simultâneos de chuva e fluviométricos para uma determinação experimental. Nesse trabalho foram testadas três dessas fórmulas para o cálculo do tempo de concentração, conforme segue abaixo:

Kirpich

Desenvolvida em 1940 para estado americano do Tennessee, com dados de sete pequenas bacias, é uma fórmula empírica muito usada. Possui limitações com relação às declividades, devendo ser empregada para bacias com declividades entre 3% e 10% e em áreas de, no máximo 0,50 km². Apesar de suas limitações, Silveira (2005) afirma que pode ser conseguido resultado razoável em bacias urbanas até 26 km².

$$t_c = 0,0663 \times L^{0,77} x S^{-0,385} \quad (3.1)$$

onde t_c é o tempo de concentração, em horas; L é o comprimento do talvegue, em km e S é a declividade do talvegue, em m/m.

Califórnia Culverts Practice

Apresentada pelo Departamento de Estradas de Rodagem da Califórnia em 1942 é semelhante à fórmula de Kirpich, ocorrendo a substituição do S por L/H . Possui as mesmas limitações com relação a área e declividades, embora tenha sido muito utilizada também para áreas maiores dentro da aplicabilidade do método racional.

$$t_c = 57xL^{1,155}xH^{-0,385} \quad (3.2)$$

onde t_c é o tempo de concentração, em minutos; L é o comprimento do talvegue, em km e H é a diferença de cotas entre a saída da bacia e o ponto mais alto do talvegue em m.

Carter

A fórmula de Carter foi desenvolvida para cálculo em bacias com áreas entre 16 a 21 km². A equação de Carter destaca-se por representar bacias de baixa declividade do talvegue menor que 0,5%. (SILVEIRA, 2005).

$$t_c = 0.0977xL^{0,6}xS^{-0,3} \quad (3.3)$$

em que t_c é o tempo de concentração, em horas; L é o comprimento do talvegue, em km e S é a declividade do talvegue, em m/m.

3.3.5 Precipitação de Projeto

A precipitação de projeto é um parâmetro indispensável em qualquer trabalho de modelagem de águas pluviais. As equações de chuva têm sido de fundamental importância nos estudos e elaboração de projetos de drenagem urbana, uma vez que grande parte das bacias é desprovida de registros fluviométricos.

A precipitação utilizada nessa pesquisa foi uma tormenta padronizada, determinada por meio da equação de chuva (**Equação 3.6**), desenvolvida por Costa e Brito (1999) com tempo de recorrência adotado de 2 anos; a intensidade foi calculada a cada minuto por um intervalo de tempo total de 30min, conforme o tempo de concentração encontrado para a área. Com base nos dados de precipitação obtidos foi construído o hietograma de projeto utilizando o modelo do SCS - *Soil Conservation Service* (TUCCI, 1998).

3.4 Métodos de Controle de Enchente

Nesse trabalho simulou-se de quatro métodos de controle de enchentes para diminuir o escoamento evacuado para a rede de drenagem pluvial, os métodos simulados foram: microreservatórios de retenção, trincheiras de infiltração, aumento de área permeável e bacia de retenção

Com a finalidade de verificar a eficiência desses dispositivos no abatimento das vazões de pico, foram construídos cenários com características diferentes, onde se pode simular a implantação de alguns métodos de controle de cheias. As simulações foram realizadas, inicialmente, de forma isolada, ou seja, um modelo para cada método, posteriormente, foram realizadas simulações com mais de um método simultaneamente, sendo eles:

- Implantação de microreservatórios;
- Aumento de área permeável (30% em cada lote);
- microreservatórios com aumento da área permeável (30% em cada lote);
- Aumento de área permeável (50% em cada lote);
- implantação de trincheira de infiltração no lote;
- microreservatórios com aumento de área permeável (50%);
- valas de infiltração com aumento de área permeável (50%);

Dessa forma foi possível verificar a eficiência desses métodos de controle agindo de forma conjunta.

A representação de um sistema de drenagem real através do modelo parte sempre de alguns elementos fundamentais como: os nós e os vínculos existentes entre eles. Os nós representam, nesse trabalho, poços de visita enquanto que os vínculos caracterizam a canalização do sistema de drenagem.

Para quantificar o impacto na redução das vazões de pico, obtido com a adoção dos métodos de controle, utilizou-se o parâmetro denominado eficiência (e). Este parâmetro foi definido, neste trabalho, como uma relação entre as máximas vazões escoadas na área sem dispositivos e a situação da área com os dispositivos.

Para a simulação desses métodos no modelo, a determinação do volume dos microreservatórios e bacias de retenção tiveram que ser realizados previamente conforme apresentando a seguir.

3.4.1 Microreservatórios de Detenção em Nível de Lote

Para que fosse simulada a aplicação dos microreservatórios no modelo foi necessário anteriormente se calcular, manualmente, o volume requerido dessa bacia para cada lote e então concluído, através da quantidade total de lotes na área, o volume total de detenção para toda a área de contribuição. O valor encontrado foi inserido em um campo do modelo que representa o acúmulo de água em depressões (*DStore-Imperv*).

Neste trabalho foram utilizados os métodos Muller–Neuhaus (1953), citado em Wilken (1998) e Tucci (1999). Para o cálculo dos microreservatórios foi realizado obedecendo a critérios de forma que o volume de detenção fosse o necessário para que se obtivesse a vazão atual de saída do lote igual à vazão de pré-urbanização, ou seja, a vazão em condições naturais.

Para o cálculo das vazões foi utilizada a fórmula racional:

$$Q = \frac{CiA}{(3,6 * 10^6)} \quad (3.5)$$

em que C é o coeficiente de escoamento superficial; A é a área de drenagem em m^2 ; i é a intensidade pluviométrica em mm/h e Q é a vazão em m^3/s

A intensidade de chuva foi calculada pela curva *idf* para Goiânia determinada por Costa e Brito (1999) válida para $1 \text{ ano} \leq T \leq 8 \text{ anos}$, para o dimensionamento dos microreservatórios.

$$i = \frac{56,7928 * (T^{0,14710 + \frac{0,22}{T^{0,09}}})^{0,62740}}{(t + 24,8)^{0,974711}} \quad (3.6)$$

onde i é a intensidade máxima de chuva (mm/min); t é a duração (min); T é o período de retorno (ano);

3.4.1.1 Método do Muller – Neuhaus (1953)

O volume da bacia de detenção determinado pela fórmula de Muller – Neuhaus é dado por:

$$J = Q_a \cdot t_c \cdot K \quad (3.7)$$

Sendo o k um fator que é função da relação da detenção ε , isto é, do quociente entre a vazão efluente e vazão afluyente, ou seja $k = f(\varepsilon)$, onde $\varepsilon = \frac{Q_e}{Q_a}$ em que

$$k = \log \frac{1}{\varepsilon} \quad (3.8)$$

De posse do valor de ε foi então, através da **Tabela 3.1**, determinado o valor de k .

Para este método, a intensidade foi calculada pela equação de chuva de Goiânia com o período de retorno de 2 anos e tempo de concentração de 5 minutos. A vazão é obtida pela formula racional, considerando um coeficiente de escoamento igual a 0,8.

Tabela 3.1: Valores de k em função ε

ε	K	ε	K
0,10	1,000	0,60	0,222
0,15	0,824	0,65	0,187
0,20	0,699	0,70	0,155
0,25	0,602	0,75	0,125
0,30	0,523	0,80	0,097
0,35	0,456	0,85	0,071
0,40	0,398	0,90	0,046
0,45	0,347	0,95	0,022
0,50	0,301	1,00	0,000

3.4.1.2 Método do Tucci (1999)

A velocidade de escoamento na superfície pode ser estimada por (SCS,1975 *apud* TUCCI, 1998):

$$v = kS^{1/2} \quad (3.9)$$

onde k é um fator que depende da superfície e S a declividade em %.

Tucci (1999) trabalha com declividade média dos lotes de 1%, adotando-se o k igual a 0,610. O tempo de concentração é calculado por:

$$t = \frac{D}{v} = \frac{D^{3/2}}{k\Delta h^{1/2}} \quad (3.10)$$

onde D é o comprimento do escoamento; e Δh é o desnível no lote.

A estimativa da vazão máxima do lote pode calculada através da equação racional. O coeficiente de escoamento adotado para condições de pré-urbanização foi de 0,1 (matas, parques e campos de esporte) e para o lote desenvolvido foi de 0,8.

Considerando que Q_a é a vazão natural antes da ocupação do lote e Q_d a vazão após a ocupação do lote, o volume necessário para manter o pico das condições naturais é estimado por:

$$V_s = Q_d t_d \left(1 - \frac{Q_a}{Q_d}\right) \quad (3.11)$$

3.4.2 Bacias de Detenção

Foram avaliados dois métodos para o cálculo da bacia de detenção a ser instalada na área para redução do volume escoado. Os métodos empregados foram os propostos por Franco (2004) e Guo (1999), e são descritos a seguir.

Para o dimensionamento da bacia de detenção de grande porte foi utilizada a outra equação determinada por Costa e Brito (1999), válida para $8 \text{ anos} < T \leq 100 \text{ anos}$

$$i = \frac{64,3044 * T^{0,14710}}{(t + 24,8)^{0,974711}} \quad (3.12)$$

3.4.2.1 Método Franco (2004)

Franco (2004) determinou a seguinte equação para cálculo de volume de bacias de detenção. Ela descreve melhor o caso de órgãos de descarga livre, vertedores ou descargas de fundo:

$$V_d = \frac{CA}{k_1} \left[\frac{aT^m}{(t_d + b)^n} - \frac{i_s}{2} \right] t_d K_2 \quad (3.13)$$

sendo V_d o volume de detenção da bacia; i_s a intensidade efluente, equivalente; k_1 e k_2 os fatores de conversão de unidades; C o coeficiente de escoamento (adimensional); A a área da bacia (km^2); T o tempo de recorrência (anos); t_d a duração da chuva (min); a , b , m , n são parâmetros das relações de chuva obtidos da equação *idf*.

Segundo Franco (2004) o tempo de retorno para o dimensionamento de bacias de detenção deve ser utilizado de 50 a 100 anos, o que para uma vida útil de 25 a 50 anos resulta num risco de falha ao longo desse período de 22 a 64 %.

3.4.2.2 Método de Guo (1999)

Guo (1999) determinou uma equação para o cálculo do volume de bacias de retenção.

$$V = 60[\alpha CI_d AT_d - m Q_d T_d] \quad (3.14)$$

sendo V o volume; C o coeficiente de escoamento; i a intensidade da chuva (mm/h); A é a área (ha); T_d é a duração da chuva em minutos; m é a relação entre o tempo de concentração e o tempo de duração da chuva que geralmente é utilizado um valor entre 0,75 e 0,85 (URBONAS AND STAHLRE, 1992) e Q_a a vazão de pico;

$$m = \left(\frac{t_c - T_d}{2T_d} \right) \quad (3.14)$$

onde t_c é o tempo de concentração e T_d é o tempo de duração da chuva.

3.4.3 Ajuste da Simulação da Bacia

Embora o modelo SWMM tenha uma boa flexibilidade de uso, a simulação direta de microreservatórios poderia ser muito laboriosa, pois seria necessário introduzir reservatórios ao final de todos os lotes. Desta forma, foi necessário procurar a melhor forma de representar estes processos.

Nessa representação foi então necessário antes comprovar a viabilidade e eficiência desse modelo. Neste sentido, foram realizadas duas simulações em um lote com 520m², com 100% de área impermeável. O primeiro cenário contou com a simulação de um reservatório de retenção com capacidade de 4,32m³. No segundo cenário foi simulado este mesmo volume por meio do parâmetro que representa o armazenamento da chuva em depressões (*DStore-Imperv*). Em seguida foram comparados os resultados das simulações. Buscou-se com isso comprovar a viabilidade de estar substituindo o uso do reservatório pelo parâmetro.

3.4.4 Consideração dos Microreservatórios no Modelo SWMM

De posse do volume necessário de cada microreservatório e da quantidade de total de lotes de cada sub-área, foi então calculado o volume total de armazenamento em cada sub-área. Esse valor foi então inserido no campo ‘D’sstore-imperv’ de modo a simular o efeito destes

reservatórios. O parâmetro “subarea Routing” que simula a direção do fluxo, ficou fixado em “outlet”.

3.4.5 Consideração da Vala de Infiltração no Modelo

Na determinação do volume de armazenamento da vala de infiltração foi adotada a mesma metodologia da bacia de detenção. Definido o volume requerido para cada lote, foi então estabelecido o volume de armazenamento total para cada sub-área, obedecendo ao mesmo critério adotado para a aplicação de bacia de detenção. A diferença do volume total é que neste caso, foi inserido no parâmetro (*DStore-perv*), que representa o armazenamento de água em depressões permeáveis.

Para efetivação da simulação desse cenário em específico, foi necessário também alterar o parâmetro “subarea Routing” que simula a direção do fluxo, sendo alterado para “pervious”. Nesse caso indica que o fluxo está procedendo de uma área impermeável para uma área permeável.

3.4.6 Aumento de Área Permeável

Sabendo-se que a área estudada possui um alto índice de impermeabilização. Buscou-se realizar simulações de aumento de área permeável com o objetivo de determinar o efeito desta ação na redução de enchentes.

Inicialmente foi calculada a porcentagem de área permeável e impermeável de cada sub-área por meio de cálculo baseado no levantamento *in loco* e com o auxílio de imagens de satélite. Considerando-se que só existe área permeável no interior dos lotes e em algumas áreas verdes públicas, determinou-se os valores da seguinte forma:

- nas sub-áreas que não possuem parques ou áreas verdes públicas foi considerada a porcentagem de permeabilidade apenas dos lotes;
- nas sub-áreas que possuem alguma área verde foi realizado o cálculo da porcentagem dessa área (parque ou área verde pública) sobre a área total e então inserido na quantidade de área de permeável, juntamente com a porcentagem representada pela permeabilidade dos lotes.

Tendo-se em conta que o modelo teve por objetivo simular o efeito do aumento de área permeável no interior dos lotes, foi respeitado apenas o lote no cálculo desse novo valor. Foi-se então, subtraído o valor anteriormente encontrado de permeabilidade representado pelos lotes em cada sub-área e substituído pelo valor que representou o aumento para 30% e 50% para cada lote.

3.5 Características da Área Estudada

Para representar a situação pesquisada em um contexto prático, optou-se pela aplicação da metodologia a uma área urbana real. A área escolhida está localizada na cidade de Goiânia, situada na bacia do Córrego dos Buritis, uma sub-bacia do Córrego Botafogo e compreende parte dos Setores Oeste, Bueno e Marista (**Anexo 1**). A área total tem 162,7 ha e compreende 1.609 lotes, maiores que 500m², em sua maioria com mais de 80% da área impermeabilizada, com declividade média da área em 3 % e comprimento do talvegue de 2.580 m. A área possui drenagem para o Bosque dos Buritis e Bacia do Córrego Botafogo, conforme ilustrado na figura retirada do SWMM (**Figura 3.1**)

A rede de drenagem desta área é insuficiente para drenar todo o escoamento produzido, e, associada ao pequeno número de áreas verdes, praças e bosques, favorece os constantes problemas de enchentes na região com ruas alagadas, trânsito comprometido e insegurança para os transeuntes (**Figuras 3.2 a e b**).

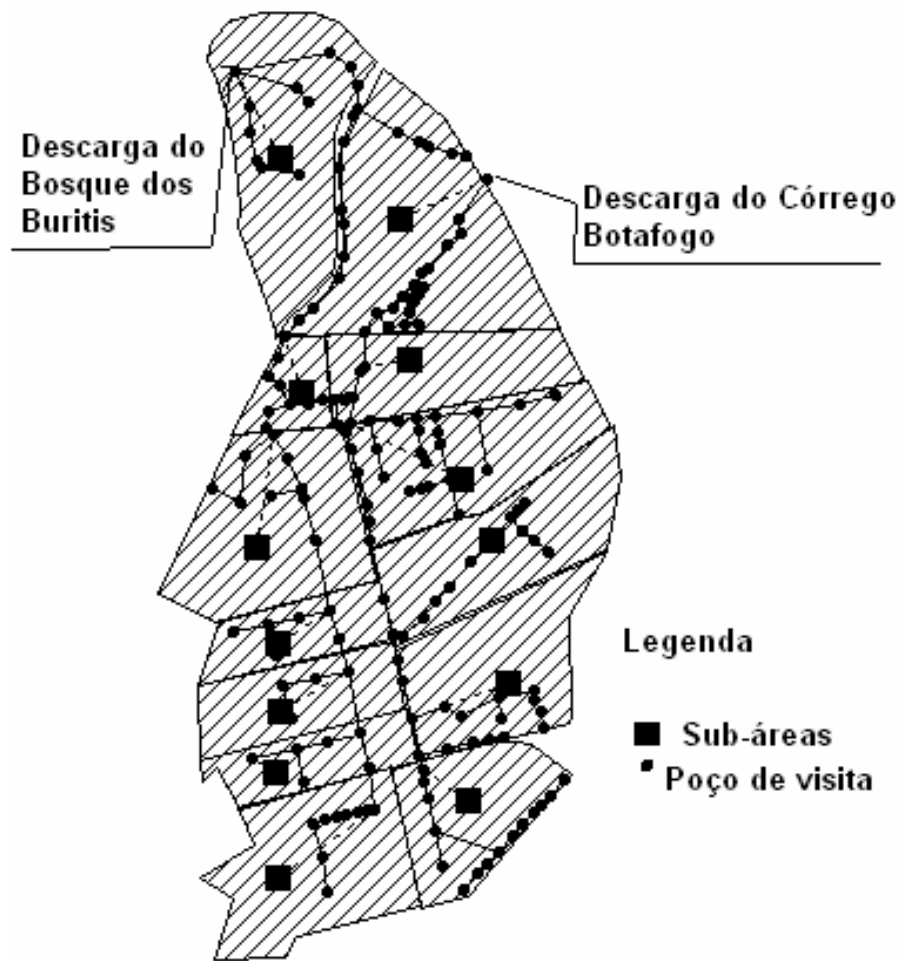


Figura 3.1: Área estudada com os pontos de descarga

a)



b)



Figuras 3.2: a e b) Vista parcial da área de alagamento na Av. 87 no Setor Sul em Goiânia (nov/2006).

Estas características, em conjunto com a existência de lagos no Bosque dos Buritis (**Figura 3.3**), situado na parte mais baixa da área de contribuição e que pode ser utilizado como medida de controle favoreceram a eleição dessa região como representação do estudo.

A delimitação da área foi realizada de forma manual utilizando os arquivos do Mapa Urbano Básico Digital de Goiânia (MUBDG) versão 18 de 2004. Os arquivos do MUBDG foram de importância para a aquisição dos dados referentes à localização da área na cidade, hidrografia, curva de nível e dimensões da bacia e dos lotes.



Figura 3.3: Vista aérea do Bosque dos Buritis (Google Earth, 2006)

3.5.1 Área de Amostragem

Com o objetivo de realizar a caracterização da área de contribuição estudada com relação à permeabilidade foi eleita uma área de amostragem. Essa área foi escolhida é uma zona residencial sem edifícios que é representativa da área. Esta área apresenta um nível elevado de urbanização (**Anexo 1**).

Para este estudo, foi necessário realizar vistorias nas residências, onde se determinou, através de medições, a porcentagem de área permeável e impermeável de cada lote.

Esses dados foram utilizados na determinação da porcentagem de área permeável da área e foram indispensáveis na simulação de aumento de área permeável nos lotes.

3.5.2 Lagos do Bosque dos Buritis - Método de Controle

Nesse estudo, foi aplicada a simulação de bacias de retenção de grande porte. Para tanto, foram utilizados como possíveis locais de armazenamento os lagos do Bosque dos Buritis. O local possui três lagos, sendo um desativado e os outros dois com acúmulo de água procedente do Córrego dos Buritis. Esta área está localizada na parte mais baixa da bacia e recebe a contribuição do escoamento pluvial decorrente de parte dela, sendo que a outra parte tem descarga na bacia do Córrego Botafogo. Para que se pudesse simular e verificar a eficiência desses lagos como dispositivo de controle de enchente daquela área, foram determinadas inicialmente as áreas por meio do aparelho de GPS (Sistema de Posicionamento Global). Baseadas nos dados obtidos foram então inseridos esses valores no modelo e processada a simulação.

