



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS



**ESTUDO EXPERIMENTAL DE MICRORRESERVATÓRIOS PARA CONTROLE
DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL**

SIDNEI GUSMÃO AGRA

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia.

Orientador: Joel Avruch Goldenfum

Banca Examinadora

Prof. Dr. André Luiz Lopes da Silveira

IPH-UFRGS

Dr. Adolfo Oreste Nicolás Villanueva

IPH-UFRGS

Prof. Dr. Cesar Augusto Pompêo

ENS-CTC-UFSC

Porto Alegre, abril de 2001

“No trabalho, a pessoa exerce e realiza uma parte das capacidades inscritas em sua natureza. O valor primordial do trabalho está ligado ao próprio homem, que é o seu autor e destinatário. O trabalho é para o homem e não o homem para o trabalho. Cada um deve tirar do trabalho os meios para sustentar, a si e aos seus, bem como para prestar serviço à comunidade humana.”

APRESENTAÇÃO

Este trabalho foi desenvolvido no Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, sob a orientação do Prof. Joel Avruch Goldenfum da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Uma dissertação de mestrado não é só fruto de um trabalho de pesquisa científica, aqui, nas entrelinhas, encontra-se uma história de dois anos, história da qual participaram muitos personagens e cabem aqui alguns agradecimentos por toda a ajuda e incentivo recebidos no decorrer desta jornada que chega ao fim.

Em primeiro lugar, agradeço a Deus, fonte de toda a sabedoria. Tudo me foi dado por Ele, portanto, faço tudo para Ele;

Agradeço imensamente ao povo brasileiro, que tanto sofre num sistema econômico baseado na exclusão social, e mesmo assim tem forças para fazer desse país uma rica nação, com ótimas Universidades como a UFAL e a UFRGS e sérias instituições de fomento à pesquisa: CNPq, CAPES e FINEP;

Agradeço ao Professor Joel, mais que um orientador, tornou-se um amigo;

Aos professores Tucci e David, pelo financiamento do trabalho através do projeto PRONEX, financiado pelo FINEP\FAURGS;

Aos funcionários do IPH: Paulo, Eva, Dona Lígia, e em especial a Nadir e Cibele por terem a solução para todos os tipos de problemas surgidos;

Ao pessoal da biblioteca por toda a ajuda na busca do material necessário e orientação nas referências, e em especial àquelas que, com muita justiça, são citadas em todos os trabalhos: as Jussaras;

Aos amigos alagoanos que formam a comunidade do IPH: Marllus, Valmir, Cleuda, Walter Viana e em especial aos amigos, hoje verdadeiros irmãos, Omar e Luis Gustavo pela oportunidade compartilharmos o mesmo teto;

Ao colega de trabalho Vladimir e aos demais amigos do IPH que muito ajudaram no desenvolvimento deste trabalho, na convivência diária no IPH e muitas vezes fora dele: André Sefione, André Mito, Ane, Conceição, Daniel, Fabiane, Fábio Arnéz, Jaildo, Jaime, Jean, Joana, Manica, Marcus, Marquezan, Renato, Roberto Kirchein, Ruth, Samuel, Sávio e Walter Collischonn.

Aos amigos do PET\Engenharia Civil – UFAL e aos professores desta Universidade, onde tudo começou, em especial ao Professor Edmilson Pontes (in memorian) pela iniciação à pesquisa científica e ao Professor Roberaldo Carvalho pelo despertar para a área de Recursos Hídricos;

Aos amigos da Igreja Nossa Senhora da Conceição, por todo apoio na horas mais difíceis;

Aos outros amigos que também encontram-se em Porto Alegre e que muito ajudaram em momentos de desesperança: Manu, Cris, Franci, Fernanda, Roberto e Maurício;

A minha família que está em Maceió, pela compreensão de minha escolha;

Enfim aos amigos que não foram citados, mas que estão gravados para sempre em minha mente e no meu coração.

*Dedico este trabalho a minha esposa,
Karina, noiva durante o desenrolar do
mesmo, por toda a paciência e espera
nestes dois anos separados.*

RESUMO

O crescimento desordenado das cidades tem gerado muitos problemas de infraestrutura e impactos ao meio ambiente. No que se refere aos recursos hídricos, problemas de abastecimento, poluição e enchentes são cada vez mais constantes. À medida que a cidade se urbaniza e se impermeabiliza, vários são os impactos que vão atuar no sentido de provocar ou agravar as enchentes urbanas. No caso da drenagem urbana é preciso repensar o que vem sendo feito, buscando soluções alternativas às atualmente apresentadas, uma vez que estas não têm se mostrado eficientes. Uma possível solução para estes problemas é a aplicação de medidas de controle do escoamento na fonte, dentre elas o microrreservatório de retenção. Baseando-se na busca de soluções para os problemas citados, este trabalho tem o objetivo geral de verificar experimentalmente o funcionamento de microrreservatórios de retenção no controle da geração do escoamento superficial. Para isso foi construído um módulo experimental nas dependências do IPH, composto por um microrreservatório de 1m^3 , monitorado através de linígrafos que registram as vazões de entrada e saída, recebendo contribuição de uma área de $337,5\text{m}^2$. O período de monitoramento iniciou em agosto de 2000 e se estendeu até janeiro de 2001. De posse dos dados coletados foi possível fazer uma análise da eficiência deste dispositivo no controle do escoamento superficial, bem como estudar a real necessidade de manutenção da estrutura. Também foi feita uma análise do impacto da presença de sedimentos (folhagens) na água de escoamento nas estruturas de descarga. O trabalho também deixa uma contribuição no que se refere a critérios de projeto e dimensionamento de estruturas desta natureza. Finalmente foi possível concluir que o sistema é eficiente no controle da vazão de pico, porém o reservatório não permitiu um aumento no tempo de resposta da bacia.

ABSTRACT

The uncontrolled expansion of the majority of the cities has been generating many infrastructure problems and environmental impacts. Concerning to water resources, problems of provisioning, pollution and floods are more and more frequent. As the city is urbanized and it is made waterproof, there are several impacts that to cause or worsen the urban floods. In urban drainage systems it is necessary to rethink the usual procedures, looking for alternatives to the traditional solutions. A possible solution for these problems is the application of source control, mainly on-site stormwater detention (OSD). This work has the main objective of experimentally verifying the performance of OSD in the run-off control. An experimental module was built at the IPH, composed by an OSD with volume of 1m³, monitored by linigraphs that register the inflow and outflow, from a contributing area of 337,5m². The gauging period began in August of 2000 and extended to January of 2001. The collected data allowed an analysis of the efficiency of this device in the run-off control, as well as a study of the real need for maintenance of the structure. It was also made an analysis of the impact of the sediments (foliages) in the performance of the outflow devices. The work also makes a contribution to design criteria of OSD. Finally, it was possible to observe that the OSD is efficient to control pick outflows, but the system did not allow an increase in the response time of the basin.

SUMÁRIO

<i>1. Introdução</i>	1
1.1. Justificativa	1
1.2. Objetivos	2
1.3. Organização do estudo	3
<i>2. Impactos Hidrológicos da Urbanização e seu Controle</i>	4
2.1. Crescimento Populacional e Urbanização	4
2.2. Impactos Hidrológicos da Urbanização	6
2.3. Sistemas de Drenagem Urbana	15
2.3.1. Princípios de planejamento	15
2.3.2. Classificação das medidas de controle	20
2.3.3. Medidas de controle com infiltração	22
Trincheira de infiltração	23
Pavimento permeável	24
Vala de infiltração	25
Poço de infiltração	26
2.3.4. Medidas de controle com detenção	27
Microrreservatório	27
Telhado reservatório	28
Reservatórios na macrodrenagem: bacia de detenção, de infiltração e de retenção	29
<i>3. Microrreservatórios de Detenção para Controle na Fonte</i>	30
3.1. Principais Características	30

3.2. Exemplos de Utilização	33
3.3. Critérios de Dimensionamento	43
3.3.1. Vazão limite	43
3.3.2. Volume de detenção	48
3.3.3. Dimensões dos MR e estruturas de descarga	54
4. Materiais e Métodos	56
4.1. Localização e Caracterização	56
4.2. Projeto e Dimensionamento	58
4.3. Variáveis de Controle e Instrumentos de Medição	62
4.4. Metodologia para Análise dos Dados	65
1ª etapa – análise de eventos de chuva	65
2ª etapa – análise dos hidrogramas de entrada no MR	65
3ª etapa – análise do armazenamento no MR	66
4ª etapa – análise dos hidrogramas de saída do MR	66
5ª etapa – confecção de gráficos e tabelas comparativas	67
6ª etapa – análise do comportamento do MR	67
5. Monitoramento e Resultados	68
5.1. Problemas Observados	69
5.2. Eventos	71
Evento 1: 18/09/00	72
Evento 2: 21/09/00	74
Evento 3: 23 e 24/09/00	74
Evento 4: 10 e 11/10/00	75
Evento 5: 17 e 18/10/00	79
Evento 6: 07 e 08/11/00	79

	X
Evento 7: 28 e 29/11/00 _____	80
Evento 8: 16/12/00 _____	81
Análise dos eventos _____	86
5.3. Coeficiente de Descarga (C_D) _____	90
5.4. Manutenção _____	91
6. Conclusões e Recomendações _____	93
6.1. Conclusões _____	93
6.2. Recomendações _____	95
7. Referências Bibliográficas _____	97
Anexo _____	105