CAPÍTULO 4 - RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesse capítulo são apresentados os resultados obtidos nesta pesquisa. Inicialmente serão mostrados os resultados preliminares à simulação, nesta etapa são definidos parâmetros do modelo como: dimensões das sub-áreas tempo de concentração e precipitação de projeto.

Em seguida, são apresentados os resultados encontrados na simulação do escoamento na área sem métodos de controle e após a implantação desses métodos.

4.1 Parâmetros Básicos de Entrada no Modelo

4.1.1 Discretização da Área

Foram avaliados dois níveis de discretização da área. A área foi dividida em 6 e 13 sub-áreas (**Anexo 2**) tendo dois pontos finais de descargas do escoamento, Bosque dos Buritis e Bacia do Córrego Botafogo, conforme projeto original de drenagem urbana. Comparando os resultados obtidos na simulação do SD6 (simulação com 6 sub-áreas) com a simulação SD13 (simulação com 13 sub-áreas), é possível verificar que a maior diferença ocorreu com relação aos pontos de extravasamentos, sendo que na situação SD6 foram identificados 11 pontos de extravasamento de água em alguns locais da rede, enquanto que no SD13 ocorreram 20, isto se deve à discretização das sub-áreas. O montante extravasado pela rede no cenário SD13 foi de 33,6 mm, o que representa 60% da precipitação ocorrida.

A vazão de pico no Bosque dos Buritis para o cenário SD6 foi de 5.098,59 L/s e de 5.477,49 L/s para o cenário SD13, diferença de 6,9%. Para a bacia do Córrego Botafogo ocorreu uma vazão de pico de 8.766,79 L/s para o cenário SD13, enquanto que para o SD6 a vazão foi de 9.617,39 L/s, redução de aproximadamente 8,8% (**Figura 4.1 a e b**), verificou-se que não ocorreu alteração significativa buscou-se então trabalhar com a discretização em 13 sub-áreas.

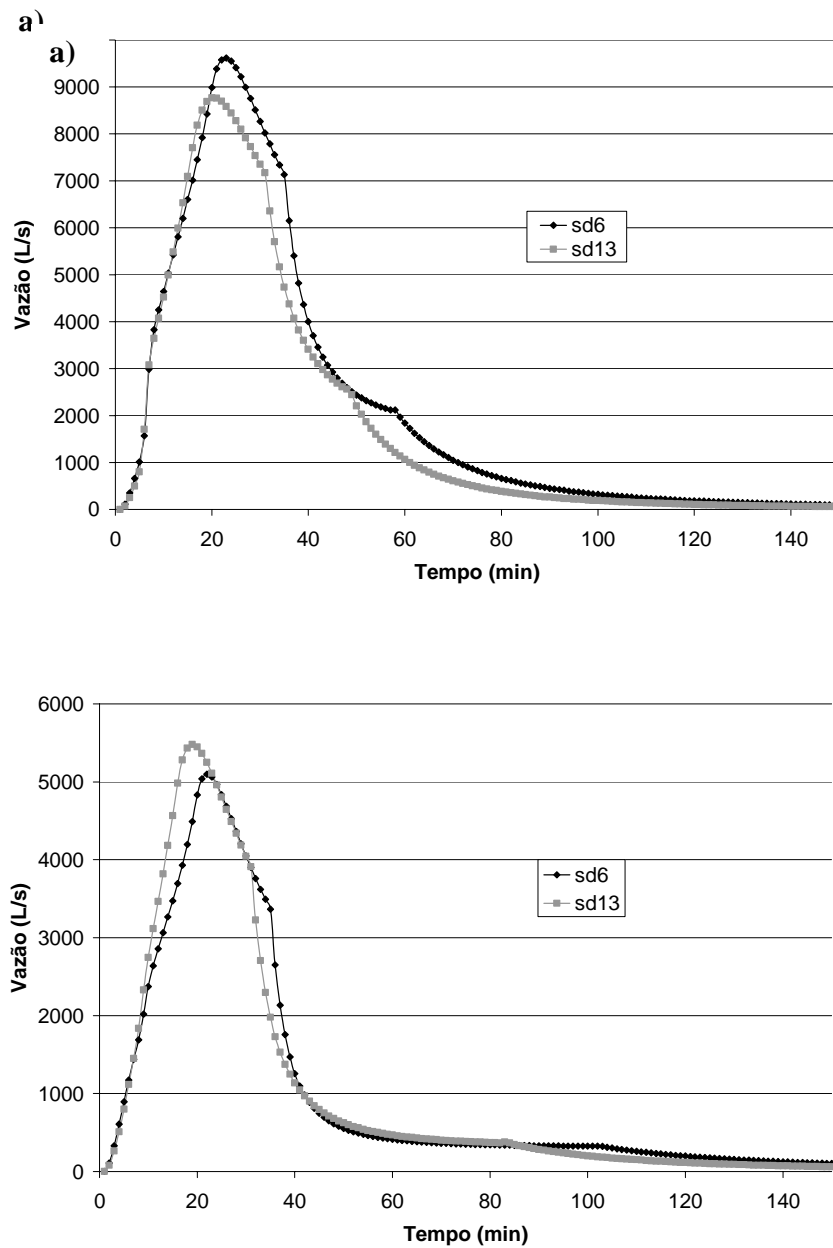


Figura 4.1: a) Comparação do hidrograma entre SD6 e SD13 na Bacia do Córrego Botafogo; b) Comparação do hidrograma entre SD6 e SD13 no Bosque dos Buritis

4.1.2 Tempo de Concentração

O tempo de concentração da área de contribuição foi calculado por três fórmulas empíricas diferentes, Kirpich, Califórnia Culverts Practice e Carter (SILVEIRA, 2005), obtendo-se como resultados 31,8min, 32,3min e 29,6min respectivamente. Estas equações apresentaram resultados similares, assim optou-se por trabalhar com um valor de 30min para o tempo de concentração da bacia.

4.1.3 Tempo de Simulação e Precipitação

O intervalo de discretização do tempo empregado em todas as simulações neste trabalho foi de 1min. Esse tempo foi adotado após alguns testes em que se verificou que períodos maiores podiam não representar bem os resultados, enquanto, que tempos menores não apresentaram diferenças significativas nos mesmos.

A precipitação foi calculada por meio da equação de chuva a cada minuto até o tempo de concentração calculado, 30min, com tempo de retorno de 2 anos, onde foi possível construir o hietograma de projeto com base no método SCS (**Figura 4.2**). A precipitação total do evento foi de 56,8 mm.

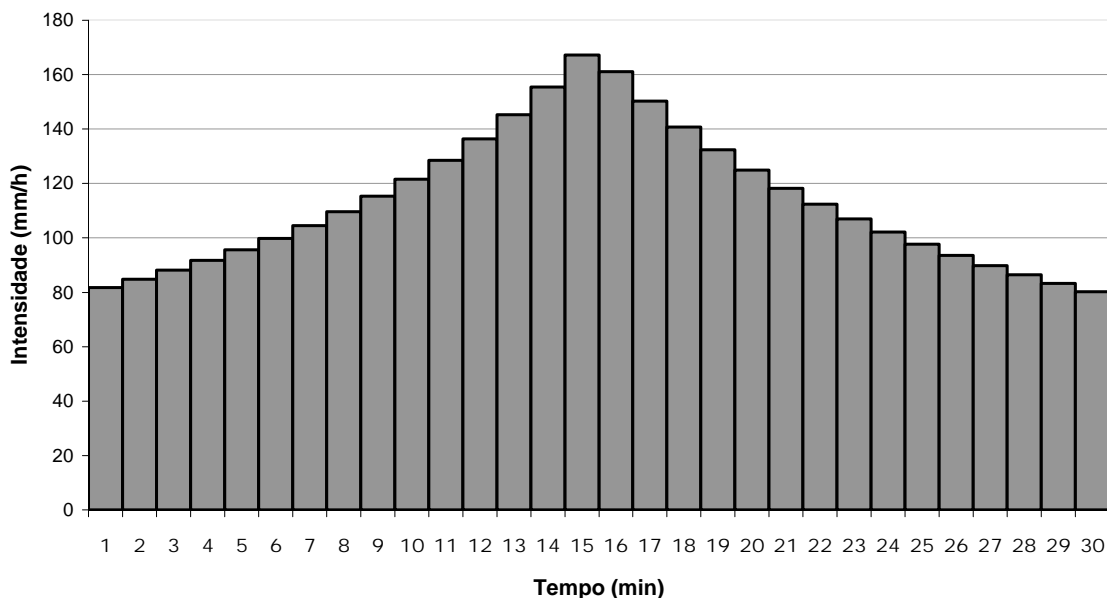


Figura 4.2: Hietograma da precipitação de projeto

4.1.4 Dimensionamento de Microreservatórios

O dimensionamento dos microreservatórios foi realizado com duas metodologias, Muller (1953) e Tucci (1999). Foram dimensionados microreservatórios para lotes com 520m², média padrão da região de estudo, com tempo de retorno de 2 anos para o cálculo da intensidade pluviométrica.

As vazões calculadas foram de 1,8 L/s para a pré-ocupação e 9 L/s para pós-ocupação. Pelo método Muller obteve-se um reservatório com volume de 1,88m³ enquanto que o método de Tucci encontrou-se um valor de 7,56 m³.

Os dois métodos se diferem nos seguintes pontos: no método do Tucci é trabalhado com o conceito moderno da conservação do estado de pré-ocupação, onde o dimensionamento do microreservatórios é realizado buscando sempre que a vazão de saída seja a mesma em uma condição de pré-ocupação. Com isto optou-se por adotar o valor encontrado por meio do método de Tucci. Vale ressaltar que um volume de armazenamento maior que o encontrado pelo método do Tucci se tornaria inviável para a instalação em lotes, uma vez que ocuparia grandes espaços.

4.1.5 Dimensionamento da Bacia de Detenção

A bacia de detenção foi dimensionada para uma área total de 75,7 ha, com declividade de 3% e comprimento do talvegue de 2.580m, com um tempo de retorno de 50 anos e coeficiente de escoamento adotado de 0,9. Nesse dimensionamento foi empregado o método de Guo (2004).

Deve-se ressaltar que o reservatório de detenção não foi dimensionado para toda a área, pois a área de contribuição possui dois pontos de descarga, Bosque dos Buritis e Bacia do Córrego Botafogo. O lago está localizado na parte do Bosque dos Buritis, sendo considerado para este o cálculo apenas a área que contribui para o Bosque dos Buritis. O volume encontrado para bacia de detenção a partir destas considerações foi de 11.796,42 m³.

4.1.6 Levantamento da Área de Amostragem

Foi efetuado um levantamento amostral da área de estudo que serviu de base para a determinação da porcentagem de área permeável e impermeável a ser usada no modelo. Identificou-se uma média de 86% de impermeabilização, com a presença de alguns lotes com praticamente 100% de área impermeável (**Figuras 4.3 a e b**). O levantamento foi efetuado em dez residências e os resultados são apresentados na **Tabela 4.1**.

Tabela 4.1: Características dos lotes da área de amostragem.

Casas	Área Total do lote (m ²)	Área permeável (%)	Área impermeável (%)
Casa 1	585,64	6,21	93,79
Casa 2	1.774,44	29,08	70,92
Casa 3	506,99	9,32	90,68
Casa 4	1.013,98	11,96	88,04
Casa 5	506,99	19,53	80,47
Casa 6	731,23	23,58	76,42
Casa 7	1.043,18	32,13	67,87
Casa 8	521,59	6,55	93,45
Casa 9	521,59	0,00	100,00
Casa 10	1.043,18	0,00	100,00

Considerando-se que a Lei de Uso do Solo de Goiânia – Lei Complementar nº 031 de 29 de dezembro de 1994 – prevê para aquela região 30% de área permeável em cada lote, é possível perceber então que a lei não está sendo cumprida, pois apenas em uma residência estudada foi encontrado esse percentual.



Figura 4.3: Vista parcial de residências estudadas: a) casa 1; b) casa 6.

4.1.7 Lagos do Bosque dos Buritis

Existem três lagos no Bosque dos Buritis (**Figuras 4.4 a, b e c**), o levantamento deles realizado, por meio de aparelho GPS, permitiu encontrar a área inundada e volume acumulado de cada um, conforme **Tabela 4.2**.

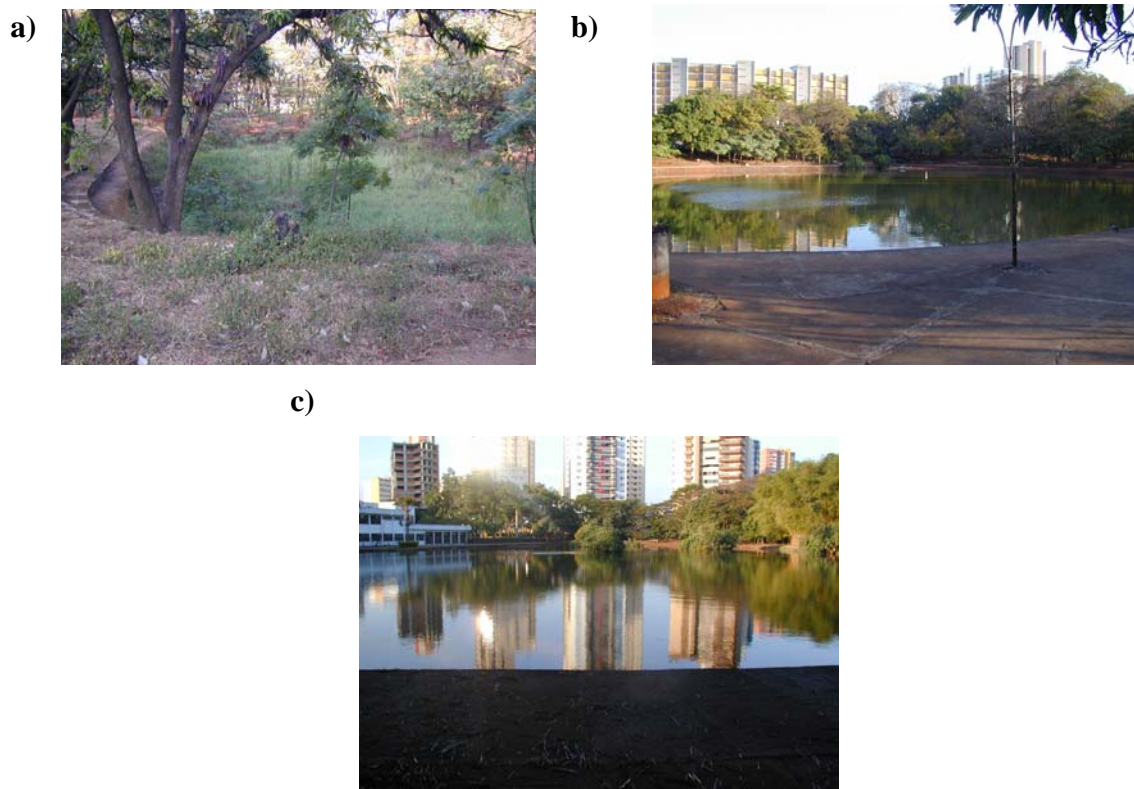


Figura 4.4: Lago do Bosque dos Buritis: a) Lago 1; b) Lago2; c) Lago 3.

Tabela 4.2: Características dos lagos do Bosque dos Buritis

Lago	1	2	3
Área (m ²)	1.560	8.820	10.400
Profundidade (m)	2,5	3,5	2,0
Volume (m ³)	3.900	30.870	20.800

4.1.8 Simulação dos Microreservatórios no SWMM

A adoção dos microreservatórios dentro do modelo implicaria na necessidade de se criar um reservatório para cada lote. Com isto o número de unidades de áreas de simulações teria que ser igual ao número de lotes. Sendo este procedimento impraticável devido a grande quantidade de lotes, optou-se por adotar a representação do reservatório de retenção dentro do modelo através da substituição deste por um parâmetro de armazenamento em depressões - *DStore-Imper*.

Para comprovar a viabilidade de se adotar esta metodologia procedeu-se com uma comparação dos resultados das simulações em um lote. Primeiro realizou-se a simulação de uma área com a implantação do reservatório e em uma segunda simulação foi inserido no campo do parâmetro que representa o armazenamento de água em depressões (*DStore-Imperv*) o mesmo volume de armazenamento do reservatório adotado na primeira simulação.

No cenário com o uso do parâmetro (SLP) a vazão de pico calculada foi de 22,6 L/s aos 25min após o início da chuva, com início do escoamento aos 8 min, enquanto que para a simulação com o reservatório (SLR) a vazão de pico é de 22,4 L/s que ocorreu aos 26 min e o escoamento se iniciando aos 9 min.

Verifica-se através do gráfico (**Figura 4.5**) de comparação das vazões de pico e dos valores encontrados que em ambas as situações não há diferenças significativas de resultado, apenas 0,98% na vazão de pico, o que comprova a viabilidade da substituição do reservatório pelo parâmetro de armazenamento na bacia.

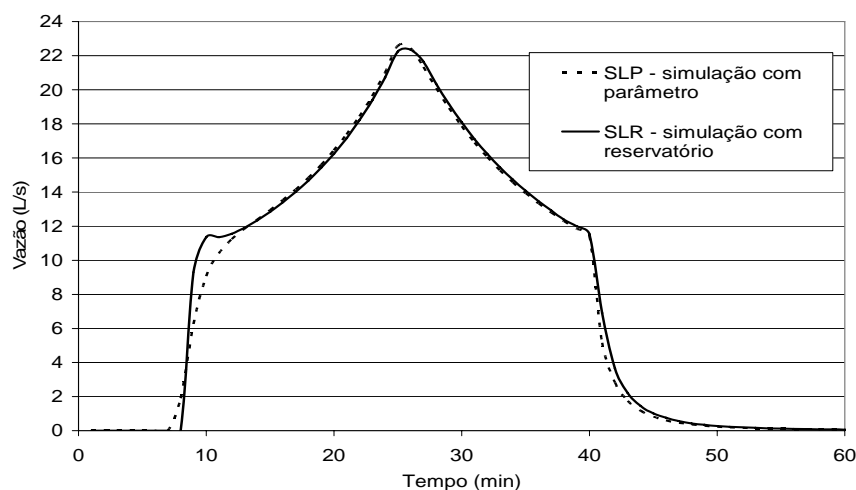


Figura 4.5: Gráfico de comparação das simulações SLP e SLR

Foram realizadas outras simulações com diferentes configurações de áreas de drenagem, verificando-se que não ocorrem diferenças significativas entre as vazões de bacias que consideram os reservatórios propriamente ditos e aquelas que utilizam a substituição destes pelo parâmetro de armazenamento em áreas impermeáveis.

Comprovada a possibilidade de substituição do reservatório pelo parâmetro que representa o armazenamento de água em depressões, procedeu-se o somatório do volume total armazenamento por sub-área representado por um reservatório de 7,56 m³ em cada lote, o que resultou em uma lâmina d'água em mm (**Equação 4.1**), inserido no parâmetro - *DStore-Imper* - de cada sub-área, conforme observado na **Tabela 4.3**.

$$Lâmina = \frac{Volume}{Area \times Impermeabilização} \quad (4.1)$$

Tabela 4.3: Volume agrupado dos microreservatórios das 13 sub-áreas

Sub-área	Sub-áreas (ha)	Quantidade de lotes	Área impermeável (%)	Lâmina d'água (mm)
1	18,25	91	71,13	5,3
2	21,61	248	91,74	9,5
3	11,73	132	88,94	9,6
4	14,58	172	84,04	10,6
5	16,51	151	91,51	7,6
6	4,68	77	85,19	14,6
7	6,58	65	90,99	8,2
8	14,14	107	87,09	6,6
9	8,06	56	93,09	5,6
10	14,13	121	86,38	7,5
11	6,56	46	94,95	5,6
12	15,10	224	89,32	12,6
13	10,75	119	92,03	9,1

4.1.9 Aumento da Área Permeável

O aumento de área permeável em cada lote foi importante para identificar a influência desse parâmetro na redução das enchentes. Foi trabalhado com duas vertentes, primeiro com aumento da área permeável para 30% em cada lote e depois para 50%, os resultados foram agrupados por sub-área, conforme pode ser visualizados na **Tabela 4.4**. Estes dados foram adotados nos cenários simulados com alteração de área permeável (**Tabela 4.5**).