LISTA DE TABELAS

<i>Tabela 4.1 – Pontos medidos para calibragem do vertedor</i>	63
<i>Tabela 5.1 – Distribuição dos eventos selecionados</i>	69
<i>Tabela 5.2 – Características do evento 1</i>	72
<i>Tabela 5.3 – Características do evento 2</i>	74
<i>Tabela 5.4 – Característica do evento 3</i>	75
<i>Tabela 5.5 – Características do evento 4</i>	75
<i>Tabela 5.6 – Características do evento 5</i>	79
<i>Tabela 5.7 – Características do evento 6</i>	80
<i>Tabela 5.8 – Características do evento 7</i>	81
<i>Tabela 5.9 – Características do evento 8</i>	81
<i>Tabela 5.10 – Redução dos picos nos eventos</i>	86
<i>Tabela 5.11 – Coeficientes de descarga (C_D) por eventos</i>	91

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 2.1 – Aumento do número de centros urbanos com mais de um milhão de habitantes(adaptado de Urban, 2000)</i>	4
<i>Figura 2.2 – Características do balanço hídrico urbano, (adaptado de ODEC apud Tucci e Genz, 1995)</i>	9
<i>Figura 2.3 – Impacto da urbanização sobre o hidrograma de cheia</i>	10
<i>Figura 2.4 – Impacto da urbanização sobre a curva de probabilidade de vazões</i>	11
<i>Figura 2.5 – Impactos sobre o escoamento no lote (resultados de Genz, 1994)</i>	13
<i>Figura 2.6 – Impactos sobre o escoamento no lote (resultados de Cruz, 1998)</i>	13
<i>Figura 2.7 – Aumento dos picos de vazão (Leopold apud Tucci e Genz, 1995)</i>	13
<i>Figura 2.8 – Impactos hidrológicos da urbanização de uma área rural (adaptado de Schueler, 1987)</i>	16
<i>Figura 3.1 – Esquema do MR</i>	31
<i>Figura 3.2 – Esquema do MR com saída para rede e para sarjeta (adaptado de Nicholas, 1995)</i>	31
<i>Figura 3.3 – MR proposto por Schilling (1982)</i>	34
<i>Figura 3.4 – Instalação típica de um MR em Sydney (adaptado de O’Laughlin et al., 1995)</i>	35
<i>Figura 3.5 – Técnicas utilizadas para a melhoria dos MR (adaptado de Nicholas, 1995)</i>	36
<i>Figura 3.6 – Hidrogramas no MR convencional (a) e com HED (b)</i>	37
<i>Figura 3.7 – Reservatórios lacrados estudados por Cruz (1998)</i>	39
<i>Figura 3.8 – Reservatórios com infiltração estudados por Cruz (1998)</i>	40
<i>Figura 3.9 – Reservatório com infiltração (CETE, 1993)</i>	41
<i>Figura 3.10 – Exemplos de cisternas (Mota, 1997)</i>	43
<i>Figura 3.11 – Método da Curva Envelope para determinação do volume de detenção (adaptado de Urbanas e Stahre, 1993)</i>	49
<i>Figura 3.12 – Hidrogramas de entrada e saída no reservatório</i>	50
<i>Figura 3.13 – Volumes de detenção determinados por Cruz (1998)</i>	53
<i>Figura 4.1 – Telhado do IPH, Bloco A, área de coleta.</i>	57
<i>Figura 4.2 – Fundos do Bloco A (IPH), área de coleta.</i>	57
<i>Figura 4.3 – MR utilizado (cotas em cm)</i>	60
<i>Figura 4.4 – Detalhes do encaixe das estruturas de descarga e descarregadores com 2f40mm.</i>	61
<i>Figura 4.5 – Linógrafo utilizado</i>	62
<i>Figura 4.6 – Vertedor projetado, cotas em cm. Detalhe da saída para o poço do linógrafo.</i>	63
<i>Figura 4.7 – Curva-chave do vertedor</i>	64
<i>Figura 4.8 – Vertedor instalado</i>	64

<i>Figura 5.1 – Montagem do experimento (tubos, vertedor e reservatório)</i>	68
<i>Figura 5.2 – MR instalado</i>	69
<i>Figura 5.3 – Tranqüilizadores de fluxo</i>	70
<i>Figura 5.4 – Evento 1: 18/09/00</i>	73
<i>Figura 5.5 – Evento 2: 21/09/00</i>	76
<i>Figura 5.6 – Evento 3: 23 e 24/09/00</i>	77
<i>Figura 5.7 – Evento 4: 10 e 11/10/00</i>	78
<i>Figura 5.8 – Evento 5: 17 e 18/10/00</i>	82
<i>Figura 5.9 – Evento 6: 07 e 08/11/00</i>	83
<i>Figura 5.10 – Evento 7: 28 e 29/11/00</i>	84
<i>Figura 5.11 – Evento 8: 16/12/00</i>	85
<i>Figura 5.12 – Estruturas de Descarga</i>	87
<i>Figura 5.13 – Alagamentos em uma área semelhante a área em estudo</i>	89
<i>Figura 5.14 – Sedimentos e folhas no reservatório</i>	92

LISTA DE SÍMBOLOS

a	coeficiente de abatimento de pico
A	área da bacia
a,b,c,d	coeficientes de ajuste da curva IDF
AI	percentual de área impermeável
A_{imp}	área impermeável
A_o	área do orifício da estrutura de descarga
C	coeficiente de escoamento
C_D	coeficiente de descarga do orifício
C_i	coeficiente de escoamento das áreas impermeáveis
CN	curva número do Soil Conservation Service
C_p	coeficiente de escoamento das áreas permeáveis
D	declividade da bacia
DH	densidade habitacional
f	fator de conversão de unidades
ϕ	diâmetro das estruturas de descarga
g	constante gravitacional terrestre
h	altura de carga no orifício ou no vertedor
i	intensidade da precipitação
I	vazão máxima do hidrograma de entrada no reservatório
$I(t)$	hidrograma de entrada no reservatório
i_e	intensidade de precipitação efetiva
K	parâmetro do modelo do reservatório linear simples
k	coeficiente para cálculo do tempo de concentração
L	comprimento do escoamento
n	coeficiente de Manning

P	precipitação
q	vazão específica
Q	vazão máxima
$Q(t)$	hidrograma de saída do reservatório
R^2	coeficiente de determinação em ajuste de curvas
S	armazenamento
t	tempo
t_c	tempo de concentração
Tr	tempo de retorno
V	volume de detenção
v	volume específico
Ve	volume escoado
n	velocidade de escoamento
w, s, r	coeficientes para solução da equação não-linear da duração da precipitação

LISTA DE SIGLAS

ABRH	Associação Brasileira de Recursos Hídricos
BMP	<i>Best Management Procedures</i>
CETE	<i>Centre d'Études Techniques de l'Équipement</i>
CMSP	Câmara Municipal de São Paulo
DEP	Departamento de Esgotos Pluviais da Prefeitura Municipal de Porto Alegre
HDT	Hospital de Doenças Tropicais (Maceió-AL)
HED	<i>High Early Discharge</i> – Alta Descarga Inicial
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IDF	Curva Intensidade – Duração – Frequência de Precipitações
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
IPH	Instituto de Pesquisas Hidráulicas
IPTU	Imposto Predial e Territorial Urbano
MR	Microrreservatório
ODEC	<i>Organization for Economic Cooperations and Development</i>
ONU	Organização das Nações Unidas
OSD	<i>On-Site Stormwater Detention</i>
PDDRU	Plano Diretor de Drenagem Urbana
PDDU	Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano
POA	Porto Alegre

PSD	<i>Permissible Site Discharge</i>
PVC	Polivinil Carbono
RMC	Região Metropolitana de Curitiba (PR)
RMSP	Região Metropolitana de São Paulo (SP)
SCS	<i>Soil Conservation Service</i>
SSR	<i>Site Storage Requirement</i>
SUDERHSA	Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental do Governo do Estado do Paraná
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UPRCT	<i>Upper Parramatta River Catchment Trust</i>

1. INTRODUÇÃO

1.1. JUSTIFICATIVA

Desde a revolução industrial no século XIX, primeiro Londres, depois outras cidades passaram a ser adotadas como principal local de moradia para o homem moderno. Este comportamento provocou o surgimento de grandes centros urbanos. Com o aumento descontrolado da população mundial e principalmente urbana, as cidades cresceram e se urbanizaram desordenadamente, o que gera muitos problemas de infra-estrutura e impactos ao meio ambiente. Um desses impactos se refere ao aumento da geração do escoamento superficial, provocando ou agravando as enchentes urbanas. As atuais soluções apresentadas pelos projetos de drenagem urbana para estes problemas não têm demonstrado ser eficientes: ou por apresentarem custos muito elevados; ou porque apenas transferem o problema de um ponto para outro, a jusante ou em outra bacia.

A crescente preocupação com o meio ambiente e com os impactos provocados a este pela ação antrópica exige que a engenharia busque maneiras do homem viver em harmonia com o meio ambiente, sem agredi-lo e sem sofrer com os impactos desta agressão, aumentando assim a qualidade de vida nas cidades. No que se refere a drenagem urbana, para que se resolvam os problemas apontados devem-se pesquisar soluções alternativas que busquem um efetivo controle das enchentes, baseando-se em conceitos e critérios que diferem dos atualmente aplicados. Resumidamente, estes novos conceitos referem-se à não ampliação da cheia natural existente antes da ocupação da bacia e ao controle realizado na fonte geradora do problema.

Dentre as estruturas utilizadas para o controle na fonte geradora do escoamento superficial encontra-se o microrreservatório de retenção, dispositivo que atua no sentido de devolver à bacia o armazenamento natural perdido após a urbanização, além de aumentar o tempo de resposta dos hidrogramas de cheias.

Apesar de vários estudos sobre a utilização dos microrreservatórios ao redor do mundo, no Brasil, o controle na fonte, e especificamente a utilização de microrreservatórios para este fim, é um tema ainda pobre em estudos e aplicações. Dentre os poucos, destacam-se os trabalhos de Genz (1994) e Cruz (1998), ambos estudos numéricos desenvolvidos no Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS.

Baseando-se no trabalho de Cruz (1998), que sugere a elaboração de mais pesquisas sobre o problema, percebe-se a necessidade de um estudo experimental que responda a questões como: qual o efeito de eventos reais com duração muito maior que a chuva de projeto utilizada nos trabalhos citados? qual a necessidade de manutenção devido a uma série de partículas de solo e folhagens que podem estar associadas as águas provenientes do escoamento superficial? e ainda, qual o impacto destes sedimentos sobre o coeficiente de descarga dos orifícios de saída do reservatório?

1.2. OBJETIVOS

Este trabalho tem o objetivo geral de verificar experimentalmente o funcionamento de microrreservatórios de retenção no controle da geração do escoamento superficial. Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Selecionar e comparar metodologias para o dimensionamento destes reservatórios;
- Avaliar a aplicabilidade dos microrreservatórios para controlar a vazão de pico e aumentar o tempo de resposta do telhado;

- Verificar o comportamento destes dispositivos em relação aos detritos e folhas trazidos pelas águas, inclusive no que se refere aos impactos destes sedimentos sobre o coeficiente de descarga das estruturas de saída do reservatório;
- Analisar a necessidade de manutenção nos microrreservatórios;

1.3. ORGANIZAÇÃO DO ESTUDO

O trabalho está dividido em vários capítulos de maneira a facilitar a compreensão do leitor no desenvolvimento das idéias aqui apresentadas. No capítulo 2 encontra-se uma revisão da literatura abordando os impactos da urbanização e as medidas de controle adotadas no combate a estes impactos. São apresentados vários estudos de casos, mostrando o quanto a impermeabilização interfere no ciclo hidrológico, as conseqüências das enchentes, e depois o que a engenharia fez e vem fazendo para solucionar estes problemas.

No capítulo 3, é apresentado o microrreservatório de retenção como uma das possíveis soluções para o problema das enchentes urbanas. São citados vários estudos e casos de aplicação desta medida de controle no Brasil e no mundo, bem como algumas propostas alternativas de uso dos microrreservatórios; são apresentados ainda critérios de projeto e dimensionamento das estruturas.

O quarto capítulo se refere à metodologia aplicada neste trabalho: são detalhados os procedimentos para escolha do local de aplicação da estrutura, seu projeto e como foram realizadas as análises dos dados coletados. Um quinto capítulo descreve como foi a fase de monitoramento da estrutura e apresenta os resultados obtidos no trabalho. Por fim são apresentadas as conclusões deste trabalho e são feitas algumas recomendações para trabalhos futuros.

2. IMPACTOS HIDROLÓGICOS DA URBANIZAÇÃO E SEU CONTROLE

2.1. CRESCIMENTO POPULACIONAL E URBANIZAÇÃO

As últimas estimativas indicam que a população mundial já é de quase 6 bilhões de habitantes (Popclock, 2000) e deverá dobrar até o ano de 2100 (ONU, 1994 apud Cruz, 1998). Este crescimento populacional é altamente preocupante, principalmente se analisarmos a população urbana separadamente.

Em 1800, apenas 1% da população mundial habitava em cidades. Em 1820, Londres era o único centro urbano com mais de 1 milhão de habitantes, mas em 1985 já havia mais de 270 (Gladwell, 1993). A Figura 2.1 mostra a evolução e a estimativa do número de centros urbanos com mais de 1 milhão de habitantes. O percentual de habitantes urbanos foi crescendo e no início do século já era de 15%, chegando a mais de 50% em nossos dias (Tucci, 1995).

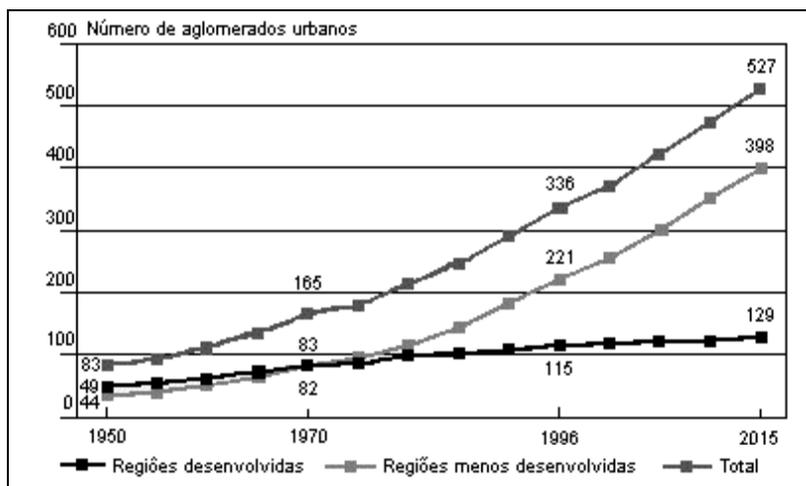


Figura 2.1 – Aumento do número de centros urbanos com mais de um milhão de habitantes(adaptado de Urban, 2000)

Além do fato da população urbana estar aumentando, ela cresce muito mais nas regiões menos desenvolvidas (Figura 2.1). No período de 1970 até agora, estima-se que a população urbana de regiões desenvolvidas cresceu 64%, enquanto que a de regiões menos desenvolvidas cresceu 239%. Em outras palavras, na última década a população urbana de regiões desenvolvidas aumentou em 150 milhões e a de regiões menos desenvolvidas 700 milhões (Gladwell, 1993).

No Brasil, em 1980, havia 9 núcleos urbanos com mais de 1 milhão de habitantes (Gladwell, 1993); em 1997 já eram 12 (Tucci, 1997). Na América do Sul, em 1990, 75% da população já vivia em áreas urbanas (Cruz, 1998). No Brasil este valor, que começou a crescer depois da década de 60 e se agravou na década de 80, chega a 80% (Tucci, 1995).

Segundo Tucci (2000), cada habitante que participa deste êxodo, aumentando a população urbana, é responsável pela transformação de 0,005ha (49m²) de área rural em urbana.

O aumento da população urbana, principalmente nos países não desenvolvidos, gera uma série de problemas de infra-estrutura decorrentes da urbanização descontrolada, destacando-se:

- Abastecimento d'água;
- Geração de esgotos;
- Produção de lixo;
- Transportes;
- Habitação;
- Drenagem.

A avaliação do impacto da evolução urbana das cidades brasileiras sobre os níveis de enchentes requer o conhecimento da evolução das áreas impermeáveis das bacias através da previsão do futuro traçado urbano (Tucci et al, 1989). O conhecimento da população e de sua evolução é de fundamental importância para o planejamento. O IBGE afirma que: “só quem se conhece, pode planejar-se” (A Importância, 2000). E isso vale, principalmente, para

o planejamento urbanístico e de infra-estrutura da cidade. Por este motivo, os países que buscam o desenvolvimento se preocupam com a realização de censos periódicos, e o Brasil é um destes países, que, através do censo, busca a base de informação necessária para o planejamento das atividades do poder público e do setor privado também. No que se refere a drenagem, tema específico deste trabalho, o principal problema diz respeito à impermeabilização, o que vai gerar diversos impactos sobre o ciclo hidrológico. Uma das informações fornecidas pelo censo é a densidade populacional. A partir desta informação vários autores fizeram estudos para relacionar a densidade habitacional com a área impermeável.

2.2. IMPACTOS HIDROLÓGICOS DA URBANIZAÇÃO

Os efeitos dos processos citados no item anterior fazem-se sentir sobre todo o aparelhamento urbano relativo a recursos hídricos (Tucci, 1997). A construção de edificações, a execução da pavimentação e a realização de outras obras resultam na transformação de um solo outrora permeável numa superfície impermeabilizada, com grandes implicações sobre o escoamento das águas. O que se observa, principalmente nas grandes cidades, é que precipitações, mesmo de portes pequeno ou médio, têm provocado problemas de enchentes (Mota, 1997).