Tabela 4.4: Porcentagem de área impermeável por sub-área

Sub-área	Impermeável (%)			Sub-área	Impermeável (%)		
	Atual	Com os lotes com 30% de permeabilidade	Com os lotes com 50% de permeabilidade		Atual	Com os lotes com 30% de permeabilidade	Com os lotes com 50% de permeabilidade
1	71,13	66,94	61,75	8	87,09	80,73	72,86
2	91,74	82,09	70,16	9	93,09	87,25	80,02
3	88,94	79,48	67,78	10	86,38	79,18	70,27
4	84,04	74,13	61,86	11	94,95	89,05	81,76
5	91,51	83,82	74,31	12	89,32	76,85	61,43
6	85,19	71,36	54,25	13	92,03	83,73	71,22
7	90,99	82,68	72,41				

Ressalta-se que o aumento de área permeável ocorreu apenas no interior do lote, por isso foi considerado apenas a área dos lotes para o novo valor de área impermeável de cada sub-área.

4.1.10 Simulação de Cenários

Buscou neste trabalho avaliar a viabilidade de implantação de métodos de controle na redução de enchentes em uma área urbana, por isso foram testados alguns cenários. Nesses cenários foram avaliados diferentes configurações de métodos de controle, sendo analisados ao todo 11 diferentes situações, conforme caracteriza a **Tabela 4.5**.

Tabela 4.5: Cenários simulados no trabalho

Abreviaturas	Características
SD6	Discretização da área em 6 sub-áreas (Figura 4.1) com características atuais, sem nenhum método de controle.
SD6B	Implantação de microreservatórios
SD13	Discretização da área em 13 sub-áreas (Figura 4.2) com características atuais, sem nenhum métodos de controle;
SD13B	Implantação de microreservatórios
SD13P	Aumento de área permeável (30% em cada lote).
SD13PB	Inserção de microreservatórios com aumento da área permeável (30% em cada lote).
SD13P50	Aumento de área permeável (50% em cada lote).
SD13TF	Implantação de trincheira de infiltração no lote
SD13P50B	Aumento de área permeável (50%) com implantação de microreservatórios
SD13P50TF	Aumento de área permeável (50%) com implantação de valas de infiltração
SD13LB	Simulação do modelo com a implantação dos lagos dos Bosque dos Buritis

4.2 Resultados e Análise das Simulações

Para cada simulação realizada nessa pesquisa, foram construídos dois gráficos: um para a descarga na Bacia do Córrego Botafogo e outro para a do Bosque dos Buritis. Objetivou-se com eles estimar a eficiência dos métodos de controle de enchente. A avaliação dos modelos foi feita por meio da comparação da vazão e do tempo de pico dos diferentes cenários. Ao se proceder as simulações verificou-se que a área de estudo apresentava diversos pontos de alagamento, por isto, avaliou-se também o volume extravasado pela rede, comparando-o com a precipitação ocorrida. O volume total extravasado no evento foi obtido a partir do modelo, este volume foi dividido pela área da bacia de contribuição de modo a determinar a lâmina de água excedente. Nas tabelas do Apêndice A são apresentados os resultados detalhados de cada simulação.

4.2.1 Cenários SD6 e SDB6

Inicialmente testou-se um cenário da área, com maior discretização, onde a área foi dividida em 6 sub-áreas. Foram realizadas duas simulações com esta discretização, SD6 (área sem método de controle) e SD6B (implantação de microreservatórios). Foi possível perceber que a vazão permaneceu com valores aproximados nas duas simulações e o tempo de pico não se alterou, demonstrando que os microreservatórios não apresentaram resultados satisfatórios, conforme pode ser visualizado na **Figura 4.6**.

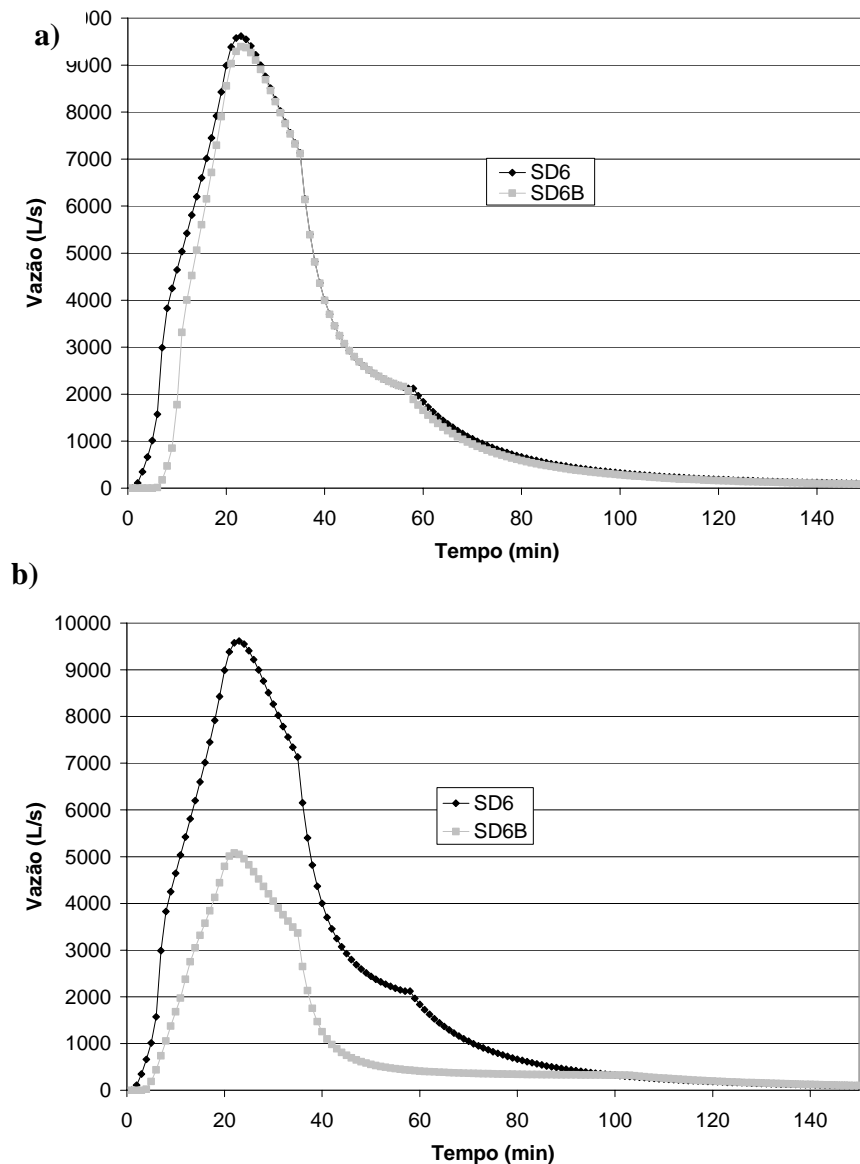


Figura 4.6: a) Hidrograma de saída dos modelos SD6 e SD6B -Bosque dos Buritis; b) Hidrograma de saída dos modelos SD6 e SD6B -Córrego Botafogo

Nas duas simulações, a área apresentou, 11 pontos de extravasamento de água em alguns locais da rede, conforme pode ser observado em vermelho na **Figura 4.7**.

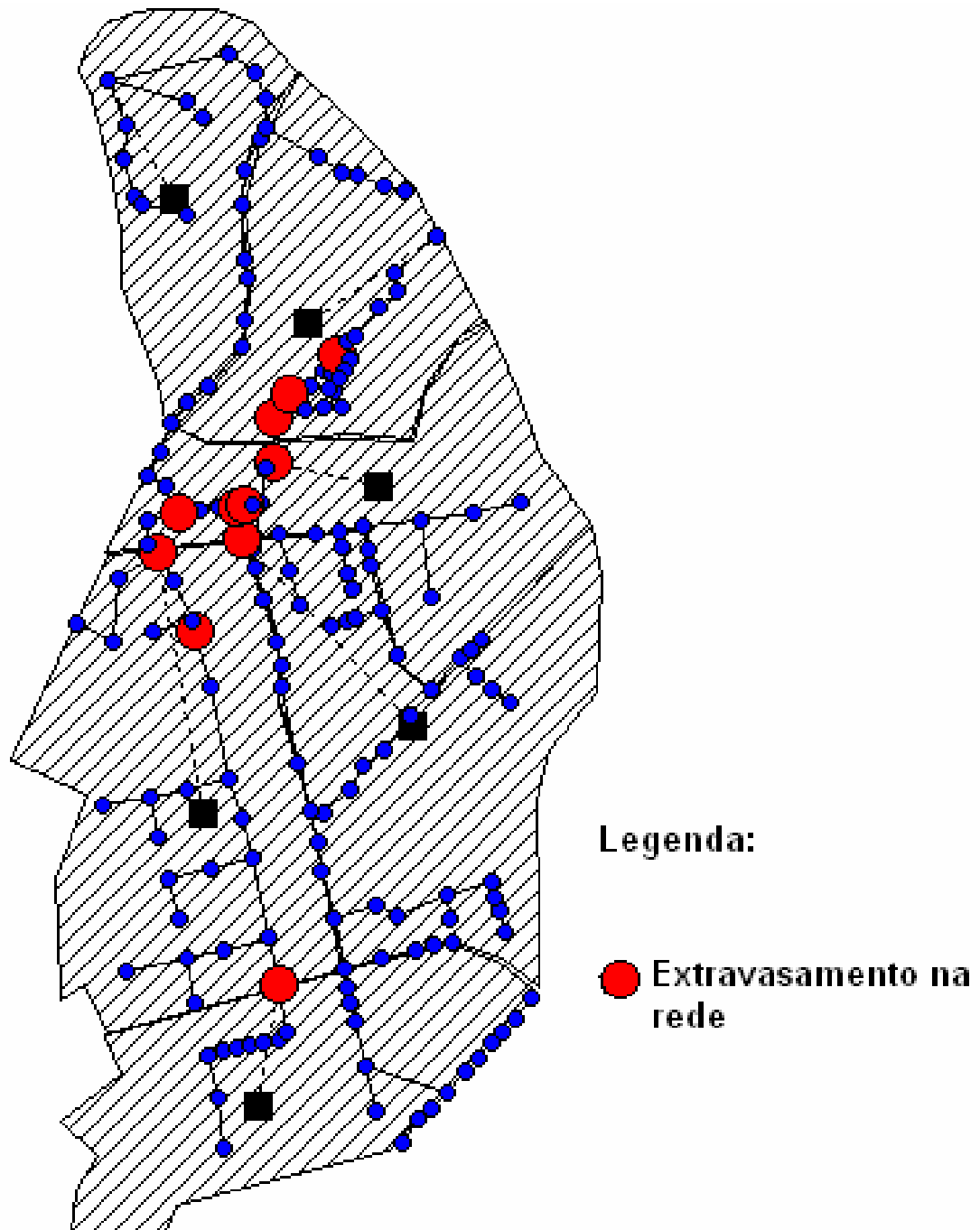


Figura 4.7 – Localização dos pontos de extravasamento na bacia – SD6

A situação crítica ocorreu a partir dos 18min de chuva e se prolonga até os 35min, onde começa a haver o “esvaziamento” do sistema. A implantação dos microreservatórios não apresentou praticamente nenhuma alteração nesse cenário uma vez que a vazão de pico no Bosque dos Buritis para o cenário SD6 foi de 9.617,39 L/s, e 9.390,52 para o SD6B, redução média de 2,4 %, os dois com tempo de pico aos 23min. Para o córrego Botafogo a vazão de pico foi de 5.098,59 L/s para o SD6 e 5.079,17 L/s para o SD6B, redução aproximada de 0,38%, com tempo de pico aos 22min nos dois cenários.

Outro aspecto possível de ser observado nessa simulação é o fato de que os microreservatórios apresentaram eficiência apenas nos primeiros 12min de chuva, com eficiência reduzida ao longo do período de precipitação. Isso ocorre porque os microreservatórios conseguem reter apenas os primeiros volumes precipitados, ou seja, até encher, a partir do momento em que é preenchido o seu volume total a água começa a passar direto, não proporcionando nenhum armazenamento adicional.

4.2.2 Simulação da Bacia (SD13)

Nessa simulação foram identificados a vazão e o tempo de pico nos dois pontos de descarga e ainda os pontos de extravasamento na rede. No Bosque dos Buritis a vazão de pico ocorreu aos 19min após o início da chuva, a vazão de pico foi de 5.477,49 L/s . Para a bacia do Córrego Botafogo, a vazão de pico ocorreu aos 20min, com vazão de 8.766,79 L/s, conforme pode ser visualizado nos hidrogramas representados na **Figura 4.8**. O resultado dessa simulação servirá como comparação para os demais cenários simulados. Foram identificados 20 pontos de extravasamento na rede (**Figura 4.9**), com início a partir dos 5min. Esses resultados estão mais detalhados nas **Tabelas A1 e A2**.

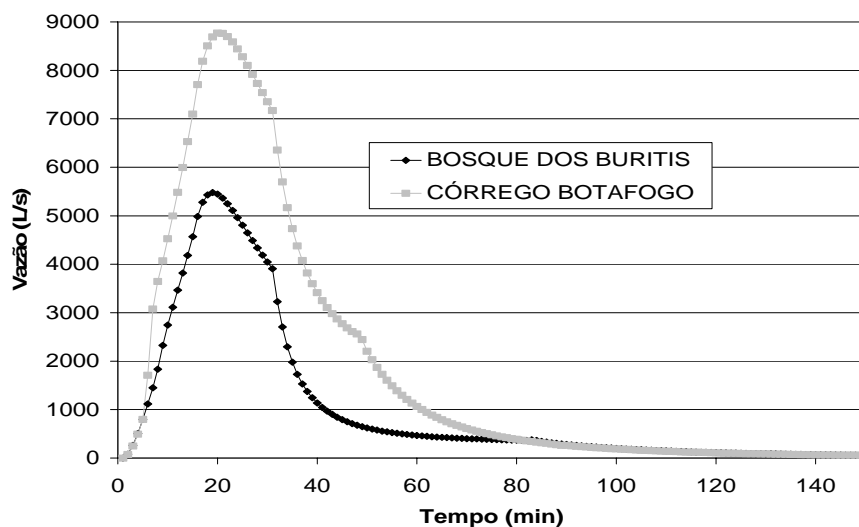


Figura 4.8: Comparação do hidrograma de saída do modelo SD13 no Bosque dos Buritis com o Córrego Botafogo

4.2.3 Microreservatórios no Cenário (SD13B)

As análises dessa simulação tiveram como referência a comparação com resultados obtidos na simulação do cenário SD13. Nessa simulação foi possível verificar que, nos dois pontos de descarga, não ocorreu alteração significativa na vazão nem no tempo de pico. No Bosque dos Buritis a vazão de pico ocorreu aos 20min após o início da chuva, a vazão de pico foi 5.265,99 L/s, uma redução aproximada de 3,86% quando comparado com o cenário SD13, retardo de 5min no início do escoamento.

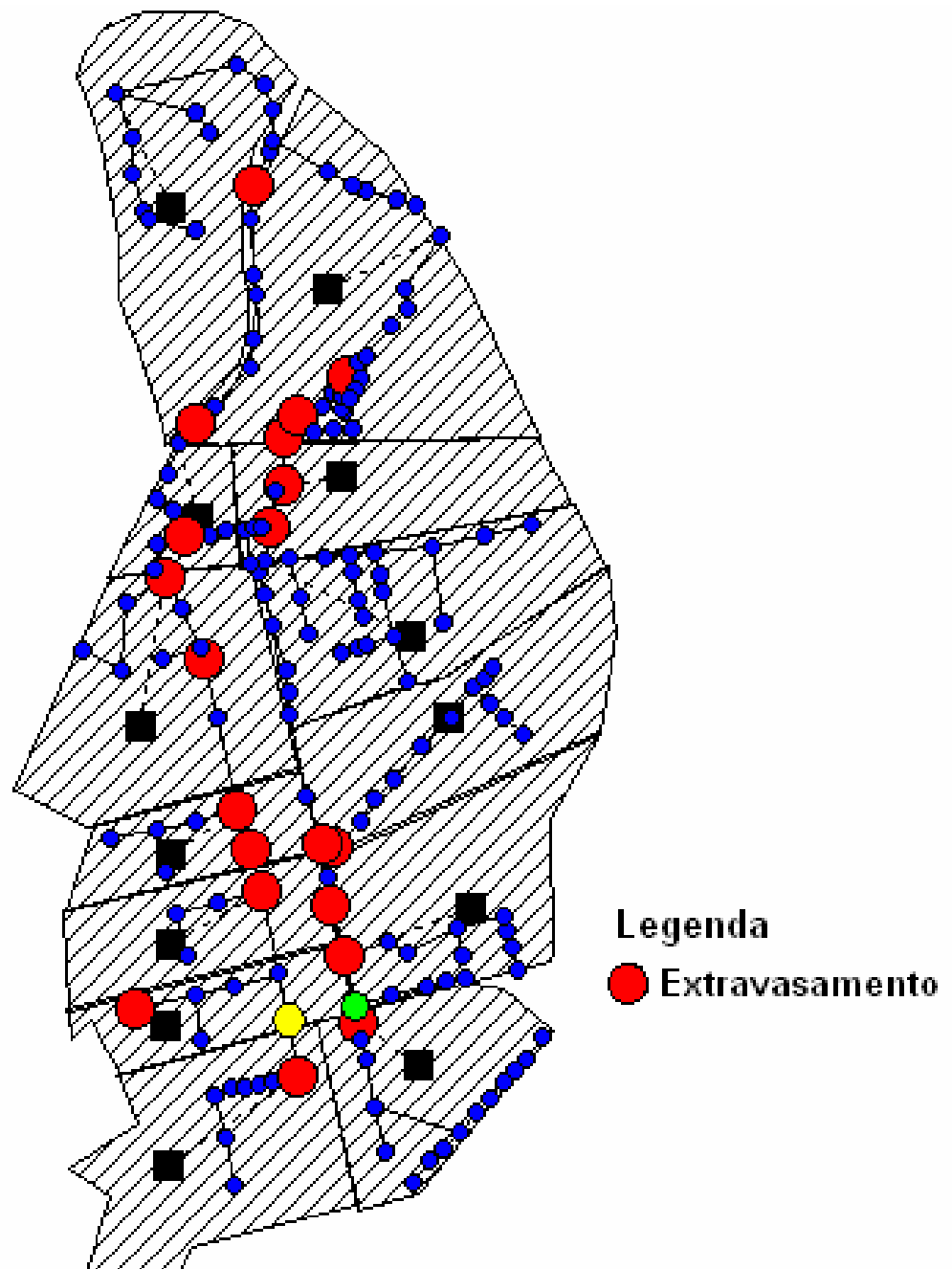


Figura 4.9 – Localização dos pontos de extravasamento na bacia – SD13

Na bacia do Córrego Botafogo, a vazão de pico ocorreu aos 22min, com vazão de 8.047,67 L/s, redução média de 8,2%, um pouco maior que a apresentada para o Bosque dos Buritis com retardo de 6min no início do escoamento. Essa situação pode ser visualizada na **Figura 4.10**.