As conseqüências das enchentes urbanas são visíveis e amplamente divulgadas pela imprensa, tanto falada, como escrita e televisiva, como exemplos, pode-se citar os problemas que sempre ocorrem com as pancadas de verão em cidades como Belo Horizonte, Maceió, Porto Alegre, Rio de Janeiro e São Paulo e também no interior dos estados. Nem sempre estas cheias são conseqüências diretas da urbanização, mas boa parte delas se deve, ou pelos menos seu agravamento, à crescente urbanização destas regiões (Temporal, 2000; Chuvás, 2000a). Em Maceió, o Distrito Industrial Luiz Cavalcante, localizado no Tabuleiro dos Martins, é constantemente palco de enchentes que prejudicam a população local e paralisam as indústrias ali presentes, trazendo grandes prejuízos a já carente economia alagoana. (Agra e Silva Jr., 1999a).

A perda de vidas humanas, diferentemente dos danos materiais, não pode ser monetariamente mensurada, constituindo-se, assim, no maior dos problemas decorrentes das enchentes. O jornal Zero Hora, do dia 10 de fevereiro de 2000, informou que no início daquele ano (janeiro a março) morreram 20 pessoas, vítimas de enchentes em Minas Gerais (Temporal, 2000). O Jornal Gazeta de Alagoas noticiou que, em Maceió, devido às chuvas ocorridas entre os dias 10 de julho e 12 de julho de 2000, a cidade teve de entrar em estado de emergência. Foram mais de 100 desabrigados e alguns mortos e desaparecidos levados pelas águas. Rapidamente a água tomou conta de garagens subterrâneas em alguns bairros da cidade e várias barreiras caíram (Chuvas, 2000b; Chuvas, 2000c). As chuvas que atingiram Pernambuco e Alagoas entre 31 de julho e 3 de agosto de 2000, totalizando 44 mortos. Em Pernambuco foram 22 vítimas, 70 mil desabrigados e 30 municípios atingidos, inclusive Recife (a capital do estado) (Nordeste, 2000).

Pedrosa (1996) cita que outro fato comumente verificado nas enchentes urbanas são epidemias de algumas moléstias de veiculação hídrica, logo após a ocorrência de enchentes. A leptospirose, doença transmitida pela urina do rato, que durante as cheias tem uma maior probabilidade de ocorrência, é a mais comum delas. Em Alagoas, após as cheias do início de agosto de 2000, foram confirmados, ainda no mesmo mês, 102 casos de leptospirose, sendo 38 em Maceió. Em setembro, foram 71 casos, sendo 51 na capital (Alagoas, 2000). Isso forçou o Hospital de Doenças Tropicais (HDT) a reforçar a infraestrutura e seu quadro de pessoal em caráter de emergência, que durou 45 dias e gerou ainda mais prejuízos decorrentes das enchentes para o estado (HDT, 2000). Foram atingidos 13 municípios e vários bairros da capital alagoana, que ficaram ameaçados de um bloqueio epidemiológico, que forçaria os moradores a deixarem suas casas. Em 1989, quando ocorreu outra grande cheia no estado, o número de casos confirmados foi de 400 (Leptospirose, 2000).

Segundo Cruz (1998) os impactos da urbanização no ciclo hidrológico tomam duas vertentes: uma é relacionada com problemas de controle de poluição e a outra se refere a problemas de controle de enchentes. A realidade brasileira implica na busca de soluções para o segundo problema, enquanto que países mais desenvolvidos já avançaram na solução deste e tratam, agora, da questão da poluição decorrente do esgoto pluvial.

As inundações urbanas, segundo Tucci (1995), podem ocorrer por consequência de dois processos: as **enchentes em áreas ribeirinhas** e as **enchentes devido a urbanização**. Estes dois processos podem ocorrer de forma isolada ou integrada.

As enchentes em áreas ribeirinhas se devem à falta de planejamento, permitindo-se que se ocupem áreas sujeitas a inundações. As enchentes devido à urbanização se devem às diversas modificações na bacia que ocorrem durante o processo de urbanização. Podem ainda haver **inundações localizadas**, provocadas por estrangulamentos das seções de rios, por remanso ou por erros de execução em projetos de drenagem (Tucci, 1995).

O principal impacto direto da urbanização se refere à impermeabilização do solo, o que vai gerar impactos significativos sobre a movimentação das águas na bacia. Vários autores relacionaram os índices de impermeabilização com a densidade habitacional, por ser esta uma informação disponível através dos censos, e também, para que se possa caracterizar cenários futuros de impermeabilização através das estimativas de crescimento populacional.

Mota Jr e Tucci (1984) ajustaram uma equação de regressão múltipla entre a área impermeável e parcelas da bacia com diferentes tipos de densidade, com base em aerofotos, para a cidade de Porto Alegre, na bacia do Arroio Dilúvio. Os autores perceberam duas tendências básicas: uma em áreas com casas e outra em áreas com edifícios, uma vez que neste último ocorre uma densidade habitacional maior para os mesmos padrões de áreas impermeáveis. Tucci et al. (1989) utilizaram os dados de 11 bacias urbanas na região metropolitana de São Paulo e construíram curvas semelhantes. Com base nestes resultados, os autores compararam São Paulo e Porto Alegre, concluíram que o comportamento é muito semelhante, e ajustaram uma curva média para as duas cidades.

Campana e Tucci (1994), com base em dados das regiões metropolitanas de São Paulo, Curitiba e Porto Alegre, analisaram a tendência da relação entre densidade habitacional e área impermeável. Os autores chegaram a conclusão de que, para densidades menores que 120hab/ha, o comportamento é uniforme e dado por: $AI = 0,489.DH$, onde AI é o percentual de área impermeável e DH é a densidade habitacional em habitantes por hectare. Para valores de densidade habitacional superiores a este, a tendência é uma estabilização num valor de área impermeável por volta de 65%.

Toda esta impermeabilização do meio urbano traz impactos muito significativos sobre o ciclo hidrológico destas regiões, ou seja, a movimentação d'água na bacia se modifica bastante. Tucci (1993b) afirma que as conseqüências da urbanização que mais diretamente interferem com a drenagem urbana são as alterações do escoamento superficial.

Com a impermeabilização do solo, a parcela da água que infiltrava passa a escoar aumentando o escoamento superficial (Figura 2.2). A urbanização elimina os pontos de detenção natural existentes, diminuindo a rugosidade da bacia. Os pequenos canais existentes na configuração natural são substituídos pela tubulação de drenagem, os rios são retificados e revestidos e os planos de escoamento superficial diminuídos; todas estas interferências do homem sobre a bacia colaboram para o aumento do escoamento superficial. O volume que escoava lentamente no solo e ficava retido pelas plantas passa a escoar em canais, exigindo maior capacidade de escoamento das seções (Tucci, 1995).

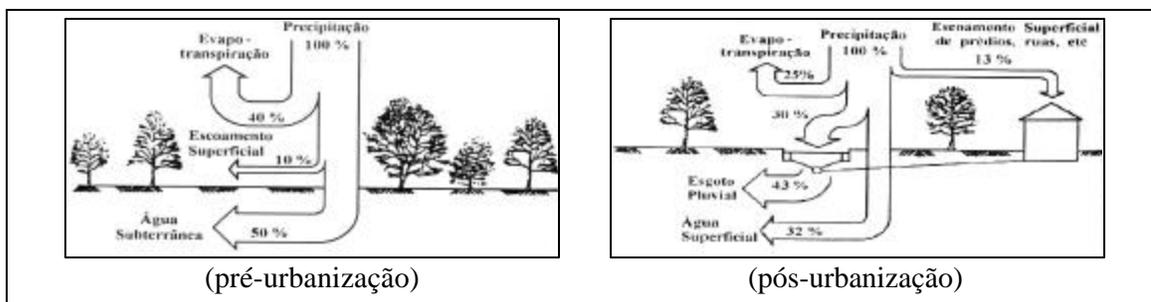


Figura 2.2 – Características do balanço hídrico urbano, (adaptado de ODEC apud Tucci e Genz, 1995)

Segundo Tucci (1997), à medida que a cidade se urbaniza, ocorre:

- Aumento das vazões máximas, dos volumes escoados e antecipação dos picos (Figura 2.3) devido a uma maior capacidade de escoamento através dos condutos e canais e impermeabilização das superfícies;
- Redução da evapotranspiração, do escoamento subterrâneo e o rebaixamento do lençol freático;
- Aumento da produção de sedimentos devido à desproteção das superfícies e à produção de resíduos sólidos; e

- A deterioração da qualidade da água, devido à lavagem das ruas, transporte de material sólido (principalmente no início das chuvas) e às ligações clandestinas de esgoto cloacal no pluvial.