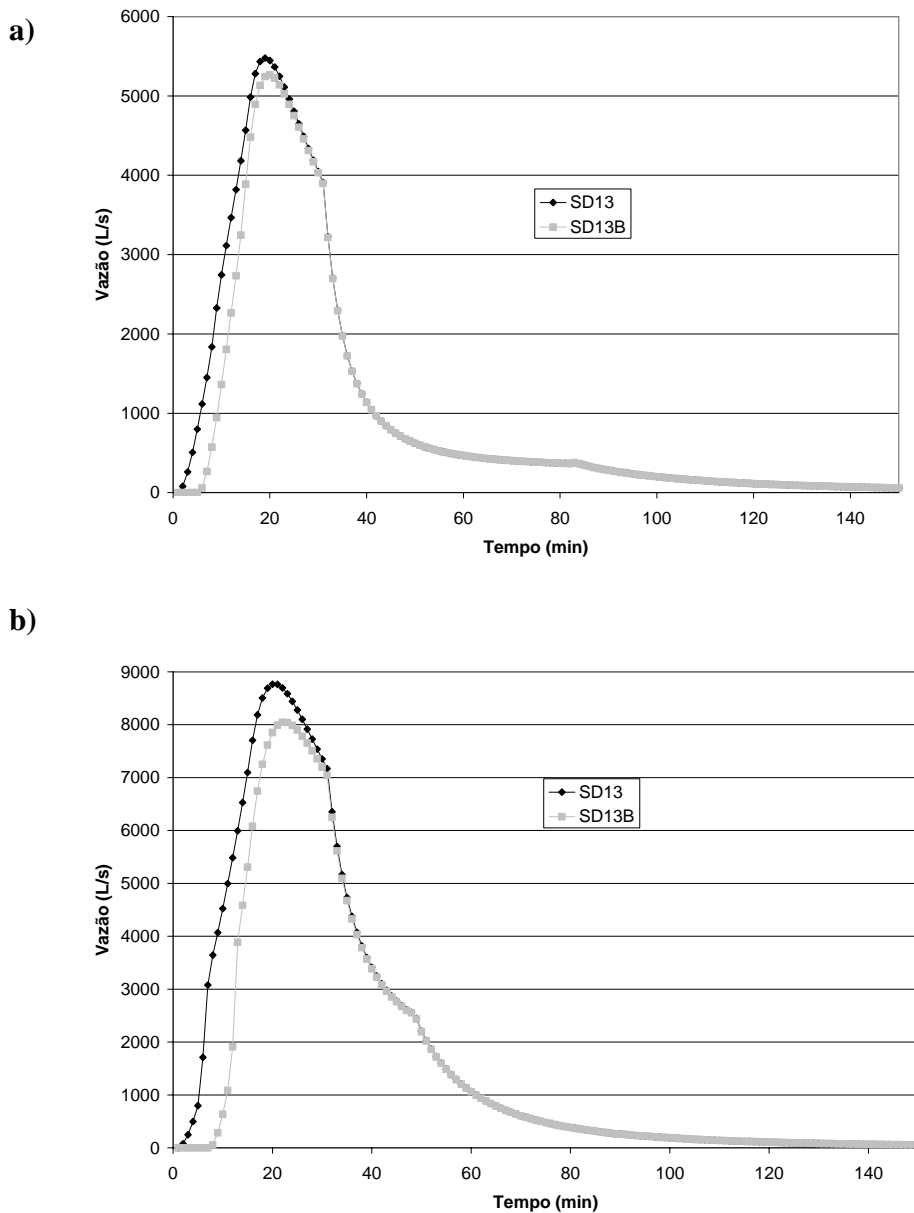
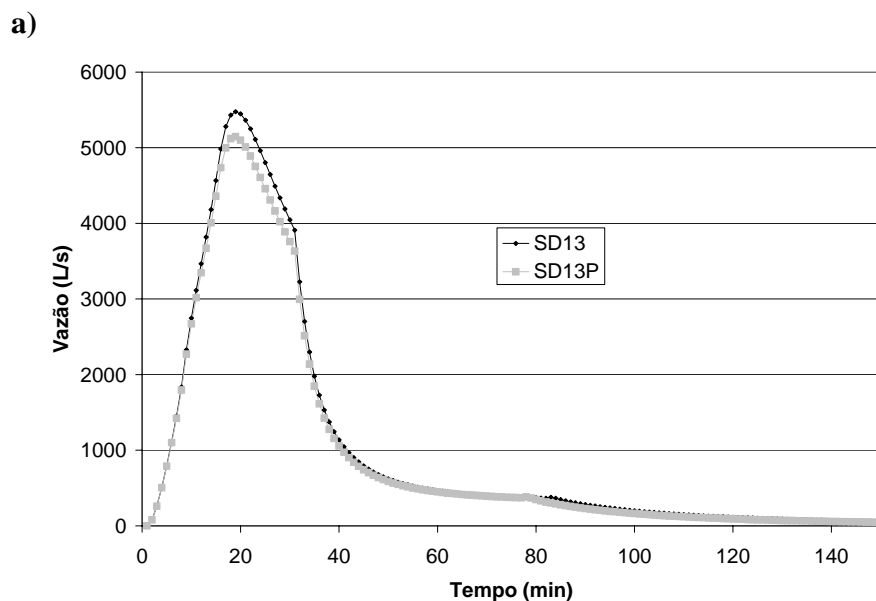


Figura 4.10: a) Hidrograma de saída dos modelos SD13 e SD13B – Bosque dos Buritis; b) Hidrograma de saída dos modelos SD13 e SD13B -Córrego Botafogo

A implantação de microreservatórios não alterou a quantidade de pontos de extravasamento, porém o início do extravasamento teve um retardo de 5 min, iniciando aos 10 min do início da chuva, conforme pode ser observado nas **Tabelas A3 e A4**. O total extravasado foi de 29,7mm, resultando em uma eficiência sob o ponto de vista da redução do alagamento de 11,5%

4.2.4 Área Permeável de 30% (SD13P)

Assim como no cenário analisado anteriormente, não foi verificada alteração significativa na vazão e no tempo de pico no Bosque dos Buritis. A vazão de pico ocorreu aos 19min após o início da chuva assim como no cenário SD13 e no SD13B e foi de 5.145,4 L/s, uma redução aproximada de 6%. Para a bacia do Córrego Botafogo, a vazão de pico ocorreu aos 20min, com vazão de 8.225,58 L/s, redução média de 6,17%. Esse modelo não apresentou retardo no início do escoamento em nenhum dos dois pontos de descarga. Essa situação pode ser melhor visualizada na **Figura 4.11** e nas **Tabelas A5 e A6**.



Foram identificados 20 pontos de extravasamento na rede, com início a partir dos 5min, sendo a redução do volume extravasado de 9,4%.

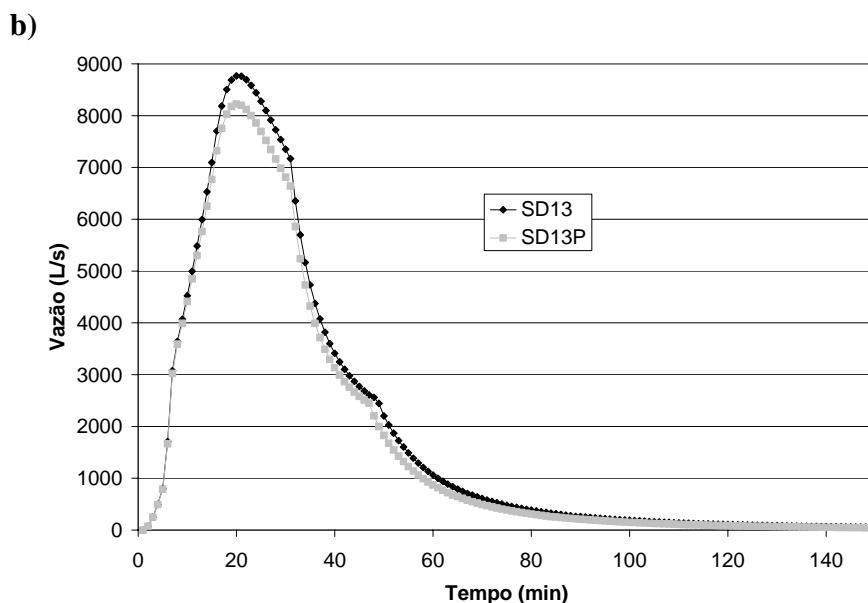


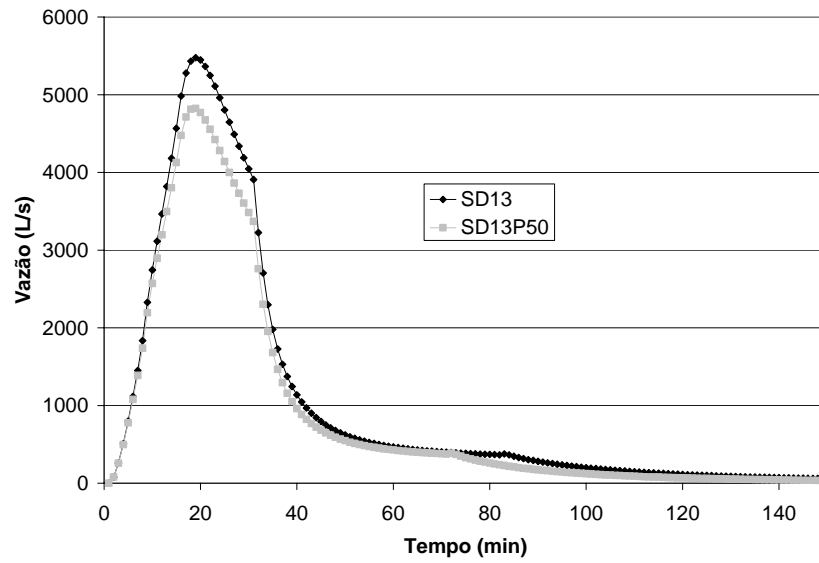
Figura 4.11: a) Hidrograma de saída dos modelos SD13 e SD13P – Bosque dos Buritis; b) Hidrograma de saída dos modelos SD13 e SD13P – Córrego Botafogo

4.2.5 Área permeável de 50% (SD13P50)

Nessa simulação foi possível verificar que no ponto de descarga do Bosque dos Buritis ocorreu uma pequena alteração na vazão, 4.824,73 L/s, e o tempo de pico permaneceu o mesmo, aos 19min. Houve redução aproximada de 11,92%. Para a bacia do Córrego Botafogo, a vazão de pico ocorreu aos 20min, com vazão de 7.476,61 L/s, redução aproximada de 14,71%, assim como no modelo SD13P, esse modelo também não apresentou retardo no início do escoamento (**Tabelas A7 e A8**). Conforme os hidrogramas representados na **Figura 4.12**.

Foram identificados 19 pontos de extravasamento na rede, com início a partir dos 5min, enquanto que o volume extravasado foi reduzido para 26,4mm, ou seja, 46% do volume precipitado.

a)



b)

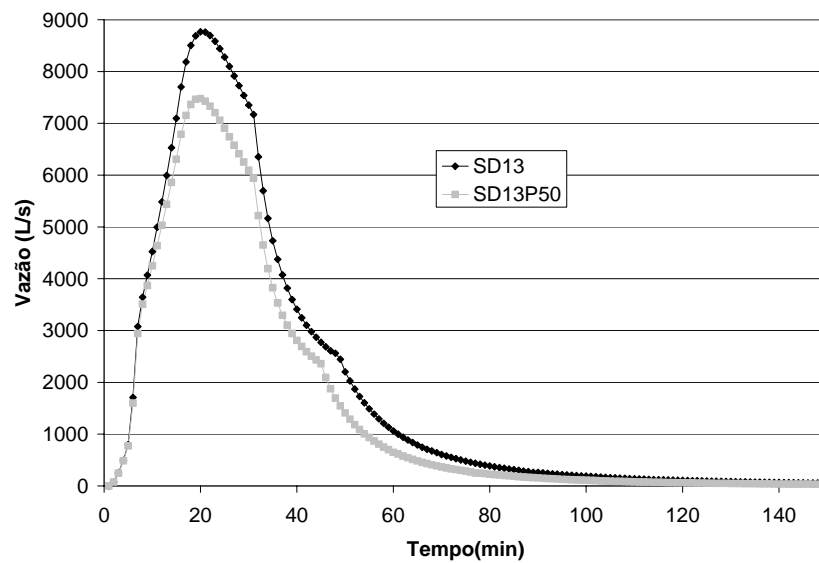
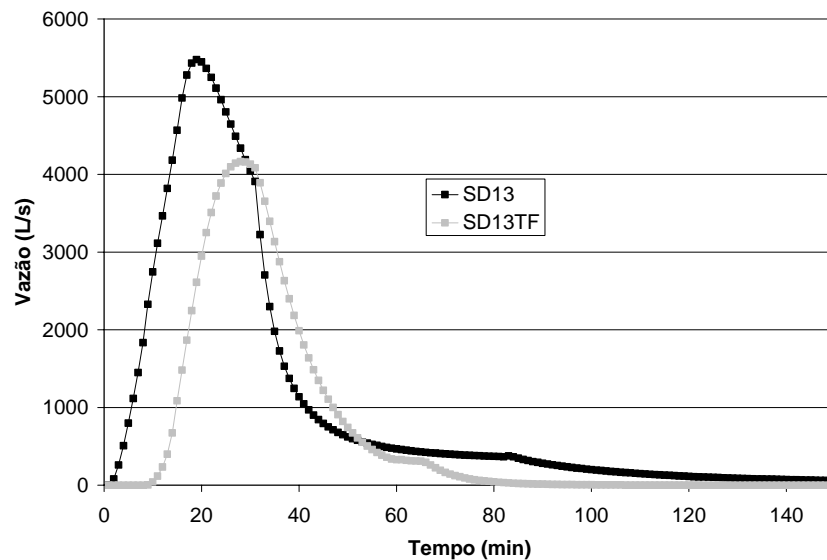


Figura 4.12: a) Hidrograma de saída dos modelos SD13 e SD13P50 -Bosque dos Buritis; b) Hidrograma de saída dos modelos SD13 e SD13P50 -Córrego Botafogo

4.2.6 Trincheiras de Infiltração (SD13TF)

A simulação com as trincheiras de infiltração demonstrou uma melhor eficiência com relação aos demais métodos analisados. No ponto de descarga do Bosque dos Buritis ocorreu uma alteração significativa na vazão 4.165,04 L/s, redução aproximada de 23,96% na vazão de pico, retardo no escoamento de 8min. Para a bacia do Córrego Botafogo, a vazão de pico ocorreu aos 23min, com vazão de 8.555,96 L/s, redução aproximada 2,4 % na vazão de pico, retardo de 7min no início do escoamento. Conforme os hidrogramas representados na **Figura 4.13** e **Tabelas A9 e A10**.

a)



Foram identificados 20 pontos de extravasamento na rede, com início a partir dos 5min. Esse cenário apresentou uma pequena diminuição no volume extravasado 30,3mm (9,76%)

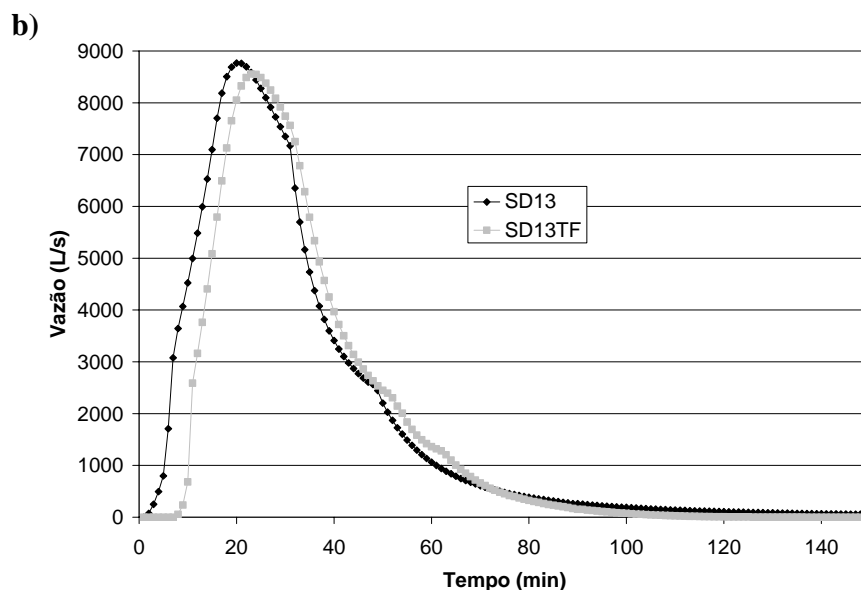
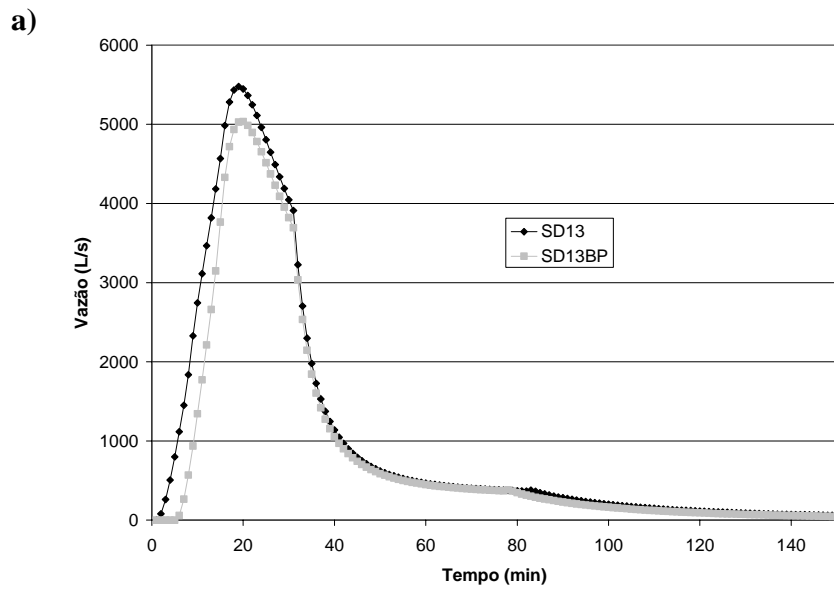


Figura 4.13: a) Hidrograma de saída dos modelos SD13 e SD13TF -Bosque dos Buritis; b) Hidrograma de saída dos modelos SD13 e SD13TF -Córrego Botafogo

4.2.7 Microreservatório com Aumento de Área Permeável para 30%/lote (SD13BP)

A simulação com os microreservatórios em conjunto com o aumento da área impermeável não apresentou eficiência significativa em nenhum dos dois pontos de descarga. No Bosque dos Buritis ocorreu uma alteração pouco significativa na vazão de pico, 5.035,91 L/s, com tempo de pico aos 20min. Redução aproximada de 8,06% na vazão de pico e retardo de 5min no início do escoamento. Para a bacia do Córrego Botafogo também não demonstrou eficiência significativa, a vazão de pico ocorreu aos 21min, com vazão de 7.609,03 L/s, redução aproximada de 13,20 % na vazão de pico e retardo de 6min no início do escoamento, conforme os hidrogramas representados na **Figura 4.14**. Esses resultados podem ser melhor visualizados nas **Tabelas A11 e A12**.



Foram identificados 19 pontos de extravasamento na rede, com início a partir dos 10min, havendo uma redução de 20% no volume extravasado que passou a ser de 26,7mm.

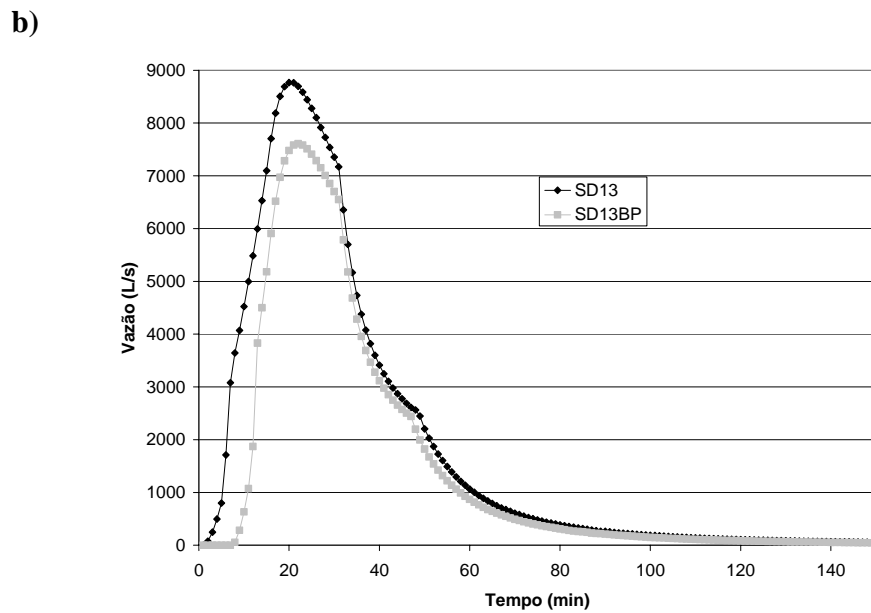
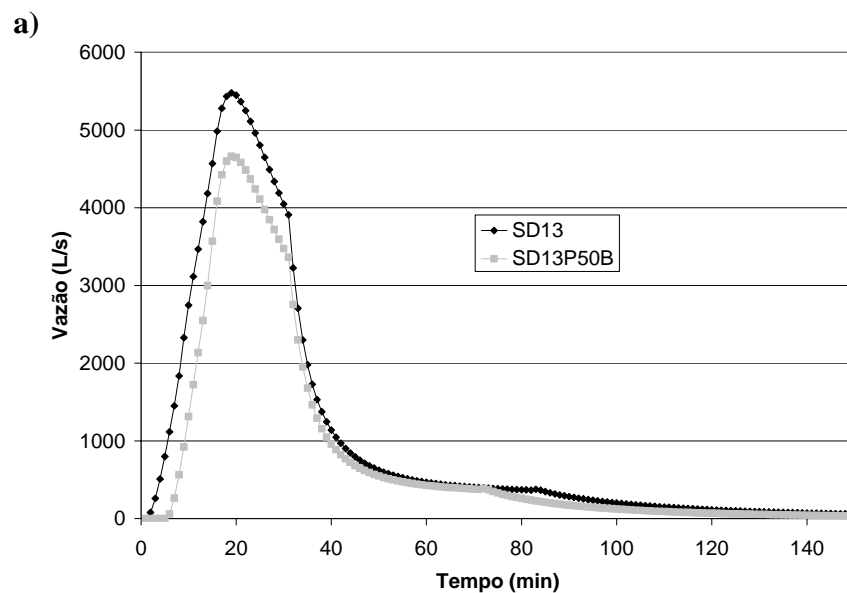


Figura 4.14: a) Hidrograma de saída dos modelos SD13 e SD13BP -Bosque dos Buritis; b) Hidrograma de saída dos modelos SD13 e SD13BP -Córrego Botafogo

4.2.8 Microreservatório com Aumento de Área Permeável para 50%/lote (SD13P50B)

A simulação com os microreservatórios em conjunto com o aumento da área impermeável para 50% em cada lote, demonstrou pouca alteração no tempo de pico para o Bosque dos Buritis, enquanto que a vazão apresentou uma redução de 14,89%, vazão de 4.661,60 L/s, retardo de 5min no início do escoamento. Para a bacia do Córrego Botafogo o tempo de pico permaneceu o mesmo, com vazão de 6.984,61 L/s, redução aproximada de 20,29 %, retardo de 6min no início do escoamento. Conforme os hidrogramas representados na **Figura 4.15 e Tabelas A13 e A14**.

Foram identificados 19 pontos de extravasamento na rede, com início a partir dos 9min. Entretanto a redução do volume extravasado foi de 34,5%.



b)

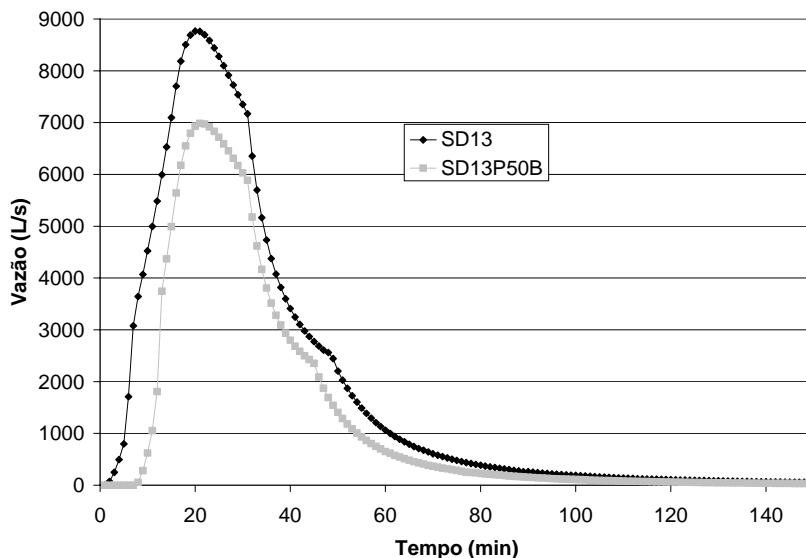


Figura 4.15: a) Hidrograma de saída dos modelos SD13 e SD13P50B -Bosque dos Buritis; b) Hidrograma de saída dos modelos SD13 e SD13P50B -Córrego Botafogo

4.2.9 Trincheira de Infiltração com Aumento de Área Permeável (SD13P50TF)

Este cenário demonstrou a melhor eficiência na redução da vazão de pico e no tempo nos dois pontos de descarga, novamente o Bosque dos Buritis apresentou melhor resultado. No Bosque dos Buritis vazão de pico foi de 2.368,70 L/s, tempo de pico, aos 31min. Redução aproximada de 56,75%, retardo de 9min no início do escoamento. Para a bacia do Córrego Botafogo, a vazão de pico ocorreu aos 31min, com vazão de 5.594,85 L/s, redução aproximada de 35,66 %, retardo de 10min no início do escoamento (**Figura 4.16**).Esses resultados estão apresentados detalhadamente nas **Tabelas A15 e A16**.

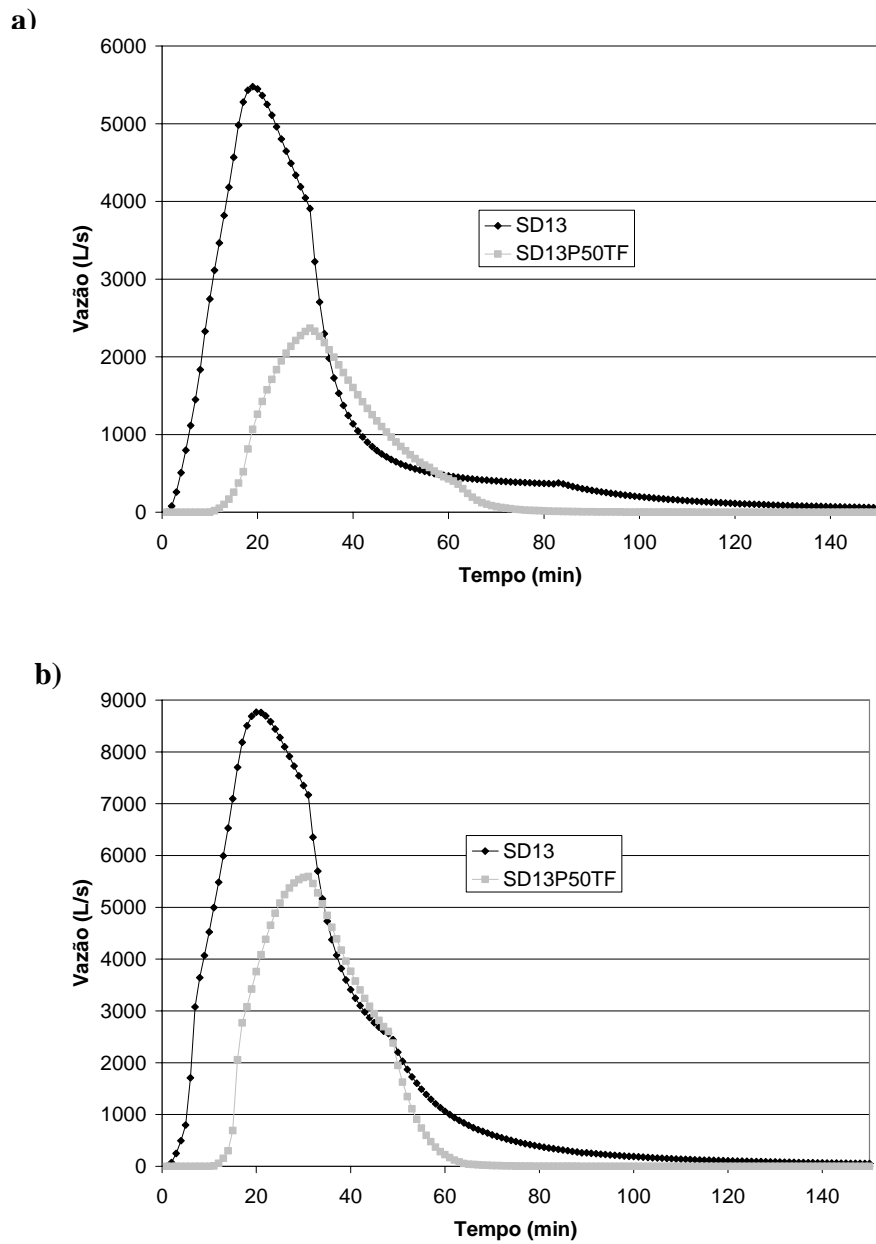


Figura 4.16: a) Hidrograma de saída dos modelos SD13 e SD13P50TF -Bosque dos Buritis; b) Hidrograma de saída dos modelos SD13 e SD13P50TF -Córrego Botafogo

O número de pontos de extravasamento nesta configuração da rede foi também igual a 19, com início a partir dos 13min. A redução do volume extravasado foi de 45,6%, ou 18,3mm, que corresponde a 32,3% da precipitação na bacia.

4.2.10 Bacia de Detenção do Bosque dos Buritis

A implantação das bacias de retenção no Bosque dos Buritis se mostrou eficiente na contenção do escoamento a jusante. O escoamento chega ao primeiro reservatório com uma vazão de máxima de 11.508,82 L/s aos 22 min, e sai com uma vazão de 10.743.49 L/s. O retardo do escoamento no início do escoamento foi de 16min (**Figura 4.17**). O segundo reservatório consegue reter todo o volume escoado, que chega com uma vazão máxima de 10.743.49 L/s, aos 28 min após a entrada no primeiro reservatório. O que demonstra que não é necessária a implantação de uma terceira bacia de retenção para esta situação. No entanto, para uma chuva com período de retorno maior que dois anos, esta solução poderia ser estudada.

O volume máximo armazenado no primeiro reservatório é de 3.782.04 m³, enquanto que o segundo não chega a ser preenchido totalmente, com um volume quase permanente de 17.339,15m³, conforme pode ser observado na **Tabelas A17**.

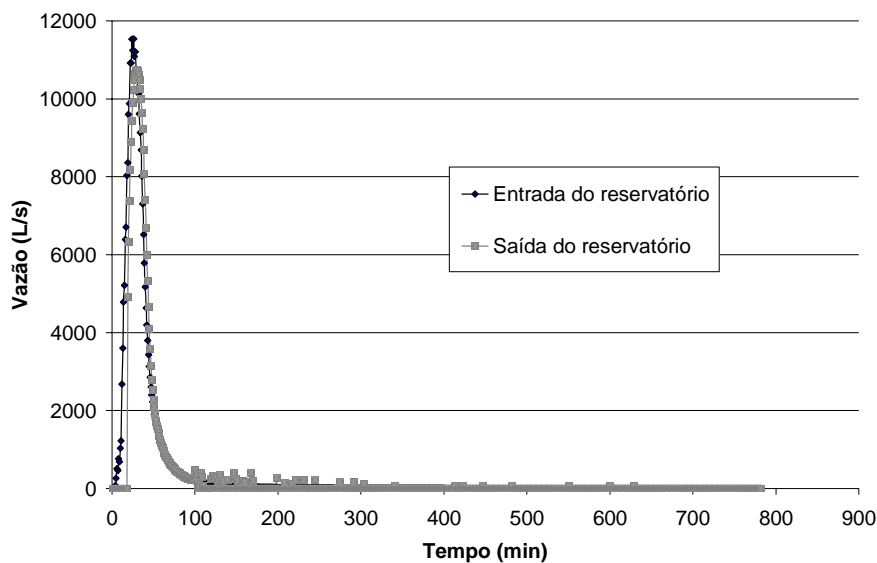


Figura 4.17: Hidrograma de entrada e saída do primeiro reservatório

Quando comparado às dimensões dos lagos existentes no Bosque dos Buritis, observa-se que apenas os lagos 1 e 2 seriam necessários para conter o volume total escoado, pois os dois juntos representa um volume total de 34.770 m³.

4.3. Discussão

Quando comparados os resultados das simulações dos diversos cenários é possível avaliar a eficiência de cada um. Na **Tabela 4.6** é apresentado um resumo dos resultados encontrados para cada cenário.

Todos os cenários foram avaliados tomando-se como metodologia a comparação das vazões de pico, com a vazão de pico encontrada para o cenário sem a implantação dos dispositivos de controle - SD13 - e o volume de flooding, que representa o volume extravasado na rede.

A análise da eficiência dos dispositivos de controle levou em conta dois parâmetros a redução no pico da cheia, e a diminuição no volume extravasado na rede de drenagem, que se mostrou insuficiente para escoar a chuva.

Tabela 4.6: Resumo dos resultados para cada cenário.

Cenário	Vazão (L/s)	Eficiência (%)	Lâmina extravasada (mm)	Eficiência na redução do extravasamento (%)
SD13	14.173,52		33,60	
SD13B	13.767,40	2,87%	29,72	11,55%
SD13P	13.370,98	5,66%	30,44	9,40%
SD13P50	12.301,34	13,21%	26,39	21,46%
SD13TF	12.778,67	9,84%	30,32	9,76%
SD13BP	13.049,71	7,93%	26,70	20,54%
SD13P50B	11.982,35	15,46%	22,00	34,52%
SD13P50TF	8.139,03	42,58%	18,28	45,60%

Na avaliação dos dispositivos individualmente, verifica-se que houve uma redução de 2,9% a 13,2% no pico de cheia. Enquanto que a diminuição do volume extravasado foi de 9,4% a 21,5%, sendo que a melhor alternativa individual foi o aumento da área permeável nos lotes para 50% do total. Tal medida está sendo adotada atualmente em alguns condomínios horizontais de Goiânia.

A pouca redução no pico de cheia é decorrência das características da área, como: alto índice de impermeabilização, tanto das áreas privadas quanto das vias públicas; rede de drenagem que é incapaz de escoar uma chuva com período de retorno relativamente pequeno.

Devido a estes fatores, foi necessário avaliar os dispositivos alocados de forma conjunta, de modo a se verificar a eficiência dos mesmos na minoração dos efeitos das enchentes na área.

A adoção de dispositivos conjuntos mostrou uma redução de 7,9% a 42,6% no pico de cheia e uma diminuição entre 20,5% e 45,6% no volume extravasado pela rede. O cenário com implantação de trincheiras de infiltração e aumento de área permeável para 50% - SD13P50TF - foi o que apresentou resultado mais satisfatório, tanto na redução do volume escoado, quanto na diminuição do volume extravasado na rede. Isso ocorre, pois uma vez que diminui a quantidade de água escoada na rede, ela passa a conseguir drenar uma maior parte do volume.

CAPÍTULO 5 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES

5.1 Conclusões e Sugestões

O presente trabalho contemplou o estudo de dispositivos de controle de cheias em bacias urbanas, para isso foi utilizada como modelo uma área urbana da cidade de Goiânia. Essa área demonstra graves problemas de alagamento, isso se deve a fatores que foram levantados, tais como: muitas áreas impermeabilizadas, poucas áreas verdes, rede com dimensões pequenas e insuficientes para o escoamento de todo o volume produzido.

Foi possível comprovar esse dado durante o levantamento de campo realizado na área amostral do presente estudo, onde foi detectado que grande parte dos lotes situado nessa área estão com área impermeável superior a estabelecida na legislação de uso do solo do município, Lei Complementar nº 031 de 29 de dezembro de 1994, ficando em média com 86,16% de impermeabilização no lote, restando 13,84% de área permeável, sendo que na legislação está estabelecido no mínimo 30% para cada lote.

O modelo foi aplicado para Goiânia, porém antes seria necessário se fazer calibrações dos parâmetros hidrológicos, o que não ocorreu, fazendo com que o estudo seja considerado teórico, apesar ter sido aplicado em uma área real de Goiânia.

Para a redução de enchentes em bacia urbanas, foram avaliados métodos de controle de cheias: microreservatórios, trincheiras de infiltração em nível de lote, aumento de áreas permeável (para 30% e 50%) e bacia de retenção aplicados a área de estudo. Foram realizadas 11 simulações para a bacia estudada no Modelo SWMM, sendo 1 para cada cenário.

Foram analisados dois cenários de discretização com 6 e 13 sub-áreas. Comparando o resultado entre esses dois cenários pode-se observar que não ocorreu alteração significativa na vazão, menor que 10% de diferença entre as duas vazões de pico, e no tempo de pico nos dois pontos de descarga. A maior alteração apresentada entre os dois foi com relação aos pontos de extravasamentos que no Cenário SD6, apresentou 11 enquanto que no Cenário SD13 foram observados 20. Os resultados para estes cenários não mostraram muita diferença, o que indica que uma discretização menor não apresentaria melhora significativa nos resultados. Sendo que as dimensões das sub-bacias encontradas foram ainda menores que os valores usados na literatura (SIQUEIRA, 2003).

Por se estar trabalhando com áreas de discretização maiores que o lote, os dispositivos de controle foram considerados indiretamente nas simulações do modelo na forma de acúmulo de águas em depressões. Para se comprovar a viabilidade desta suposição, efetuou-se a comparação do escoamento gerado, considerando um lote dotado de um reservatório de saída que representa a bacia de detenção, e um lote em que esta bacia foi considerada como sendo uma depressão. Os resultados mostraram a viabilidade desta aproximação uma vez que a diferença na vazão de pico foi inferior a 1 %, comprovando a suposição inicial.

Na análise dos resultados foram avaliados a vazão de pico, tempo de pico, pontos de extravasamento e volume escoado para cada cenário. Na análise da rede sem dispositivos, observou-se que para a chuva de projeto com 2 anos de período de retorno ocorreram vários pontos de extravasamento do fluxo. O extravasamento total nesta situação foi de 59% da precipitação, denotando uma incapacidade de escoar o volume total precipitado. Assim, a vazão no final da área sozinha não é representativa do sistema uma vez que o extravasamento funciona como um armazenamento a montante. Desta forma o volume extravasado também foi um parâmetro importante para avaliar a eficiência das medidas de controle nesta bacia.

A análise da influência do microreservatório e trincheira de infiltração na redução da cheia mostrou que esta foi capaz de reduzir respectivamente 2,9% e 9,8% na vazão de pico total e 11,5% e 9,8 % no volume extravasado do sistema. Esta pequena influência na diminuição do pico mostra que para uma região com nível de impermeabilização elevado este tipo de controle sozinho não irá solucionar o problema da cheia na área.

Considerando o aumento de área permeável de 30 e 50%, observou-se respectivamente uma redução de apenas 5,6% e 13,2% na vazão de pico e de 9,4% e 21,5% no volume extravasamento. Observou-se que o aumento de área permeável em cada lote não trouxe muita alteração no escoamento, uma vez que a porcentagem de área permeável ainda permanece pequena com relação ao total da área.

As melhores configurações para diminuição das cheias nas áreas estudadas foram as que empregaram mais de um dispositivo ou medida em conjunto. A adoção da trincheira de infiltração com o aumento da área permeável para 50%, possibilitou uma redução de 50% na vazão de pico e 45,6% no volume extravasado, indicando a melhor solução a ser adotada para a área.

A adoção de bacia de retenção de grande porte no final da rede de drenagem se mostrou uma alternativa viável para a rede estudada, uma vez que a mesma deságua em um sistema de lagoas que poderiam servir para este fim. Verificou-se que os lagos dos bosques dos Buritis apresentam uma boa capacidade de absorver as enchentes advindas de área de estudo. Entretanto os benefícios desta alternativa só ocorreriam na parte de jusante (Parte do Setor Oeste) , uma vez que as inundações da área de estudo continuariam ocorrendo.

Como recomendações para a continuidade deste estudo sugere-se efetuar uma calibração dos parâmetros do modelo com base em medições de vazão e precipitação efetuadas em campo e, ainda, realizar medidas de infiltração para observar a homogeneidade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARAÚJO, R. **Retenção de águas pluvias, instalações prediais**, Revista Técnica, n.95, p. 31– 33, fev. 2005.

ARMITAGE, N. **The removal of urban litter from stormwater drainage systems**. *Source: Stormwater collection systems design handbook*. Disponível em: <<http://www.digitalengineeringlibrary.com>> Acesso em: 08 fev. 2006, 13:30.

ASCE - AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **Design and construction of urban stormwater management systems**. American Society of Civil Engineers, EUA, 1992.

AZEVEDO NETTO, JM.; ARAÚJO, R (Org.). **Manual de hidráulica**. 8ª edição. Ed. Edgard Blücher, São Paulo, 1998.

BAPTISTA, M.; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. **Técnicas compensatórias de drenagem urbana**. ABRH, Porto Alegre, 2005.

BAUNGARTEN, A.P.; FELIX, D.; MULLER, M. **Determinação da precipitação efetiva na bacia do rio Chopim através do método da curva número do SCS**. XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Curitiba, 2003. Disponível em: <http://www.lactec.org.br/OInstituto/downloads/Biblioteca/2003/056_2003.pdf> Acesso em: 07 fev. 2007, 19:06.