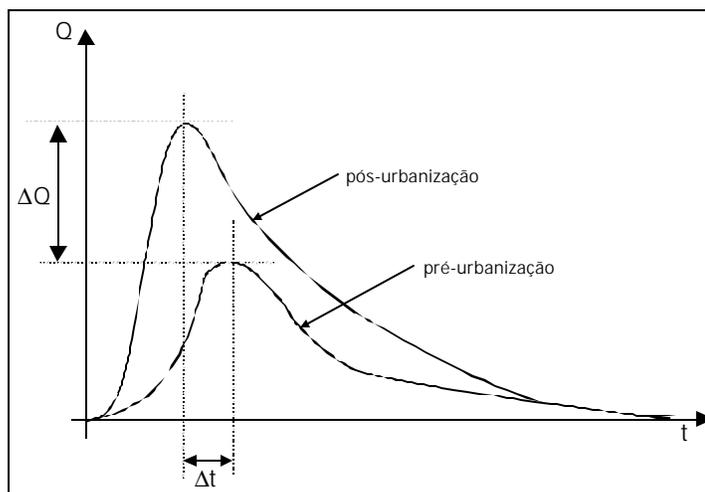


Figura 2.3 – Impacto da urbanização sobre o hidrograma de cheia

Genz (1994) lembra que os impactos da urbanização sobre as cheias nas cidades se mostram principalmente para os casos das precipitações mais frequentes, ou seja, as menos intensas. Isso porque as grandes precipitações também provocam enchentes nas bacias rurais uma vez que nestes casos o solo logo é saturado e passa a gerar escoamento superficial. Desta maneira a curva de probabilidades de vazões tem seu trecho inferior alterado (Figura 2.4), conduzindo a vazões mais altas, e, conseqüentemente, a declividade da curva diminui. Villanueva (2001) afirma que para as curvas da Figura 2.4 convergem para valores de tempo de retorno superiores a 10 anos.

Os impactos da urbanização sobre o ciclo hidrológico são perceptíveis, porém Packman (1980) apud Genz (1994) afirma que a dificuldade de quantificar estes impactos é muito grande. O autor comenta que há trabalhos que afirmam que a enchente média anual pode não variar com a impermeabilização e outros onde pode ser ampliada em 1000%. Para o tempo de resposta da bacia os resultados variam entre não haver impacto da urbanização até redução também da ordem de 1000%. Para o percentual de escoamento os trabalhos indicam

casos de não haver variação até aumentos de 600%. O autor atribui a isso a grande variedade de parâmetros que podem influenciar na análise destes impactos: a situação original da bacia, a caracterização das chuvas, a localização das áreas impermeáveis, a rede de drenagem, as obras de terra que foram executadas na bacia, a interação da bacia com o aquífero, entre outras.

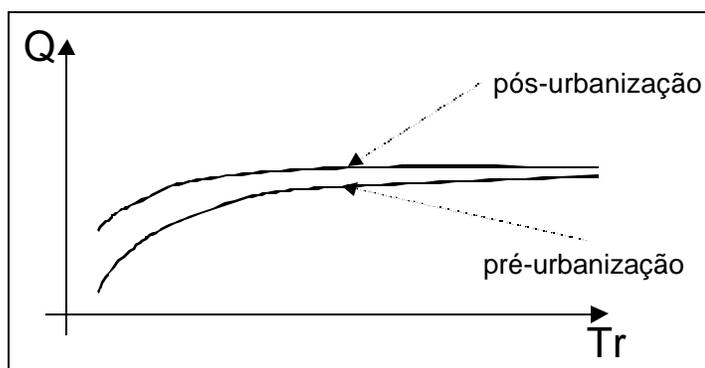


Figura 2.4 – Impacto da urbanização sobre a curva de probabilidade de vazões

Bras e Perkins (1975) afirmam que os impactos decorrentes da urbanização também dependem das características das chuvas e não só da bacia. Os autores fizeram um estudo, utilizando um modelo hidrológico para simular a urbanização com residências, com diferentes tipos de precipitação. Os resultados mostraram um aumento na vazão de pico entre 7% e 200% e uma redução no tempo de pico de 8% a 40%.

A necessidade de quantificar estes impactos tem impulsionado muitos estudos e trabalhos no Brasil e no exterior. E essa tendência já vem de muito tempo. Genz (1994) e Silveira (2000b) apresentam revisões da literatura que mostram vários pesquisadores, em várias cidades do país preocupados com esta tarefa. Estes trabalhos trataram da criação de modelos e metodologias para simular as bacias urbanas, e mostram a tendência do fim dos anos 70 e toda a década de 80. Entre eles podem-se citar os seguintes trabalhos: Luna Caicedo (1975) no arroio Dilúvio em Porto Alegre (RS); Sanchez e Simões Lopes (1981) em Joinville (SC); Machado e Righetto (1981) no córrego Gregório em São Carlos (SP); Mota Jr. (1982) no arroio Dilúvio em Porto Alegre (RS); Jesus e Eiger (1983) no ribeirão dos Meninos em São Paulo (SP); Simões Lopes e Sanchez (1986), também no arroio Dilúvio em Porto Alegre (RS); Miranda et al. (1987) no rio Cabuçu de Cima na região metropolitana de São Paulo

(SP); Frenndrich e Freitas (1987) no rio Belém em Curitiba (PR); Tucci et al. (1989) na região metropolitana de São Paulo (SP); Silva e Porto (1991) nas cidades de Mirandópolis e Lavínia, no interior de São Paulo. Trabalhos mais recentes passaram a adotar o lote urbano como unidade de intervenção, com o objetivo de adotar o controle na fonte geradora do impacto: são trabalhos como o de Genz (1994) e Cruz (1998), que a seguir são detalhados.

Genz (1994) simulou um lote padrão para a cidade de Porto Alegre, partindo da condição de impermeabilização de 56% (apenas os telhados) até 100% com todos os recuos e jardins impermeabilizados. O autor também simulou a presença ou não das estruturas de microdrenagem do telhado (calhas). Foi utilizada uma chuva de projeto de 112mm/h, com duração de 10min, que corresponde a uma chuva de 10anos para a cidade. O solo foi considerado, inicialmente, saturado. O autor concluiu que a presença das calhas no telhado aceleram a resposta do lote, antecipando os picos. Quanto à vazão de pico, foram obtidos aumentos que variaram de 4,6% a 12% (Figura 2.5a), em função da impermeabilização. Para o volume escoado, o aumento variou de 7,6% a 20,4% (Figura 2.5b), este último implica num aumento de $1,16\text{m}^3$ no escoamento. Nos dois casos (vazão de pico e volume escoado) a presença ou ausência das calhas no telhado não altera os valores obtidos.

Cruz (1998) analisou lotes hipotéticos para a cidade de Porto Alegre, sujeitos a aumentos progressivos de urbanização, de acordo com critérios estabelecidos no Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano. Foi utilizado um modelo chuva-vazão com o método da onda cinemática, admitindo chuvas de 2 e 5 anos de tempo de retorno. Os níveis de impermeabilização variaram de 50% a 100%. Os resultados indicaram aumentos de 18% a 45% na vazão de pico (Figura 2.6a), e de 39% a 109% no volume escoado (Figura 2.6b).

O aumento nas vazões de pico pode chegar até a seis vezes, conforme afirma Tucci (1998a) para o caso do rio Belém, em Curitiba. Leopold apud Tucci e Genz (1995) estimou, para o caso de uma área pequena, o aumento das vazões de enchentes, com base em alterações na área urbanizada e na rede de drenagem. A Figura 2.7 mostra o resultado obtido pelo autor.

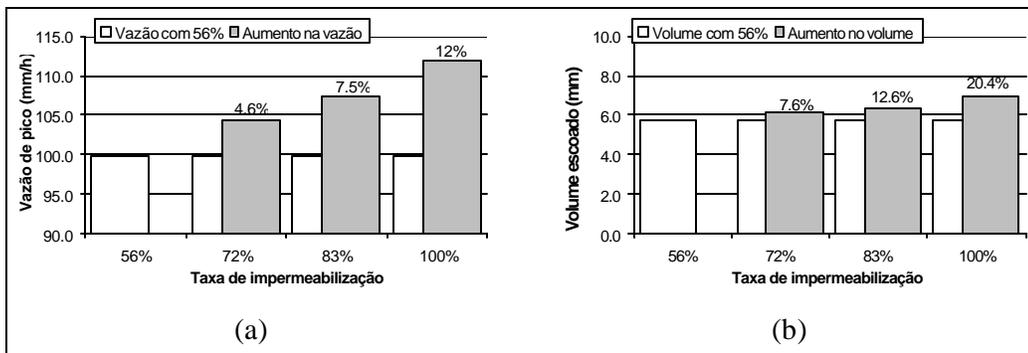


Figura 2.5 – Impactos sobre o escoamento no lote (resultados de Genz, 1994)

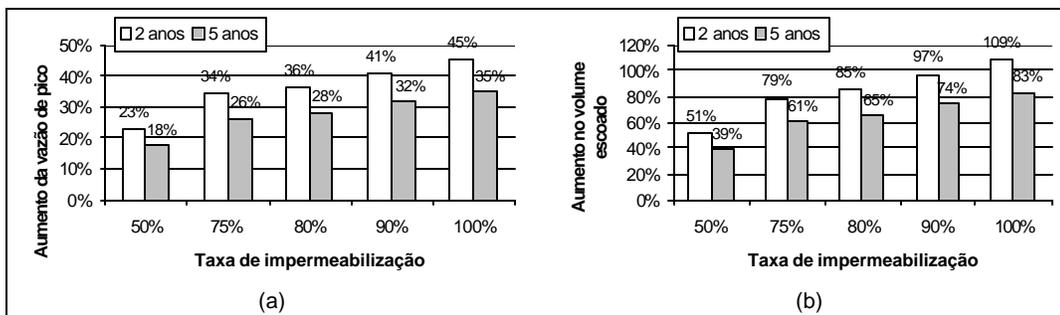


Figura 2.6 – Impactos sobre o escoamento no lote (resultados de Cruz, 1998)