BERTONI, J.C. **Simulação matemática de uma cheia urbana sob condições de registros escassos: Aplicação do modelo SWMM**. In: *Drenagem Urbana –Gerenciamento, Simulação e Controle*. Ed. da Universidade UFRGS, ABRH, Porto Alegre, 1998.

CANHOLI, A.P. **Drenagem urbana e controle de enchentes**. Oficina de Textos, São Paulo 2005.

CETESB. **Drenagem Urbana: Manual de Projeto**. 2ª edição. Departamento de água e energia elétrica. Companhia de Tecnologia e Saneamento Ambiental, São Paulo, 1980.

CHOCAT, B. (Org.). **Encyclopédie de l'hydrologie urbaine**. Tec et Doc Lavoisier, Paris, 1997.

COSTA, A.R.; BRITO, V.F. **Equações de chuva para Goiás e Sul do Tocantins**. In: XIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos – Anais, Belo Horizonte, 1999.

CRUZ, M.A.S.; TUCCI, C. E.M.; SILVEIRA, A.L. **Controle do escoamento com detenção em lotes urbanos**. In: *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*. vol. 3, n. 4, p. 19-31, 1998.

CRUZ, M.A.S.; ARAÚJO, P. R.; Borges de Souza, V. C. **Estruturas de controle do escoamento urbano na microdrenagem**. In: XIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos – Anais, Belo Horizonte, 2001.

David J. Walker. **Modelling residence time in stormwater ponds**. Department of Civil and Environmental Engineering, The University of Adelaide, Australia.1998.

Detention Basin da NRCS: Disponível em: <<http://www.abemstate.edu/tools/csd/nrcs/bmps/pdf/water/volume/detentionbasin.pdf>> Acesso em: 16 mai. 2006, 20:14

DIAS, M.L. **Análise de estruturas de controle do escoamento pluvial urbano**, In: II Simpósio de Recursos Hídricos do Centro Oeste, Campo Grande, 2002.

DRUCKER, D.P. **Modelagem hidrológica de uma microbacia em Manaus**, ESALQ, Piracicaba, 2001.

FRANCO, E.L. **Dimensionamento de bacias de detenção das águas pluviais com base no método racional**. Dissertação de Mestrado, UFP, Curitiba, 2004.

FENDRICH, R. **Drenagem urbana em Curitiba**, Técnica, n.105, p.54-59, dezembro/2005.

FENDRICH, R. **Política e operacionalização de projetos de drenagem urbana**. A Água em Revista, n. 11, p. 57-66, 1999.

FILHO, A.G.A.; SCÉLIGA, M.R.; SZESZ, J. R. S. **Utilização de micro-reservatórios de detenção para atenuação de inundações em bacias urbanas – Estudo de Caso**. Disponível em <<http://www.uepg.br/prosp/publicatio/exa/2000/04.pdf>> Acesso em 23 abr. 2007, 19:26.

GARCIA, J.I.B. **Monitoramento hidrológico e modelagem da drenagem urbana da bacia hidrográfica do Arroio Cancela**. Dissertação de Mestrado, UFSM, Santa Maria, 2005.

GERMANO, A.; TUCCI, C. E. M. **Estimativa dos parâmetros do modelo IPH II para algumas bacias urbanas brasileiras**. Disponível em <<http://www.iph.ufrgs.br/posgrad/disciplinas/hip61/IPH2.PDF>> Acesso em: 19 abr. 2007, 9:30.

GOOGLE EARTH. **Aplicativo de imagens de satélite**. Europa Technologies Image. Digital globe. Terra Métrics. Site da internet: <www.superdownloads.com.br> Acessado em: junho/2007.

GUO, **Detention storage volume for small urban catchments**. Journal of Water Resources Planning and Management. v. 125, n. 6, ASCE, 1999.

HALL, K.J. **Urban Hydrology**. Essex: Elsevier, 1984

IBGE – INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Pesquisa Nacional de Saneamento Básico, 2000. Disponível em: <www.ibge.gov.br> Acesso em 28 jun. 2006.

IPH – INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS. **Plano Diretor de Drenagem Urbana de Caxias do Sul**. UFRGS. Serviço Autônomo Municipal de Água e Esgoto – SAMAE, 2001.

IPH – INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS. **Plano Diretor de Drenagem Urbana de Porto Alegre**. UFGRS. Departamento de Esgotos Pluviais da Prefeitura Municipal de Porto Alegre, 2000.

JUNIOR, L.L.C e BARBASSA, A.P. **Parâmetros de projeto de microrreservatório, de pavimentos permeáveis e de previsão de enchentes urbanas**. In: Revista Brasileira de Engenharia Sanitária Ambiental. v.11, n.1, p.46-54, 2006,

LEI 6.345, de 15 de outubro de 2002. Institui o Programa de Reaproveitamento de Águas de Maringá – Município de Maringá – PR. Disponível em:< <http://www.arce.ce.gov.br/>>. Acesso em: 15 mai. 2006, 17:39.

LEI 7.733 de 14 de outubro 1998. Dispõe sobre Política Municipal de Gestão e Saneamento Ambiental e dá outras providências – Município de Santo André – SP. Disponível em: <<http://www.semasa.com.br>>. Acesso em: 15 maio de 2006, 17:43.

LEI 10.785 de 18 de setembro de 2003. Cria no município de Curitiba, o Programa de Conservação e Uso Racional da água nas edificações – PURAE. município de Curitiba – PR. Disponível em: < <http://domino.cmc.pr.gov.br>>. Acesso em: 16 maio 2006, 17:36.

LEI 13.276 de 04 de janeiro de 2002. Dispõe sobre o reuso de água não potável e dá outras providências – Município de São Paulo - SP. Disponível em:< <http://www.arce.ce.gov.br/>>. Acesso em: 15 maio 2006, 17:39.

LEI COMPLEMENTAR 031 de 29 de dezembro de 1994.In: Legislação sobre edificações e uso do solo de Goiânia, Conselho Regional de Contabilidade de Goiás, Goiânia, 2005.

MAPA DE LEGISLAÇÃO MUNICIPAL DE DRENAGEM URBANA. Disponível em: <http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/atlas_saneamento/pdfs/mappag96.pdf>. Acesso em: 03 maio 2006, 16:03.

METHODS, Haestad; DURRANS, Rocky. **Stormwater detention**. In: METHODS, Haestad; DURRANS, S. Rocky. Stormwater conveyance modeling and design. Waterbury: Haestad Press, 2003.

MILOGRANA, J. **Estudo de medidas de controle de cheias em ambientes urbanos**. Dissertação de Mestrado, UNB, Brasília, 2001.

MORETTIN, P.A. ; TOLOI C.M.C. **Previsão de séries temporais**. 2ª edição, São Paulo, 1987.

MOURA, T.A.M., **Estudo experimental de superfícies permeáveis para o controle do escoamento superficial em ambientes urbanos**. Dissertação de Mestrado, UNB, Brasília, 2005.

NASCIMENTO, N.O.; BARBOSA, R. A. L.; COSTA, O.V.; BAPTISTA, M.B. **Relação entre o planejamento urbano e planejamento dos sistemas de drenagem: Estudo de caso do Ribeirão Areias em Betim – MG**. In: XXVIII congresso Interamericano de Engenharia Sanitária e Ambiental, ABES, 2002.

NASCIMENTO, N.O.; CANÇADO, V.L.; CABRAL, J.R. **Relatório Parcial: Drenagem Urbana**, Universidade Federal de Minas Gerais, 2003.

NRCS Planning and Design Manual, NRCS. DETENTION BASIN OLIVERIA, L. H. Notas de aula disciplina Conservação de Água, Programa de Pós Graduação *Stricto—Sensu* em Engenharia do Meio Ambiente. Universidade Federal de Goiás, 2005)

PEDROLLO, M.C.; FERREIRA, P.H.F.; PICKBRENNE, K.; GERMANO, A. **Definição de medidas para minimização dos efeitos das cheias urbanas no município de Criciúma, SC**. Disponível em <<http://www.cprm.gov.br/rehi/simposio/pa/Definicao%20de%20medidas%20para%20minimizacao%20dos%20efeitos%20das%20cheias%20urbanas%20no%20municipio%20de%20Criciuma,%20SC.pdf>> Acesso em: 23 abr. 2007, 17:10.

PINTO, N.L.S.; HOLTZ, A.C.T.; MARTINS, J.A. **Hidrologia básica**. Editora Edgar Blucher, São Paulo, 1976.

POMPÊO, C.A. **Drenagem urbana sustentável**. In: Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v.5, n. 1, p. 15-23, 2000.

PORTELA, M.M.; HORA, G.R. **Aplicação da fórmula racional à análise de cheias em Portugal Continental: valores do coeficiente C**. In: 6º Congresso da Água, Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos, 2002.

PORTO, R.L.L., **Escoamento superficial direto**. In: Tucci, C.E.M. *et al.* Drenagem Urbana, Coleção ABRH de Recursos Hídricos, v. 5, Editora da Universidade, Associação Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, 1995.

PORTO, R.M, **Metodologia de cálculo para planejamento de bacias de detenção**. In: Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 8, n. 3, p.135-149. 2003.

PORTO R. L. Drenagem Urbana. In: **Hidrologia: ciência e aplicação**. 3ª ed. UFRGS, Porto Alegre, 2004.

PULLAR, D.; SPRINGER, D. **Towards integrating GIS and catchment models**. Environmental Modelling & Software, p. 451–459, 2000.

QUICKBIRD, UTM 22, SAD 69 (sem escala), 2002.

RAMOS, C. L., (Org.). **Diretrizes básicas para projetos de drenagem urbana no município de São Paulo**, São Paulo, Prefeitura Municipal de São Paulo, 1999

RENNÓ, C. D e SOARES, J. V. **Conceitos básicos de modelagem hidrológica**. Disponível em <http://www.dpi.inpe.br/cursos/tutoriais/modelagem/cap2_modelos_hidrologicos.pdf> Acesso em: 19 abril 2007, 10:33.

ROBERTO, A.N.; PORTO, R.L.; ZAHED, K.F.. **Sistema de suporte a decisões para análise de cheias em bacias complexas**. Disponível em <<http://143.107.96.240/labsid/down.aspx?idPub=23>> Acesso em: 23 abril 2007, 16:10.

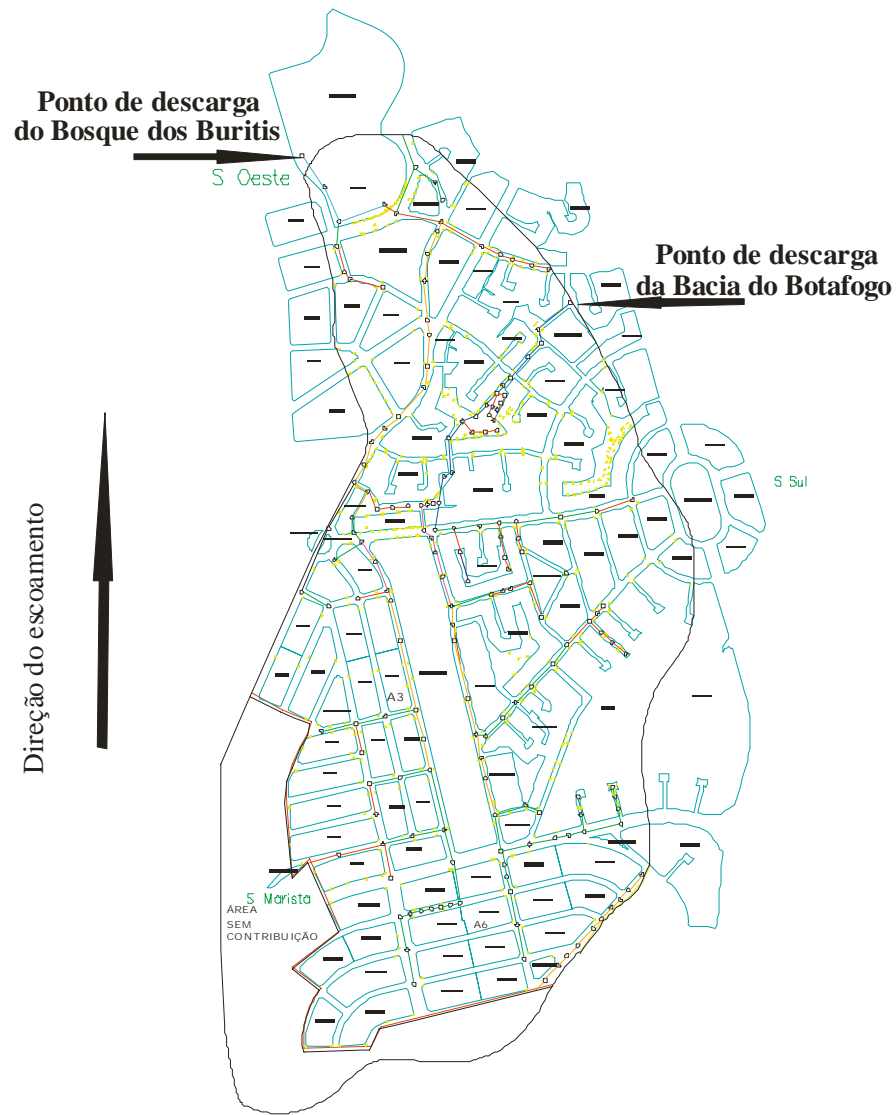
- ROSSMAN, L.A. **SWMM 5: User's Manual**. U.S. Environmental Protection Agency. Cincinnati. 2005.
- SELVALINGAM S.; LIONG S. Y.; MANOHARAN P. C. **Use of RORB and SWMM models to an urban catchment in Singapore** *Adr. Water Resources*, v. 10, 1987.
- SILVEIRA. A.L.L. **Desempenho de fórmulas de tempo de concentração em bacias urbanas e rurais**. In: *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 10 n. 1, p. 5-23, 2005.
- SILVEIRA, A.L.L., **Drenagem Urbana: Aspectos de Gestão**. IPH - Instituto de Pesquisas Hidráulicas, UFRGS. Fundo Setorial de Recursos Hídricos, Porto Alegre 2002.
- SIQUEIRA, E.Q. **Complexity and Uncertainty in Hydrological Modeling for Urban Areas of Varying Database Quality**. University of Guelph, 2003.
- TEIXEIRA. W. (Org.). **Decifrando a Terra**. 2 rev. Editora Oficina de Textos, São Paulo, 2003.
- THAMPAPILLAI, D.J. e MUSGRAVE, W.F. **Flood damage mitigation: A review of structural and nonstructural measures and alternative decision frameworks**. *Water Resources Research*, v. 21, n.4, p.411-424, 1985.
- TUCCI, C. E. M. **Gestão de águas pluviais urbanas**. Ministério das Cidades – Global Water Partnership - World Bank – Unesco 2005.
- TUCCI, C.E.M. (Org.). **Drenagem Urbana**. Ed. da Universidade, UFRGS, ABRH. Porto Alegre 1995.
- TUCCI, C.E.M. **Estimativa do volume para controle da drenagem no lote**. In: *Drenagem urbana – gerenciamento, simulação, controle*. Editora da Universidade/UFRGS, ABRH, Porto Alegre, 1998.
- TUCCI C.E.M. (Org.). **Hidrologia: ciência e aplicação**. 3ª ed. UFRGS, Porto Alegre, 2004.
- TUCCI, C.E.M. **Coefficiente de escoamento e vazão máxima de bacias urbanas**. In: *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 5, n. 1, p.61-68. 2000.
- TUCCI, C.E.M. **Elementos para controle da drenagem urbana**. Disponível em: <<http://www.iph.ufrgs.br>>. Acesso em: 05 maio 2006, 16:50.
- URBONAS, B., and STAHR, P. **Stormwater best management practices and detention**. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J, 1992.
- URBONAS, B. & ROESNER, L. A. **Hydrologic design for urban drainage and flood control**. In: *Handbook of Hydrology*, David Maidment (ed.) McGraw Hill Book Co, 1992.

VENDRAME, I. F e LOPES, W. A. B. **Análise do crescimento urbano e seus efeitos na mudança da dinâmica de escoamento superficial da bacia do Pararangaba.** In: II Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto, Goiânia - Anais, p. 16-21, 2005.

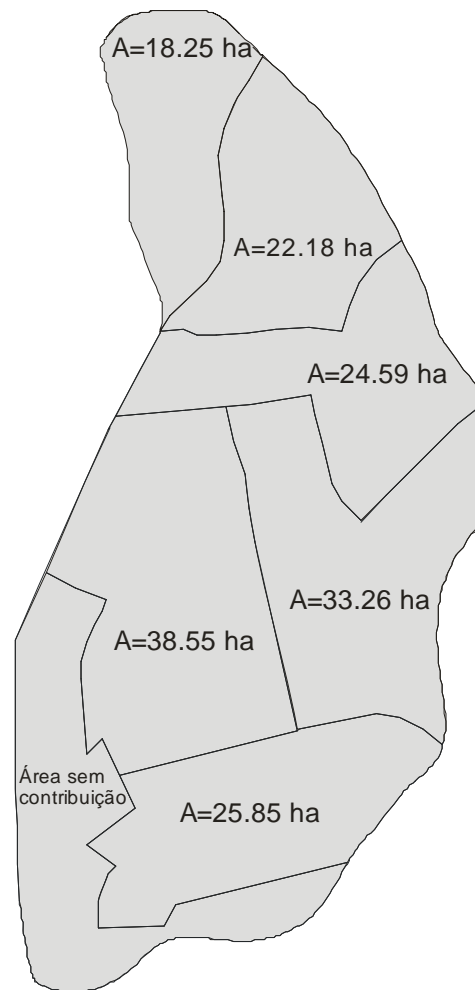
VIVACQUA, M.C.R., **Qualidade da água do escoamento superficial urbano – Revisão visando o uso local.** Dissertação de Mestrado, USP, São Paulo, 2005.

WILKEN, P.S. **Engenharia de drenagem superficial.** CETESB, São Paulo, 1978.

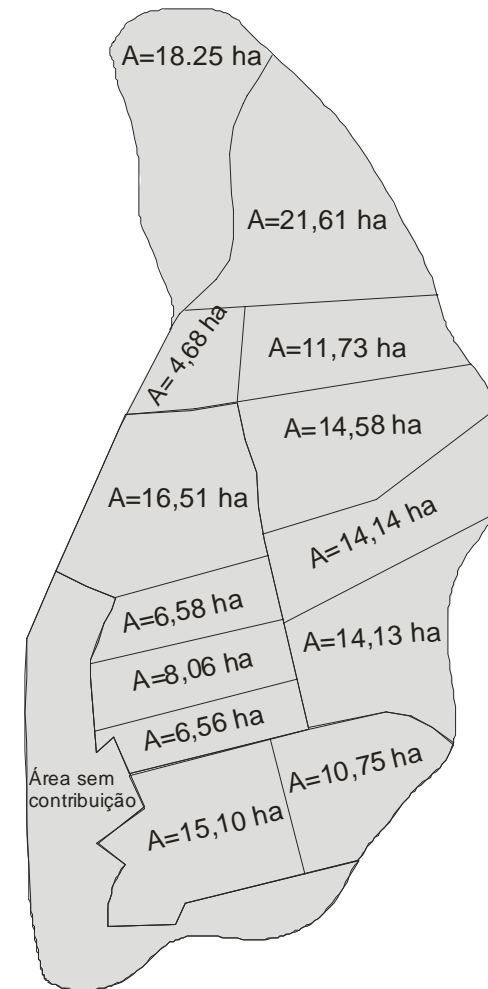
WRIGHT, K. **Urban storm drainage criteria manual.** Wright. McLaughlin Engineers/Denver. Regional Council Governments, v. 2, 1969.



Área sem discretização com divisão de lotes e rede de drenagem



Divisão de áreas - 6 Sub-áreas



Divisão de áreas - 13 Sub-áreas



Vista geral da rua estudada.

Anexo 1: Localização da área pesquisada.

Fonte: COMDATA: Imagem de Satélite. Goiânia, Goiás. QUICKBIRD UTM.22, SAD.69(sem escala),2002.