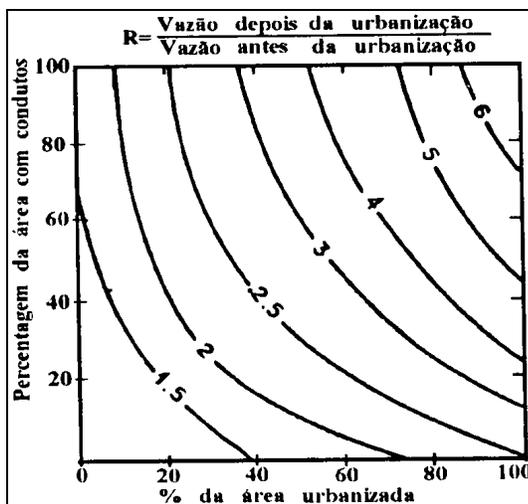


Figura 2.7 – Aumento dos picos de vazão (Leopold apud Tucci e Genz, 1995)

Quanto ao coeficiente de escoamento (C), Schueler (1987) propõe uma relação linear entre o valor do coeficiente de escoamento e a fração de área impermeável (AI). Foram utilizados dados de 44 pequenas bacias urbanas e a equação ajustada foi: $C = 0,05 + 0,90.AI(\%)$, obtendo-se o coeficiente de determinação de 0,71. Isso implica no coeficiente de 0,95 para as áreas impermeáveis e 0,05 para as áreas permeáveis. Esta perda de 5% no escoamento das áreas permeáveis pode ser causada por imprecisão na estimativa das áreas impermeáveis, por infiltração nas juntas das superfícies, ou por evaporação nas superfícies quentes. Tucci (2000), baseando-se em 12 bacias urbanas brasileiras, chegou à seguinte equação: $C = 0,047 + 0,9.AI(\%)$, e o coeficiente de determinação foi de 0,92. Percebe-se que as duas equações conduzem a resultados semelhantes. Com base nesta equação e no trabalho de Campana e Tucci (1994), o autor chegou a uma relação linear entre o coeficiente de escoamento a densidade habitacional (DH) da bacia, obtendo: $C = 0,0783 + 0,0035.DH(\text{hab/ha})$. O autor concluiu que um aumento na área impermeável de 10% conduz a aumentos no coeficiente de escoamento da ordem de 200%. O trabalho de Cruz (1998) mostrou aumentos no coeficiente de escoamento, em função do aumento na área impermeável do lote, que variaram de 50% a 108% para 2 anos de tempo de retorno, e de 41% a 85% para 5 anos.

No que se refere à temperatura, as superfícies impermeáveis absorvem parte da radiação solar, aumentando a temperatura ambiente. Este aumento de temperatura pode modificar a evapotranspiração e o regime pluviométrico da área urbana. Tucci e Genz (1995) afirmam que a evaporação da superfície impermeável pode ser alta, porém, considerando períodos longos, há uma redução da evapotranspiração pelo fato do escoamento ser mais rápido. Silveira (2000a) mostra que a parte central de Porto Alegre apresenta maior índice pluviométrico que sua periferia, e atribui esta tendência a urbanização.

Quanto à qualidade da água da drenagem urbana, Ide (1984) estudou a bacia dos Açorianos, uma área com médio fluxo de veículos, em Porto Alegre. A bacia tem 1,8ha e uma taxa de impermeabilização da ordem de 52%. Foram monitorados 7 eventos individuais, as informações coletadas se referiam a quantidade de precipitação, deflúvio, características físicas, químicas e microbiológicas da água do escoamento pluvial. Os dados coletados mostraram que a primeira lavagem (“*first flush*”), nos primeiros minutos de escoamento, pode contribuir significativamente para a deterioração de um corpo d’água receptor. O autor

concluiu que a carga poluidora anual produzida pelo escoamento pluvial urbano pode ser maior que a de um efluente de uma estação de tratamento de esgotos domésticos.

A Figura 2.8 resume os impactos decorrentes da urbanização. Nela é possível observar os impactos no balanço hídrico (Figura 2.8a), no hidrograma de cheia (Figura 2.8b) e nas zonas de inundação (Figura 2.8c). Todos estes impactos implicam no surgimento ou no agravamento das enchentes urbanas, uma vez que o crescimento desordenado das cidades e a ocupação indevida de algumas áreas da bacia fazem com que a população tenha de “aprender” a viver com estas enchentes ou adotar medidas de controle para amenizar os efeitos da urbanização descontrolada.

2.3. SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA

2.3.1. Princípios de planejamento

Na tentativa de minimizar os efeitos da urbanização sobre o ciclo hidrológico, a engenharia lança mão do planejamento dos sistemas de drenagem urbana e de medidas de controle, que podem atuar em diversas escalas espaciais.

Botelho (1998) menciona que a concepção do sistema de drenagem pluvial é baseada na máxima: “pegar e largar rápido!”. Cruz et al. (1998) criticam a prática atual de projetos de drenagem pluvial, que é de transportar para jusante todo o excesso de água gerado pela impermeabilização. Desta forma, à medida que o escoamento se desloca para jusante, é acrescido de novos aumentos de volume devido à urbanização, resultando em acréscimos significativos na vazão máxima.

A tendência de controle das cheias decorrentes à urbanização é que ela seja realizada, na maioria das vezes, através da canalização dos trechos críticos, solução que acaba transferindo a inundação de um lugar para outro na bacia. Esse processo é prejudicial aos interesses públicos e representa um prejuízo extremamente alto para toda a sociedade ao

longo do tempo (Tucci, 1995). Os sistemas de drenagem são, geralmente, dimensionados para determinadas contribuições de água, as quais são ultrapassadas devido à impermeabilização gradual do solo (Mota, 1997). Desta forma, durante muito tempo o objetivo principal da drenagem urbana foi remover as águas pluviais em excesso da forma mais eficiente possível para evitar transtornos, prejuízos e riscos de inundações (Porto et al., 1993).

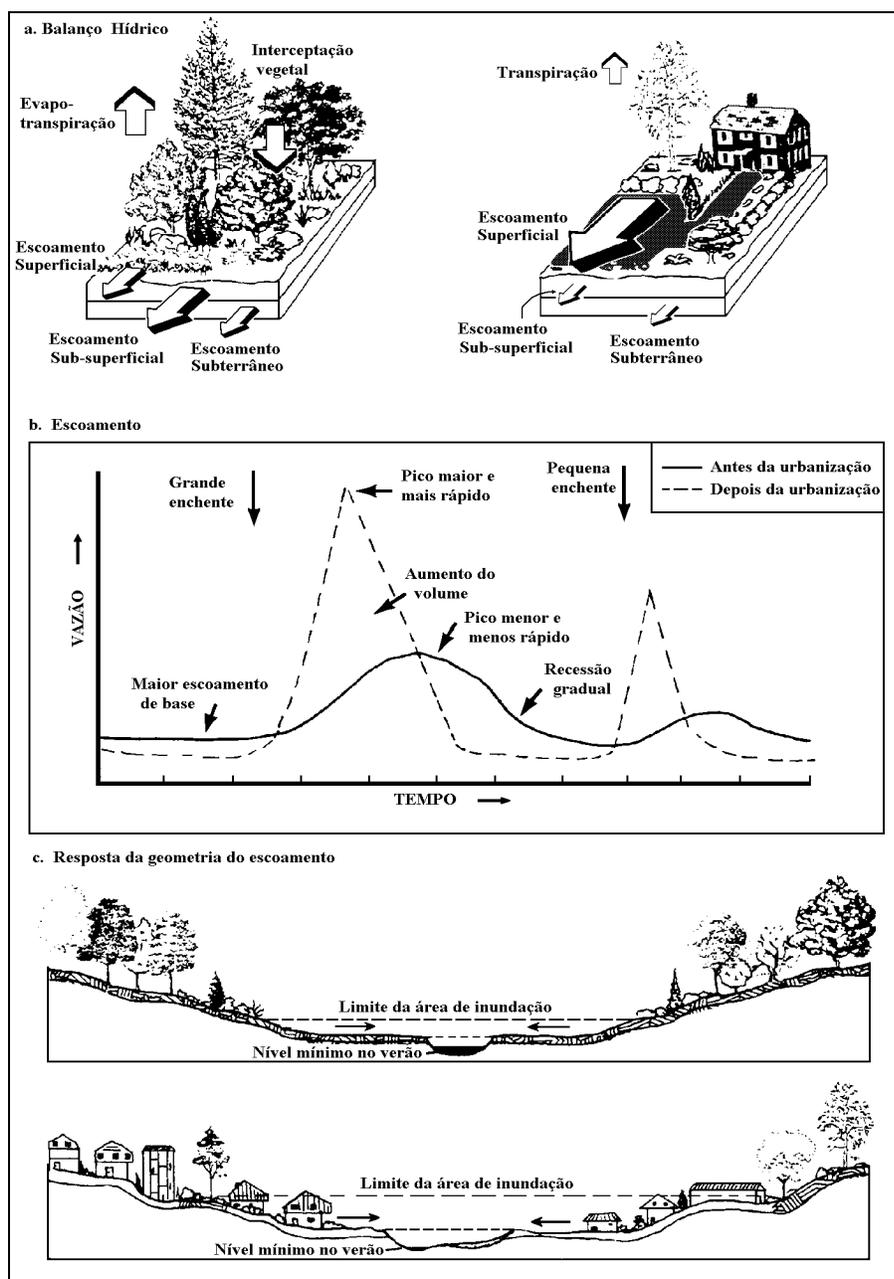


Figura 2.8 – Impactos hidrológicos da urbanização de uma área rural (adaptado de Schueler, 1987)