Tabela A1: Resultado das simulação com o cenário SD13 para o Bosque dos Buritis

Tempo (min)	SD13	Tempo (min)	SD13	Tempo (min)	SD13
1	0	48	678.67	95	236.54
2	80.2	49	648.86	96	228.5
3	260.94	50	622.37	97	220.98
4	507.46	51	598.74	98	213.88
5	798.36	52	577.57	99	207.34
6	1116.95	53	558.55	100	200.61
7	1450.54	54	541.41	101	193.96
8	1835.76	55	525.92	102	188.16
9	2328.11	56	511.87	103	182.61
10	2745.57	57	499.1	104	176.99
11	3113.87	58	487.46	105	172.08
12	3465.78	59	476.83	106	167.35
13	3818.47	60	467.09	107	162.5
14	4182.4	61	458.16	108	158.04
15	4567.29	62	449.95	109	153.63
16	4983.91	63	442.38	110	149.36
17	5279.98	64	435.39	111	145.19
18	5432.03	65	428.94	112	140.97
19	5477.49	66	422.95	113	136.76
20	5447.19	67	417.4	114	132.63
21	5364.95	68	412.25	115	129.26
22	5248.5	69	407.45	116	126.12
23	5110.62	70	402.97	117	123.03
24	4960.47	71	398.8	118	120
25	4804.37	72	394.89	119	116.75
26	4646.78	73	391.24	120	113.48
27	4490.6	74	387.82	121	110.18
28	4337.71	75	384.61	122	107.95
29	4189.53	76	381.6	123	105.69
30	4046.63	77	378.77	124	103.52
31	3909.53	78	376.1	125	100.92
32	3226.35	79	373.59	126	98.59
33	2704.18	80	371.22	127	96.28
34	2298.38	81	368.98	128	94.08
35	1979.4	82	366.12	129	91.95
36	1727.52	83	378.21	130	89.89
37	1531.06	84	365.06	131	87.93
38	1375.07	85	347.01	132	85.88
39	1245.73	86	331.1	133	83.07
40	1137.45	87	317.22	134	80.82
41	1046.03	88	304.77	135	79.19
42	968.23	89	293.21	136	77.79
43	901.55	90	282.6	137	76.56
44	844.03	91	272.43	138	74.85
45	794.11	92	262.9	139	73.2
46	750.55	93	253.78	140	71.21
47	712.34	94	244.93	141	69.82

Tabela A2: Resultados da simulação com o cenário SD13 para o Córrego Botafogo

Tempo (min)	SD13	Tempo (min)	SD13	Tempo (min)	SD13
1	0	48	2563.52	95	221.75
2	75.68	49	2446.77	96	215.6
3	249.88	50	2204.72	97	208.66
4	495.72	51	2028.43	98	200.41
5	798.52	52	1870.23	99	195.12
6	1711.4	53	1727.54	100	189.91
7	3077.92	54	1605.07	101	184.1
8	3643.94	55	1490.56	102	178.34
9	4070.64	56	1388.54	103	172.82
10	4524.8	57	1295.78	104	167.25
11	4996.13	58	1210.56	105	161.63
12	5485.13	59	1136.16	106	157.23
13	5994.57	60	1064.62	107	152.75
14	6529.06	61	1001.64	108	148.21
15	7095.74	62	942.42	109	143.9
16	7704.58	63	887.84	110	140.09
17	8187.37	64	839.62	111	136.34
18	8505.79	65	793.25	112	132.78
19	8689.55	66	748.96	113	129.24
20	8766.79	67	708.63	114	125.82
21	8762.09	68	675.64	115	122.63
22	8696.03	69	642.06	116	119.52
23	8585.15	70	607.67	117	116.42
24	8442.65	71	580.66	118	113.49
25	8278.67	72	553.45	119	110.66
26	8101.16	73	527.4	120	107.89
27	7915.98	74	503.05	121	105.2
28	7727.46	75	480.63	122	102.52
29	7539.04	76	459.08	123	99.86
30	7352.91	77	438.76	124	97.38
31	7170.86	78	419.85	125	95.14
32	6355.16	79	402.64	126	93.04
33	5698.68	80	386.62	127	90.99
34	5166.06	81	370.77	128	88.95
35	4733.75	82	355.72	129	86.93
36	4376.33	83	341.99	130	84.94
37	4075.09	84	328.7	131	83.02
38	3819.17	85	315.86	132	81.16
39	3600.17	86	303.3	133	79.37
40	3411.52	87	289.65	134	77.12
41	3248	88	277.92	135	75.67
42	3105.48	89	263.41	136	74.3
43	2980.61	90	261.94	137	72.8
44	2870.68	91	254.53	138	71.28
45	2773.47	92	243.28	139	69.79
46	2687.14	93	234.91	140	68.34
47	2610.17	94	228.64	141	66.93

Tabela A3: Resultado da Simulação com o cenário SD13B para o Bosque dos Buritis

Tempo (min)	SD13B	Tempo (min)	SD13B	Tempo (min)	SD13B
1	0	48	678.13	95	236.03
2	0	49	648.39	96	227.93
3	0	50	621.95	97	220.35
4	0	51	598.36	98	213.51
5	0	52	577.23	99	207.03
6	58.78	53	558.25	100	200.11
7	266.85	54	541.14	101	193.66
8	572.73	55	525.67	102	187.67
9	945.67	56	511.64	103	182.11
10	1362.37	57	498.89	104	176.66
11	1805.65	58	487.27	105	171.89
12	2264.26	59	476.65	106	167.13
13	2732.59	60	466.93	107	162.25
14	3245.48	61	458.01	108	157.75
15	3886.78	62	449.81	109	153.35
16	4480.26	63	442.26	110	149.09
17	4894.1	64	435.28	111	144.92
18	5132.5	65	428.83	112	140.71
19	5244.46	66	422.86	113	136.48
20	5265.99	67	417.31	114	132.37
21	5224.18	68	412.16	115	129.06
22	5139.17	69	407.37	116	125.92
23	5025.64	70	402.9	117	122.79
24	4894.31	71	398.73	118	119.66
25	4752.74	72	394.83	119	116.41
26	4606.38	73	391.18	120	113.31
27	4458.9	74	387.77	121	110.13
28	4312.75	75	384.56	122	107.88
29	4169.81	76	381.55	123	105.59
30	4031.01	77	378.72	124	103.34
31	3897.1	78	376.06	125	100.69
32	3217.02	79	373.55	126	98.4
33	2697.02	80	371.18	127	96.16
34	2292.78	81	368.95	128	93.98
35	1974.95	82	366.11	129	91.84
36	1723.93	83	378.08	130	89.78
37	1528.14	84	364.32	131	87.81
38	1372.66	85	346.12	132	85.76
39	1243.72	86	330.25	133	82.96
40	1135.76	87	316.45	134	80.71
41	1044.59	88	304.01	135	79.08
42	967	89	292.51	136	77.68
43	900.5	90	281.91	137	76.45
44	843.12	91	271.79	138	74.75
45	793.32	92	262.3	139	73.1
46	749.85	93	253.23	140	71.11
47	711.73	94	244.4	141	69.73

Tabela A4: Resultado da Simulação com o cenário SD13B para o Córrego Botafogo

Tempo (min)	SD13B	Tempo (min)	SD13B	Tempo (min)	SD13B
1	0	48	2553.08	95	221.26
2	0	49	2436.19	96	215.12
3	0	50	2194.88	97	208.21
4	0	51	2019.64	98	199.98
5	0	52	1862.26	99	194.71
6	0	53	1720.34	100	189.51
7	0.08	54	1598.53	101	183.72
8	56.44	55	1484.63	102	177.97
9	283.2	56	1383.07	103	172.46
10	635.05	57	1290.78	104	166.91
11	1087.73	58	1205.99	105	161.3
12	1911.89	59	1131.93	106	156.92
13	3886.77	60	1060.71	107	152.45
14	4585.18	61	998.03	108	147.93
15	5307.01	62	939.08	109	143.63
16	6079.04	63	884.83	110	139.82
17	6744.44	64	836.79	111	136.08
18	7250.45	65	790.55	112	132.53
19	7612.63	66	746.41	113	129
20	7851.96	67	706.34	114	125.59
21	7990.2	68	673.59	115	122.41
22	8047.67	69	640.05	116	119.31
23	8042.12	70	605.81	117	116.21
24	7988.55	71	578.9	118	113.28
25	7899.2	72	551.79	119	110.46
26	7784.03	73	525.85	120	107.7
27	7650.78	74	501.58	121	105.01
28	7505.47	75	479.24	122	102.35
29	7352.99	76	457.78	123	99.69
30	7196.74	77	437.53	124	97.22
31	7039.54	78	418.69	125	94.98
32	6249.57	79	401.56	126	92.88
33	5612.67	80	385.59	127	90.84
34	5095.21	81	369.79	128	88.8
35	4674.79	82	354.79	129	86.79
36	4326.8	83	341.11	130	84.8
37	4033.15	84	327.86	131	82.88
38	3783.38	85	315.06	132	81.03
39	3569.42	86	302.54	133	79.25
40	3384.93	87	288.94	134	77
41	3224.88	88	277.24	135	75.55
42	3085.26	89	262.78	136	74.19
43	2962.85	90	261.32	137	72.69
44	2855	91	253.94	138	71.17
45	2759.56	92	242.72	139	69.69
46	2674.76	93	234.38	140	68.24
47	2599.12	94	228.13	141	66.83

Tabela A5: Resultado da Simulação com o cenário SD13P para o Bosque dos Buritis

Tempo (min)	SD13P	Tempo (min)	SD13P	Tempo (min)	SD13P
1	0	48	638,53	95	191,57
2	80,11	49	611,67	96	185,44
3	260,05	50	587,83	97	179,23
4	504,13	51	566,59	98	173,74
5	790,23	52	547,61	99	168,18
6	1101,19	53	530,57	100	163,2
7	1424,21	54	515,23	101	158,16
8	1794,54	55	501,38	102	153,22
9	2270,92	56	488,83	103	148,38
10	2670,02	57	477,44	104	143,58
11	3017,15	58	467,07	105	139,07
12	3345,28	59	457,6	106	134,66
13	3671,5	60	448,95	107	130,86
14	4005,97	61	441,01	108	127,25
15	4357,81	62	433,71	109	123,71
16	4736,95	63	427	110	120,15
17	4998,09	64	420,81	111	116,62
18	5121,55	65	415,08	112	113,46
19	5145,4	66	409,79	113	110,48
20	5100,27	67	404,88	114	107,96
21	5009,31	68	400,31	115	105,31
22	4889,41	69	396,07	116	102,29
23	4752,46	70	392,12	117	99,62
24	4606,74	71	388,43	118	97,05
25	4457,83	72	384,99	119	94,61
26	4309,53	73	381,77	120	92,24
27	4164,21	74	378,76	121	90,04
28	4023,28	75	375,93	122	87,8
29	3887,77	76	373,27	123	84,83
30	3757,98	77	370,06	124	82,24
31	3634,16	78	381,72	125	80,32
32	2996,03	79	367,09	126	78,74
33	2512,76	80	347,68	127	77,32
34	2139,25	81	330,6	128	75,58
35	1845,83	82	315,64	129	73,4
36	1612,48	83	302,24	130	71,35
37	1425,53	84	289,91	131	70,07
38	1275,91	85	278,29	132	68,89
39	1156,29	86	267,46	133	67,42
40	1056,59	87	257,27	134	66,12
41	972,68	88	247,41	135	64,78
42	901,49	89	238,05	136	62,83
43	840,65	90	228,99	137	61,9
44	788,29	91	220,61	138	60,53
45	742,96	92	213,04	139	59,29
46	703,48	93	205,59	140	58
47	668,93	94	198,07	141	56,79

Tabela A6: Resultado da Simulação com o cenário SD13P para o Córrego Botafogo

Tempo (min)	SD13P	Tempo (min)	SD13P	Tempo (min)	SD13P
1	0	48	2205,37	95	178,35
2	75,59	49	2000,21	96	172,3
3	248,88	50	1828,21	97	166,43
4	491,88	51	1676,81	98	160,44
5	788,75	52	1546,45	99	154,81
6	1668,18	53	1428,34	100	150,31
7	3024,12	54	1321,59	101	145,53
8	3590,97	55	1225,43	102	140,81
9	3990,82	56	1140,75	103	136,35
10	4414,74	57	1063,14	104	132,5
11	4850,88	58	993,06	105	128,78
12	5300,17	59	929,31	106	125,1
13	5765,8	60	869,88	107	121,49
14	6252,84	61	818,01	108	118,09
15	6768,78	62	768,63	109	114,81
16	7323,88	63	721,92	110	111,65
17	7755,64	64	675,99	111	108,61
18	8029,52	65	645,43	112	105,64
19	8176,66	66	609,56	113	102,76
20	8225,58	67	577,09	114	99,96
21	8200,48	68	548,01	115	97,16
22	8121,12	69	519,99	116	94,45
23	8003,05	70	493,71	117	91,97
24	7858,37	71	469,66	118	89,75
25	7696,23	72	446,67	119	87,62
26	7523,63	73	424,91	120	85,51
27	7345,65	74	405,11	121	83,41
28	7165,98	75	387,56	122	81,34
29	6987,52	76	370,4	123	79,34
30	6812,03	77	353,68	124	77,42
31	6640,95	78	338,41	125	75,06
32	5859,88	79	324,25	126	73,5
33	5235,9	80	310,29	127	72,03
34	4732,03	81	296,64	128	70,44
35	4322,14	82	282,56	129	68,83
36	3988,05	83	270,35	130	67,26
37	3717,43	84	259,25	131	65,73
38	3490,53	85	253,39	132	64,26
39	3297,73	86	245,44	133	62,82
40	3132,7	87	231,09	134	61,44
41	2990,5	88	226,3	135	60,09
42	2867,23	89	218,44	136	58,79
43	2759,77	90	211,73	137	57,52
44	2665,6	91	204,72	138	56,3
45	2582,68	92	195,99	139	55,1
46	2512,17	93	189,91	140	53,94
47	2449,02	94	184,39	141	52,81

Tabela A7: Resultado da Simulação com o cenário SD13P50 para o Bosque dos Buritis

Tempo (min)	SD13P50	Tempo (min)	SD13P50	Tempo (min)	SD13P50
1	0	48	591,64	95	144,63
2	79,99	49	568,28	96	139,69
3	258,79	50	547,6	97	135,11
4	499,45	51	529,21	98	130,77
5	778,85	52	512,79	99	126,52
6	1079,34	53	498,09	100	122,33
7	1388,07	54	484,88	101	118,36
8	1738,29	55	472,96	102	114,43
9	2194,64	56	462,19	103	111,44
10	2571,93	57	452,42	104	108,14
11	2894,99	58	443,53	105	104,73
12	3197,53	59	435,43	106	101,8
13	3497,14	60	428,03	107	98,89
14	3804,15	61	421,25	108	95,89
15	4127,65	62	415,03	109	93,23
16	4477,32	63	409,31	110	90,6
17	4712,28	64	404,04	111	87,39
18	4815,28	65	399,18	112	84,11
19	4824,73	66	394,68	113	81,86
20	4770,86	67	390,51	114	80,04
21	4676,03	68	386,64	115	78,49
22	4556,2	69	383,04	116	75,96
23	4422,35	70	379,7	117	73,54
24	4282	71	375,81	118	71,94
25	4140,05	72	387,22	119	70,49
26	3999,8	73	371,59	120	68,84
27	3863,18	74	349,44	121	67,34
28	3731,32	75	329,84	122	65,79
29	3605	76	312,98	123	63,91
30	3484,36	77	298,04	124	62,5
31	3369,53	78	284,29	125	60,96
32	2760,07	79	271,68	126	59,49
33	2303,54	80	259,83	127	58,04
34	1953,87	81	248,59	128	56,69
35	1681,24	82	237,68	129	55,41
36	1465,85	83	227,74	130	54,22
37	1294,27	84	218,75	131	52,69
38	1157,62	85	210,01	132	51,14
39	1049,71	86	201,19	133	49,93
40	960,51	87	193,42	134	48,69
41	885,77	88	186,06	135	47,65
42	822,61	89	179,51	136	46,77
43	768,83	90	173,05	137	45,9
44	722,7	91	167,27	138	45,03
45	682,89	92	161,24	139	44,15
46	648,31	93	155,31	140	43,25
47	618,13	94	149,74	141	42,33

Tabela A8: Resultado da Simulação com o cenário SD13P50 para o Córrego Botafogo

Tempo (min)	SD13P50	Tempo (min)	SD13P50	Tempo (min)	SD13P50
1	0	48	1696,05	95	128,6
2	75,43	49	1544,98	96	124,47
3	247,28	50	1408,64	97	120,58
4	485,77	51	1289,8	98	116,76
5	773,35	52	1183,87	99	113,04
6	1600,16	53	1091,82	100	109,47
7	2942,03	54	1007,57	101	106,17
8	3510,83	55	934,27	102	102,94
9	3871,14	56	866,35	103	99,78
10	4251,65	57	806,03	104	96,73
11	4638,17	58	751,58	105	93,78
12	5032,29	59	700,1	106	90,84
13	5437,84	60	650,63	107	87,99
14	5860,29	61	616,28	108	85,43
15	6307,4	62	576,75	109	83,13
16	6789,35	63	544,75	110	80,92
17	7151,88	64	512,91	111	78,74
18	7365,89	65	483,6	112	76,59
19	7464,47	66	456,56	113	74,28
20	7476,61	67	431,41	114	71,96
21	7425,93	68	407,8	115	70,41
22	7331,01	69	386,24	116	68,71
23	7205,92	70	367,49	117	66,95
24	7061,27	71	349,09	118	65,21
25	6904,76	72	331,46	119	63,54
26	6742,12	73	315,84	120	61,92
27	6577,34	74	300,67	121	60,35
28	6413,17	75	285,46	122	58,84
29	6251,76	76	269,94	123	57,39
30	6094,28	77	250,9	124	55,98
31	5941,69	78	247,23	125	54,63
32	5218,3	79	239,33	126	53,31
33	4649,13	80	227,55	127	52,04
34	4195,24	81	218,03	128	50,81
35	3829,67	82	210,92	129	49,62
36	3533,61	83	203,67	130	48,47
37	3294,38	84	196,12	131	47,36
38	3103,32	85	187,09	132	46,29
39	2943,49	86	180,13	133	45,25
40	2807,94	87	173,92	134	44,26
41	2692,12	88	167,68	135	43,28
42	2592,49	89	161,31	136	42,31
43	2506,24	90	154,76	137	41,39
44	2433,46	91	148,66	138	40,51
45	2359,4	92	143,76	139	39,65
46	2094,2	93	138,75	140	38,82
47	1875,41	94	133,6	141	38

Tabela A9: Resultado da Simulação com o cenário SD13TF para o Bosque dos Buritis

Tempo (min)	SD13TF	Tempo (min)	SD13TF	Tempo (min)	SD13TF
1	0	48	907,08	95	7,97
2	0	49	821,24	96	7,26
3	0	50	743,6	97	6,6
4	0	51	673,55	98	6
5	0	52	610,53	99	5,47
6	0	53	554,1	100	5
7	0	54	503,87	101	4,58
8	0	55	459,52	102	4,2
9	4	56	420,84	103	3,85
10	41,23	57	387,72	104	3,55
11	116,73	58	360,16	105	3,27
12	234,54	59	337,51	106	3,01
13	398,81	60	328,29	107	2,79
14	673,78	61	329,06	108	2,58
15	1087,08	62	320,24	109	2,39
16	1481,91	63	314,21	110	2,22
17	1866,91	64	312,04	111	2,06
18	2246,23	65	310,48	112	1,92
19	2611,25	66	294,48	113	1,79
20	2949,5	67	260,82	114	1,67
21	3250,9	68	224,76	115	1,56
22	3509,1	69	192,62	116	1,45
23	3721,46	70	165,69	117	1,36
24	3888,29	71	143,19	118	1,28
25	4012,03	72	123,91	119	1,2
26	4096,41	73	108,27	120	1,12
27	4145,86	74	94,07	121	1,06
28	4165,04	75	80,3	122	1
29	4158,52	76	70,12	123	0,94
30	4130,59	77	62,01	124	0,88
31	4085,15	78	55,13	125	0,83
32	3893,05	79	48,99	126	0,79
33	3654,68	80	43,58	127	0,75
34	3395,93	81	37,92	128	0,71
35	3133,09	82	33,52	129	0,67
36	2876,11	83	29,18	130	0,63
37	2630,77	84	24,87	131	0,6
38	2400,14	85	22,84	132	0,57
39	2185,61	86	20,5	133	0,54
40	1987,48	87	18,43	134	0,52
41	1805,42	88	16,62	135	0,49
42	1638,71	89	14,84	136	0,47
43	1486,43	90	13,06	137	0,45
44	1347,6	91	11,61	138	0,43
45	1221,19	92	10,46	139	0,41
46	1106,24	93	9,55	140	0,39
47	1001,83	94	8,73	141	0,37

Tabela A10: Resultado da Simulação com o cenário SD13TF para o Córrego Botafogo

Tempo (min)	SD13TF	Tempo (min)	SD13TF	Tempo (min)	SD13TF
1	0	48	2633,44	95	1,24
2	0	49	2503,93	96	1,14
3	0	50	2139,91	97	1,05
4	0	51	1823,42	98	0,97
5	0	52	1566,47	99	0,9
6	0	53	1339,38	100	0,83
7	0	54	1144,33	101	0,77
8	55,78	55	973,34	102	0,72
9	234,36	56	820,57	103	0,67
10	536,71	57	701,44	104	0,62
11	1079,69	58	593,76	105	0,58
12	2634,35	59	500,41	106	0,54
13	3746,89	60	420,81	107	0,51
14	4405,09	61	349,89	108	0,48
15	5086,92	62	303,57	109	0,45
16	5793,52	63	255,43	110	0,42
17	6493,41	64	210,82	111	0,39
18	7128,1	65	174,36	112	0,37
19	7653,61	66	142,46	113	0,35
20	8052,23	67	115,09	114	0,33
21	8325,79	68	91,96	115	0,31
22	8487,61	69	71,51	116	0,3
23	8555,96	70	53,86	117	0,28
24	8549,83	71	39,22	118	0,26
25	8486,61	72	27,51	119	0,25
26	8381,16	73	18,81	120	0,24
27	8245,59	74	13,99	121	0,23
28	8089,42	75	11,98	122	0,21
29	7920,07	76	10,32	123	0,2
30	7743,14	77	8,94	124	0,19
31	7562,81	78	7,77	125	0,19
32	7250,51	79	6,79	126	0,18
33	6787,32	80	5,95	127	0,17
34	6283,25	81	5,24	128	0,16
35	5792,68	82	4,63	129	0,15
36	5339,42	83	4,11	130	0,15
37	4931,55	84	3,66	131	0,14
38	4569,49	85	3,27	132	0,13
39	4250,18	86	2,93	133	0,13
40	3969,32	87	2,64	134	0,12
41	3722,32	88	2,38	135	0,12
42	3504,84	89	2,15	136	0,11
43	3312,95	90	1,95	137	0,11
44	3143,21	91	1,77	138	0,1
45	2992,65	92	1,62	139	0,1
46	2858,72	93	1,48	140	0,1
47	2739,22	94	1,35	141	0,09

Tabela A11: Resultado da Simulação com o cenário SD13BP para o Bosque dos Buritis

Tempo (min)	SD13BP	Tempo (min)	SD13BP	Tempo (min)	SD13BP
1	0	48	638,14	95	191,27
2	0	49	611,32	96	185,02
3	0	50	587,53	97	179,01
4	0	51	566,32	98	173,67
5	0	52	547,36	99	168,05
6	58,74	53	530,35	100	163,03
7	266,06	54	515,03	101	157,97
8	569,18	55	501,2	102	153,03
9	936,15	56	488,67	103	148,19
10	1342,99	57	477,29	104	143,4
11	1772,33	58	466,94	105	138,9
12	2213,12	59	457,48	106	134,5
13	2660,27	60	448,83	107	130,69
14	3148,86	61	440,9	108	127,07
15	3763,98	62	433,62	109	123,59
16	4329,56	63	426,91	110	120,03
17	4716,93	64	420,73	111	116,49
18	4932,78	65	415,01	112	113,34
19	5027,07	66	409,72	113	110,37
20	5035,91	67	404,81	114	107,78
21	4985,97	68	400,26	115	105,14
22	4896,72	69	396,02	116	102,11
23	4782,11	70	392,07	117	99,52
24	4652,15	71	388,39	118	97,03
25	4513,79	72	384,95	119	94,41
26	4371,96	73	381,73	120	92,18
27	4229,92	74	378,72	121	89,97
28	4089,8	75	375,89	122	87,72
29	3953,19	76	373,24	123	84,75
30	3820,87	77	370,05	124	82,17
31	3693,43	78	381,62	125	80,24
32	3034,12	79	366,56	126	78,66
33	2533,47	80	347,07	127	77,25
34	2146,41	81	330,01	128	75,51
35	1843,4	82	315,09	129	73,33
36	1604,85	83	301,72	130	71,29
37	1418,54	84	289,37	131	70,02
38	1274,05	85	277,77	132	68,83
39	1154,82	86	267,05	133	67,36
40	1055,35	87	256,89	134	66,06
41	971,64	88	247,05	135	64,72
42	900,6	89	237,66	136	62,78
43	839,88	90	228,55	137	61,84
44	787,63	91	220,2	138	60,48
45	742,38	92	212,74	139	59,24
46	702,98	93	205,34	140	57,95
47	668,49	94	197,82	141	56,74

Tabela A12: Resultado da Simulação com o cenário SD13BP para o Córrego Botafogo

Tempo (min)	SD13BP	Tempo (min)	SD13BP	Tempo (min)	SD13BP
1	0	48	2198,51	95	178,07
2	0	49	1993,44	96	172,03
3	0	50	1822,32	97	166,17
4	0	51	1671,52	98	160,18
5	0	52	1541,64	99	154,57
6	0	53	1423,99	100	150,08
7	0,08	54	1317,67	101	145,31
8	56,41	55	1221,85	102	140,6
9	282,24	56	1137,5	103	136,15
10	630,37	57	1060,15	104	132,31
11	1074,42	58	990,33	105	128,6
12	1870,88	59	926,79	106	124,92
13	3831,79	60	867,57	107	121,32
14	4501,23	61	815,88	108	117,92
15	5182,48	62	766,66	109	114,65
16	5905,31	63	720,11	110	111,49
17	6517,36	64	674,33	111	108,47
18	6970,48	65	643,86	112	105,5
19	7283,48	66	608,1	113	102,62
20	7479,42	67	575,73	114	99,82
21	7581,09	68	546,74	115	97,04
22	7609,03	69	518,81	116	94,32
23	7580,65	70	492,6	117	91,85
24	7510,33	71	468,62	118	89,63
25	7409,49	72	445,7	119	87,51
26	7287,26	73	424	120	85,4
27	7150,6	74	404,26	121	83,3
28	7004,8	75	386,77	122	81,24
29	6854,09	76	369,65	123	79,24
30	6701,37	77	352,97	124	77,32
31	6548,99	78	337,74	125	74,97
32	5786,97	79	323,62	126	73,41
33	5177,25	80	309,69	127	71,94
34	4684,26	81	296,07	128	70,35
35	4282,78	82	282,03	129	68,75
36	3955,29	83	269,84	130	67,18
37	3689,91	84	258,78	131	65,66
38	3467,23	85	252,93	132	64,18
39	3277,84	86	245	133	62,75
40	3115,6	87	230,68	134	61,37
41	2975,72	88	225,91	135	60,02
42	2854,38	89	218,06	136	58,72
43	2748,53	90	211,37	137	57,46
44	2655,73	91	204,37	138	56,23
45	2573,97	92	195,67	139	55,04
46	2504,31	93	189,59	140	53,88
47	2440,72	94	184,09	141	52,76

Tabela A13: Resultado da Simulação com o cenário SD13P50B para o Bosque dos Buritis

Tempo (min)	SD13P50B	Tempo (min)	SD13P50B	Tempo (min)	SD13P50B
1	0	48	591,39	95	144,53
2	0	49	568,06	96	139,59
3	0	50	547,41	97	135,01
4	0	51	529,04	98	130,68
5	0	52	512,64	99	126,44
6	58,68	53	497,95	100	122,25
7	264,91	54	484,75	101	118,28
8	563,84	55	472,85	102	114,36
9	921,78	56	462,09	103	111,37
10	1313,62	57	452,32	104	108,07
11	1721,6	58	443,45	105	104,67
12	2134,79	59	435,36	106	101,74
13	2548,46	60	427,96	107	98,83
14	2997,52	61	421,19	108	95,82
15	3568,2	62	414,98	109	93,2
16	4083,85	63	409,26	110	90,52
17	4423,5	64	403,99	111	87,1
18	4598,98	65	399,13	112	84,12
19	4661,6	66	394,63	113	81,89
20	4647,52	67	390,47	114	80,05
21	4582,69	68	386,6	115	78,47
22	4485,48	69	383,01	116	75,93
23	4368,66	70	379,66	117	73,51
24	4241,14	71	375,79	118	71,9
25	4108,86	72	387,15	119	70,46
26	3975,9	73	371,29	120	68,81
27	3844,8	74	349,08	121	67,31
28	3717,13	75	329,49	122	65,75
29	3594,01	76	312,65	123	63,87
30	3475,81	77	297,73	124	62,46
31	3362,85	78	284,01	125	60,93
32	2755,17	79	271,42	126	59,46
33	2299,86	80	259,58	127	58,01
34	1951,03	81	248,36	128	56,67
35	1679,02	82	237,47	129	55,38
36	1464,08	83	227,54	130	54,19
37	1292,85	84	218,56	131	52,66
38	1156,46	85	209,83	132	51,12
39	1048,75	86	200,99	133	49,91
40	959,71	87	193,08	134	48,67
41	885,1	88	185,76	135	47,63
42	822,04	89	179,49	136	46,75
43	768,34	90	173,04	137	45,88
44	722,28	91	167,2	138	45,01
45	682,52	92	161,15	139	44,13
46	647,99	93	155,2	140	43,23
47	617,85	94	149,63	141	42,31

Tabela A14: Resultado da Simulação com o cenário SD13P50B para o Córrego Botafogo

Tempo (min)	SD13P50B	Tempo (min)	SD13P50B	Tempo (min)	SD13P50B
1	0	48	1692,41	95	128,48
2	0	49	1541,92	96	124,35
3	0	50	1405,82	97	120,47
4	0	51	1287,29	98	116,65
5	0	52	1181,61	99	112,93
6	0	53	1089,79	100	109,37
7	0,08	54	1005,72	101	106,07
8	56,34	55	932,6	102	102,84
9	280,69	56	864,82	103	99,69
10	622,84	57	804,64	104	96,64
11	1053,25	58	750,31	105	93,7
12	1808,94	59	698,94	106	90,77
13	3745,33	60	649,57	107	87,91
14	4371,66	61	615,3	108	85,36
15	4992,06	62	575,85	109	83,06
16	5641,69	63	543,91	110	80,85
17	6175,39	64	512,13	111	78,68
18	6552,15	65	482,89	112	76,53
19	6795,64	66	455,89	113	74,22
20	6931,79	67	430,79	114	71,9
21	6984,61	68	407,22	115	70,35
22	6974,67	69	385,7	116	68,65
23	6918,63	70	366,99	117	66,9
24	6829,7	71	348,61	118	65,16
25	6717,98	72	331,03	119	63,49
26	6591,26	73	315,42	120	61,87
27	6455,28	74	300,28	121	60,31
28	6314,21	75	285,09	122	58,8
29	6171,34	76	269,6	123	57,35
30	6028,76	77	250,59	124	55,94
31	5888,18	78	246,93	125	54,59
32	5176,77	79	239,04	126	53,28
33	4616,35	80	227,28	127	52
34	4168,97	81	217,78	128	50,77
35	3808,34	82	210,67	129	49,58
36	3516,09	83	203,44	130	48,44
37	3279,84	84	195,9	131	47,33
38	3091,13	85	186,88	132	46,26
39	2933,19	86	179,94	133	45,22
40	2799,17	87	173,74	134	44,23
41	2684,6	88	167,5	135	43,25
42	2585,99	89	161,14	136	42,29
43	2500,6	90	154,6	137	41,37
44	2428,5	91	148,51	138	40,48
45	2354,57	92	143,61	139	39,63
46	2089,66	93	138,61	140	38,79
47	1871,38	94	133,47	141	37,98

Tabela A15: Resultado da Simulação com o cenário SD13P50TF para o Bosque dos Buritis

Tempo (min)	SD13P50TF	Tempo (min)	SD13P50TF	Tempo (min)	SD13P50TF
1	0	48	966,6	95	3,37
2	0	49	904,1	96	3,1
3	0	50	845,22	97	2,85
4	0	51	789,85	98	2,62
5	0	52	737,87	99	2,42
6	0	53	689,17	100	2,24
7	0	54	642,81	101	2,08
8	0	55	606,62	102	1,93
9	0	56	575,4	103	1,79
10	2,96	57	529,98	104	1,67
11	19,84	58	490,35	105	1,55
12	51,63	59	456,8	106	1,45
13	100,34	60	428,3	107	1,36
14	168,45	61	401,86	108	1,27
15	258,89	62	360,55	109	1,19
16	375,05	63	301,6	110	1,12
17	519,89	64	243,2	111	1,05
18	814,14	65	193,74	112	0,99
19	1067,15	66	154,28	113	0,93
20	1260,98	67	123,63	114	0,88
21	1425,51	68	102,58	115	0,83
22	1574,15	69	84,41	116	0,78
23	1710,55	70	71,27	117	0,74
24	1835,06	71	61,71	118	0,7
25	1947,4	72	53,27	119	0,66
26	2047,32	73	46,08	120	0,63
27	2134,83	74	38,51	121	0,59
28	2210,19	75	33,56	122	0,56
29	2273,88	76	28,77	123	0,54
30	2326,48	77	24,6	124	0,51
31	2368,7	78	21,77	125	0,49
32	2329,14	79	19,12	126	0,46
33	2264,28	80	16,91	127	0,44
34	2183,21	81	14,6	128	0,42
35	2092,24	82	12,74	129	0,4
36	1995,76	83	11,24	130	0,38
37	1896,85	84	10,05	131	0,37
38	1797,67	85	9,06	132	0,35
39	1699,71	86	8,15	133	0,33
40	1604,02	87	7,33	134	0,32
41	1511,29	88	6,58	135	0,31
42	1421,97	89	5,93	136	0,29
43	1336,36	90	5,36	137	0,28
44	1254,6	91	4,86	138	0,27
45	1176,76	92	4,42	139	0,26
46	1102,84	93	4,03	140	0,25
47	1032,82	94	3,68	141	0,24

Tabela A16: Resultado da Simulação com o cenário SD13P50TF para o Córrego Botafogo

Tempo (min)	SD13P50TF	Tempo (min)	SD13P50TF	Tempo (min)	SD13P50TF
1	0	48	2603,46	95	0,87
2	0	49	2379,72	96	0,8
3	0	50	1946,89	97	0,75
4	0	51	1627,18	98	0,69
5	0	52	1346,16	99	0,64
6	0	53	1110,02	100	0,6
7	0	54	908,57	101	0,56
8	0	55	737,69	102	0,52
9	0	56	597,38	103	0,49
10	0	57	475,54	104	0,46
11	8,69	58	373,44	105	0,43
12	59,86	59	282,86	106	0,4
13	155,38	60	226,13	107	0,38
14	299,48	61	169,47	108	0,36
15	690,52	62	121,3	109	0,34
16	2058,59	63	85	110	0,32
17	2771,46	64	57,88	111	0,3
18	3079,42	65	42,49	112	0,28
19	3421,97	66	34,82	113	0,27
20	3761,14	67	28,42	114	0,25
21	4084,72	68	23,36	115	0,24
22	4383,78	69	19,4	116	0,23
23	4652,06	70	16,23	117	0,22
24	4885,87	71	13,66	118	0,21
25	5083,75	72	11,57	119	0,2
26	5245,91	73	9,86	120	0,19
27	5373,83	74	8,45	121	0,18
28	5469,78	75	7,29	122	0,17
29	5536,58	76	6,32	123	0,16
30	5577,24	77	5,5	124	0,15
31	5594,85	78	4,82	125	0,15
32	5460,67	79	4,24	126	0,14
33	5278,12	80	3,74	127	0,13
34	5067,78	81	3,32	128	0,13
35	4843,88	82	2,96	129	0,12
36	4616,12	83	2,65	130	0,12
37	4390,94	84	2,37	131	0,11
38	4172,52	85	2,14	132	0,11
39	3963,46	86	1,93	133	0,1
40	3765,25	87	1,75	134	0,1
41	3578,6	88	1,59	135	0,1
42	3403,75	89	1,45	136	0,09
43	3240,58	90	1,32	137	0,09
44	3088,75	91	1,21	138	0,09
45	2947,8	92	1,11	139	0,08
46	2817,2	93	1,02	140	0,08
47	2696,36	94	0,94	141	0,08

Tabela A17: Resultado da Simulação com as bacias de detenção no Bosque dos Buritis

Tempo (min)	vazão de entrada	vazão de saída do 1º reservatório	Tempo (min)	vazão de entrada	vazão de saída do 1º reservatório	Tempo (min)	vazão de entrada	vazão de saída do 1º reservatório
1	0	0	48	2061.95	2287.53	95	215.47	224.1
2	80.2	0	49	1909.82	2089.9	96	208.75	232.94
3	260.94	0	50	1773.45	1919.99	97	202.32	279.44
4	507.46	0	51	1613.82	1741.13	98	196.16	468.86
5	460.27	0	52	1533.3	1616.62	99	190.26	269
6	762.82	0	53	1454.63	1522.42	100	184.61	380.75
7	680.29	0	54	1366.51	1436.78	101	179.19	383.6
8	1036.45	0	55	1278.22	1345.35	102	173.98	0
9	1221.05	0	56	1197.5	1255.73	103	168.99	107.26
10	2677.18	0	57	1123.76	1174.22	104	164.19	0
11	3603.49	0	58	1056.08	1090.79	105	159.58	397.61
12	4785.32	0	59	996.71	1036.29	106	155.14	290.81
13	5212.08	0	60	935.67	974.67	107	150.88	0
14	6386.58	0	61	885.01	915.54	108	146.78	74.7
15	6705.16	0	62	832.84	863.04	109	142.83	0
16	8031.4	0	63	792.12	816.65	110	139.03	0
17	8359.12	4925.09	64	751.97	774.94	111	135.36	0
18	9601.45	6337.63	65	700.32	727.83	112	131.84	0
19	9880.47	7376.81	66	675.98	687.95	113	128.43	0
20	10916.43	8188.26	67	647.75	662.3	114	125.15	0
21	10917.58	8890.6	68	618.42	633.11	115	121.99	0
22	11528.82	9441.82	69	589.81	603.75	116	118.93	0
23	11243.08	9898.63	70	562.65	575.59	117	115.98	241.83
24	11536.17	10231.99	71	537.1	549.05	118	113.13	258.07
25	11089.52	10487.83	72	513.08	524.15	119	110.38	328.52
26	11206.05	10636.75	73	490.6	500.81	120	107.72	0
27	10695.35	10728.79	74	469.49	478.84	121	105.15	0
28	10707.16	10743.59	75	449.48	458.25	122	102.66	270.81
29	10179.93	10717.51	76	430.92	438.89	123	100.25	0
30	10133.38	10619.88	77	413.22	420.87	124	97.93	0
31	9619.63	10485.32	78	396.01	403.15	125	95.67	0
32	9133.65	10262.37	79	380.36	386.8	126	93.49	204.97
33	8682.23	9988.44	80	365.75	371.65	127	91.38	0
34	8018.49	9650.89	81	351.85	357.29	128	89.33	353.8
35	7305.19	9222.53	82	338.64	343.59	129	87.35	0
36	6513.27	8693.36	83	326.09	330.55	130	85.42	113.5
37	5785.76	8077.04	84	314.18	318.07	131	83.56	0
38	5176.72	7398.45	85	302.86	306.14	132	81.75	197.32
39	4636.45	6700.7	86	292.11	294.74	133	79.99	0
40	4198.67	5994.4	87	281.87	283.91	134	78.29	0
41	3801.48	5314.86	88	272.13	273.64	135	76.64	0
42	3431.58	4676.41	89	262.85	264	136	75.04	0
43	3128.36	4094.98	90	254.01	255.03	137	73.48	233.79
44	2851.23	3593.81	91	245.57	246.65	138	71.96	0
45	2607.95	3152.56	92	237.52	238.85	139	70.49	0
46	2402.21	2798.46	93	229.84	231.81	140	69.07	0
47	2225.81	2519.46	94	222.49	226.15	141	67.68	0