Segundo Silveira (2000b) esta maneira de pensar a drenagem urbana deve-se ao movimento higienista, surgido na Europa, no século XIX. É a partir deste conceito que a hidrologia quantitativa urbana vai se desenvolver. A idéia era a eliminação, como medida de saúde pública, das águas paradas ou empoadas nas cidades, passível de ser infectada ou contaminada por dejetos humanos ou animais. Numa etapa seguinte da evolução dos sistemas de drenagem urbana, com a racionalização e a normatização dos cálculos hidrológicos, surge o método racional. A idéia da evacuação rápida permanece, porém os critérios de dimensionamento das obras de drenagem se tornam mais rigorosos. Com o avanço tecnológico e o aumento da consciência ecológica, que não permite que o problema seja simplesmente transferido de local, iniciados nos anos 60/70, surge a terceira etapa, na qual nasce a hidrologia urbana. Nesta fase são estabelecidas alternativas ao conceito de evacuação rápida, e a poluição do esgoto pluvial é reconhecida, entre outros avanços. Esta etapa de abordagem científica e ambiental fomenta o surgimento de medidas de controle na fonte geradora do escoamento superficial.

Enquanto os sistemas tradicionais visam a evacuação rápida das águas pluviais para jusante, os dispositivos de controle na fonte procuram reduzir e retardar escoamentos urbanos (SUDERHSA, 2000). Estas medidas de controle na fonte são tratadas na literatura, muitas vezes, por BMP (*Best Management Procedures*), aqui porém será utilizado o termo medidas de controle, com o objetivo de evitar estrangeirismos, cada vez mais freqüentes na língua brasileira.

Segundo Tucci e Genz (1995), o controle das enchentes urbanas é um processo permanente, que deve ser mantido pelas comunidades, visando a redução do custo social e econômico dos impactos da urbanização. Os autores ainda falam que o controle não deve ser visto como uma ação isolada, seja no tempo ou no espaço, mas como uma atividade em que a sociedade, como um todo, deve participar de forma contínua. E ainda, segundo SUDERHSA (2000), as medidas de controle não devem constituir-se em soluções isoladas do contexto urbano e do saneamento pluvial global.

Segundo Tucci e Genz (1995), para um bom desenvolvimento de um programa consistente de drenagem urbana, é necessário que se conheçam e se apliquem os princípios de controle. Tucci (1997), Tucci e Genz (1995) e a Carta de Recife (ABRH, 1995 apud Tucci, 1997) citam os princípios do controle de enchentes urbanas. Dentre eles, merecem destaque:

- **Bacia como sistema:** o controle deve ser exercido na bacia hidrográfica urbana e não em pontos isolados (Tucci, 1997), o que implica em que os impactos não podem ser transferidos (Tucci e Genz, 1995);
- **Avaliação dos cenários futuros:** o controle deve ser feito tomando-se por base os cenários futuros de ocupação e desenvolvimento da bacia (Tucci, 1997), sendo que esta previsão futura deverá ser baseada no Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano;
- **Plano Diretor:** o controle deve ser estabelecido através do Plano Diretor de Drenagem Urbana, administrado pelos municípios com o apoio técnico do estado (Tucci, 1997), contemplando o Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano, as Legislações Municipal e Estadual (Tucci e Genz, 1995);
- **Não ampliação da cheia natural:** nenhum usuário urbano pode ampliar a cheia natural (Tucci e Genz, 1995);
- **Controle permanente;**
- **Educação Ambiental;**

Estes princípios dirigem o planejador da drenagem urbana para um cenário de soluções com a utilização de medidas de controle que vão atuar de maneira distribuída na fonte e/ou na microdrenagem, isoladas ou em conjunto com os sistemas estruturais convencionais que atuam na macrodrenagem. Em relação a este tipo de medidas de controle, o distribuído, Urbonas e Stahre (1993) citam as seguintes características:

- É possível uma grande flexibilidade na escolha do arranjo entre retenção e outros sistemas;
- A unidade de retenção pode ser padronizada;
- Aumento da eficiência do sistema de drenagem a jusante dos locais controlados;
- Aumento da capacidade de controle de enchentes dos sistemas;
- Dificuldade de controlar, projetar e fazer manutenção de um grande número de sistemas;
- Custos de operação e manutenção podem ser altos.

Estas medidas de controle na fonte do escoamento superficial têm o papel de promover a redução e a retenção deste escoamento, objetivando desonerar os sistemas tradicionais existentes ou evitar sua ampliação. Os sistemas tradicionais (por exemplo: calhas coletoras de telhados, condutos pluviais enterrados de diversas magnitudes, sarjetas, bocas de lobo, canais retificados ou engalerizados) podem não atender às necessidades futuras, necessitando de ampliações para um aumento da capacidade de escoamento, o que pode ser muito oneroso, uma vez que o desenvolvimento urbano exige, cada vez mais, soluções mais adaptáveis a constante evolução, por exemplo: o aumento das áreas impermeáveis (SUDERHSA, 2000).

Desta forma, os dispositivos tradicionais podem ser substituídos por outros de controle na fonte, porém isso não precisa ser feito em todos os casos, pois um moderno projeto de drenagem urbana deve integrar harmoniosamente estruturas de transporte e de controle na fonte (SUDERHSA, 2000).

2.3.2. Classificação das medidas de controle

As medidas de controle podem ser classificadas de acordo com uma série de critérios, tais como: natureza do controle, abrangência espacial, atuação sobre o ciclo hidrológico, entre outros.

Quanto à natureza do controle, costuma-se dividir as medidas de controle das inundações em **estruturais** e **não estruturais**. As primeiras têm caráter corretivo, caracterizadas pela construção de obras hidráulicas (Sefione, 1998). As últimas são aquelas em que os prejuízos são reduzidos pela melhor convivência da população com as enchentes (Tucci, 1993b).

As medidas estruturais, segundo Tucci e Genz (1995), podem ser classificados, de acordo com a área de abrangência, em:

- **Medidas distribuídas ou na fonte:** medidas que atuam sobre o lote, praças e passeios, aumentando áreas de infiltração e percolação, e/ou medidas de armazenamento temporário de água da chuva em reservatórios residenciais ou de telhados;
- **Medidas na microdrenagem:** controle que age sobre um ou mais loteamentos. Utilizam-se para esse fim dispositivos de amortecimento do volume gerado pelo(s) loteamento(s), como tanques, lagos e pequenos reservatórios abertos ou subterrâneos;
- **Medidas na macrodrenagem:** esse tipo de controle utiliza medidas estruturais para modificar rios e riachos urbanos.

Ainda segundo os autores as medidas de controle podem, também, ser organizadas, de acordo com a sua ação sobre o hidrograma, em:

- **Infiltração e percolação:** normalmente, cria espaço para que a água tenha maior infiltração e percolação no solo, utilizando o armazenamento e o fluxo subterrâneo para retardar o escoamento superficial;
- **Armazenamento ou detenção:** através de reservatórios, que podem ser desde o tamanho adequado para o uso numa residência até terem porte para a macrodrenagem urbana. O efeito do reservatório é o de reter parte do volume do escoamento superficial, reduzindo o seu pico e distribuindo a vazão no tempo;
- **Aumento da eficiência do escoamento:** através de condutos e canais, drenando áreas inundadas. Esse tipo de solução tende a transferir enchentes de uma área para outra, mas pode ser benéfico quando utilizado em conjunto com reservatórios de detenção;
- **Diques e estações de bombeamento:** solução tradicional de controle localizado de enchentes em áreas urbanas que não possuam espaço para amortecimento da inundação.

Podem, ainda, haver **estruturas mistas**, que trabalham com armazenamento e infiltração ao mesmo tempo, depende da concepção da obra ou dispositivo. Por fim, as medidas de controle, podem, segundo a SUDERHSA (2000), ser divididas em medidas **compensatórias**, que compensam o efeito da impermeabilização, por exemplo, uma estrutura que devolve a bacia a capacidade de infiltração reduzida pelo aumento da área impermeável; e **alternativas**, medidas de substituição das soluções tradicionais.

2.3.3. Medidas de controle com infiltração

São estruturas que objetivam devolver à bacia a capacidade de infiltração e percolação perdida pela impermeabilização. Estas estruturas possuem a grande vantagem de promover a recarga do aquífero, que fica impossibilitada pela urbanização (Urbonas e Stahre, 1993).

Porém, a recarga dos aquíferos pode se tornar uma desvantagem, pois, dependendo do estado do escoamento, esta característica pode se tornar uma fonte de contaminação para as águas subterrâneas. Por este motivo, SUDERHSA (2000) não recomenda a instalação de estruturas de infiltração em zonas industriais pelo perigo de contaminação com substâncias químicas, pesticidas e derivados de petróleo, como também indica que não devem ser posicionadas próximas a captações de água de poços.

As estruturas de infiltração podem ser projetadas de forma a serem “invisíveis” no arranjo urbanístico, estando descobertas ou cobertas com grama ou com um revestimento permeável. Isso permite uma boa integração com o espaço urbano, podendo ser implantadas em praças, parques, ao longo de calçadas ou ruas.

Urbonas e Stahre (1993) também citam o problema da colmatação das estruturas, por isso os sedimentos são a maior restrição a seu uso. Este problema atinge tanto o solo como o geotêxtil que envolve a estrutura, embora este último possa ser trocado com relativa facilidade (CETE, 1993). Por este motivo SUDERHSA (2000) não recomenda a aplicação desta técnica em locais onde há movimentação de terra, pois isso trará um aporte de sedimentos não desejado. Uma possível solução é dispor de uma estrutura de montante para remoção de sedimentos.

As principais estruturas de controle com infiltração são as trincheiras de infiltração, os pavimentos permeáveis, as valas de infiltração e os poços de infiltração.

Trincheira de infiltração

As trincheiras de infiltração são dispositivos de drenagem do tipo controle na fonte e têm seu princípio de funcionamento no armazenamento da água por tempo suficiente para sua infiltração no solo. São dispositivos lineares, ou seja, possuem comprimento extenso em relação à largura e a profundidade (SUDERHSA, 2000). Elas funcionam como um reservatório convencional de amortecimento de cheias, tendo um desempenho melhorado devido ao favorecimento da infiltração e conseqüente redução dos volumes escoados e das vazões máximas de enchentes.

Estas estruturas são constituídas por valetas preenchidas por material granular (seixo, brita ou outro). Um filtro de geotêxtil é colocado envolvendo o material de enchimento, sendo recoberto por uma camada de seixos, formando uma superfície drenante. Além da função estrutural, o geotêxtil impede a entrada de finos na estrutura, reduzindo o risco de colmatção, podendo ainda funcionar como filtro anticontaminante. (Balades et al., 1998 apud Cruz et al., 1999).

Outra importante função deste dispositivo é a de promover o tratamento do escoamento pela infiltração no solo. Para isso, é necessário que a taxa de infiltração no solo não seja muito alta, possibilitando assim a filtragem e a remoção dos poluentes. Porém, SUDERHSA (2000) indica que uma carga alta de poluição (por exemplo, esgoto cloacal) não pode chegar na trincheira uma vez que ela não tem capacidade para tratar estes fluxos por meio da infiltração no solo; escoamentos muito poluídos devem ser desviados para conveniente tratamento ou despejo sem passar pelas trincheiras.

Nascimento (1996) apud Souza e Goldenfum (1999) cita que as vantagens na utilização deste tipo de estruturas são as seguintes:

- diminuição ou eliminação da rede de microdrenagem local: o volume de água que seria direcionado para estas redes será infiltrado a partir da trincheira;
- evita a reconstrução da rede a jusante em caso de saturação: esta solução não transfere para jusante o excesso de volume gerado após a impermeabilização pela urbanização;

- baixo custo de implantação;
- reduz a poluição das águas superficiais pela redução do transporte de lixo e poluentes.

Diversas dificuldades se apresentam para a utilização destas tecnologias, indo desde o desconhecimento dos processos hidrológicos envolvidos até aspectos de planejamento e estratégia de implantação, como, por exemplo, a inexistência de estudos de custos de implantação, operação e manutenção que possibilitem a avaliação do interesse econômico (Baptista et al., 1998).

Pavimento permeável

Urbonas e Stahre (1993) afirmam que o pavimento permeável é uma alternativa de dispositivo de infiltração onde o escoamento superficial é desviado através de uma superfície permeável para dentro de um reservatório de pedras localizado sob a superfície do terreno. Os autores classificam os pavimentos permeáveis, basicamente, em três tipos: pavimento de asfalto poroso; pavimento de concreto poroso; e pavimento de blocos de concreto vazados preenchidos com material granular, como areia ou vegetação rasteira, como grama.

A camada superior dos pavimentos porosos (asfalto ou concreto) é construída similarmente aos pavimentos convencionais, com a diferença básica que a fração da areia fina é retirada da mistura dos agregados na confecção do pavimento. Os blocos de concreto vazados são colocados acima de uma camada de base granular (areia). Filtros geotêxteis são colocados sob a camada de areia fina para prevenir a migração desta para a camada granular (Araújo, 1999).

A utilização dos pavimentos permeáveis, em um contexto geral, pode proporcionar uma redução dos volumes escoados e do tempo de resposta da bacia para condições similares às condições de pré-desenvolvimento e até mesmo, dependendo das

características do subsolo, condições melhores que as de pré-desenvolvimento, desde que sejam utilizados racionalmente, respeitando seus limites físicos, e conservados periodicamente (trimestralmente) com uma manutenção preventiva, evitando assim o entupimento. A utilização do pavimento permeável pode resultar em menores custos e um sistema de drenagem mais eficiente (Cruz et al., 1999).

Há, também, vantagens no que se refere a um maior conforto ambiental, possibilitado por um menor ruído de tráfego e menor número de poças d'água, e conseqüentemente menor risco de aquíplanagem. (SUDERHSA, 2000).

A baixa resistência mecânica das camadas superiores normalmente utilizadas nos pavimentos permeáveis dificulta a sua utilização em pistas de rolamento de veículos, principalmente onde há tráfego de veículos pesados. Por este motivo, SUDERHSA (2000) recomenda a utilização deste tipo de pavimento em locais como: vias de tráfego leve, estacionamentos, calçadas, praças e quadras de esporte.

Azzout et al. (1994), consideram uma variante desta estrutura, onde a saída d'água do reservatório de pedras não se dá por infiltração, mas sim para a rede de drenagem, funcionando este como uma estrutura de retenção e não de infiltração. Esta alternativa pode ser utilizada sobre solos com pouca permeabilidade ou sensíveis à presença de água.

Vala de infiltração

As valas de infiltração constituem um sistema de condução, formado por depressões lineares, gramadas ou com solo nu, funcionando como um canal, promovendo uma desaceleração do escoamento e possibilitando a infiltração parcial da água do escoamento superficial. (Schueler et al., 1992).

Os autores recomendam a construção de pequenas barragens (“*check dams*”) para favorecer a infiltração e a conseqüente remoção de poluentes por filtração. SUDERHSA (2000) recomenda que o excesso do escoamento superficial, ou seja, a parte não infiltrada, seja destinada à rede pluvial.

Quanto à remoção de poluentes, Whalen e Callum apud Schueler (1987) afirmam que, quando o solo abaixo da vala de infiltração tem alta taxa de infiltração, este dispositivo remove eficientemente mais de 80% dos poluentes normalmente encontrados nas águas provenientes do escoamento superficial. Porém, na maioria dos casos, esta eficiência é um pouco menor.

Como na maioria das estruturas de controle, existem variantes das valas de infiltração. Azzout et al. (1994) propõem uma vala de retenção que é uma alternativa para solos pouco permeáveis, onde há barragens que regularizam a vazão por orifícios.

SUDERHSA (2000) recomenda a utilização destas valas em lotes residenciais, loteamentos e parques, porém as valas devem ter uma declividade máxima de 5%, para evitar velocidades de escoamento acentuadas, o que dificulta a infiltração. Desta forma as valas podem substituir a canalização convencional.

Poço de infiltração

Um poço de infiltração é uma estrutura de controle destinada ao armazenamento e favorecimento da infiltração da água proveniente do escoamento superficial. É semelhante a uma trincheira de infiltração, sendo que este não é uma estrutura linear e sim pontual e vertical, que possibilita a infiltração na direção radial. (CETE, 1993).

O poço pode ser preenchido com material poroso, ou também pode ser executado sem preenchimento, sendo neste caso necessário que se estabilizem as paredes do poço. Segundo CETE (1993) a escolha pelo tipo e/ou presença de preenchimento fica a critério do volume necessário para o armazenamento. Azzout et al. (1994) definem uma variante do poço de infiltração que é o poço de injeção, que ocorre quando o poço se estende até o lençol freático.

Os poços de infiltração se adequam muito bem ao contexto urbano, pois ocupam pouco espaço e podem até, passar despercebidos. Algumas características interessantes deste sistema são listadas por SUDERHSA (20000), e entre elas destacam-se a pequena capacidade de armazenamento dos poços, mas em compensação a facilidade de associá-los a outras estruturas, como trincheiras, pavimentos ou valas, buscando camadas do solo mais profundas e com maior permeabilidade (Azzout et al., 1994).

2.3.4. Medidas de controle com detenção

São estruturas compensatórias que se propõem a restituir à bacia o armazenamento natural perdido após o processo de urbanização. Em alguns casos, estes reservatórios podem, além de restituir a capacidade de armazenamento, também facilitar a infiltração das águas de escoamento no solo, funcionando como estruturas mistas. Os reservatórios aqui apresentados podem ser projetados para qualquer cenário de abrangência espacial, desde a macrodrenagem até as aplicações na detenção na fonte. Também é possível um arranjo paisagístico urbano que aproveite as áreas destinadas a detenção como áreas de lazer, por exemplo: quadras de esporte, pistas de patinação, entre outros usos.

Microrreservatório

O microrreservatório é uma estrutura de detenção para controle na fonte, que vai atuar no próprio local onde o escoamento é gerado. Este dispositivo pode captar as águas de todo o lote ou apenas dos telhados (Genz, 1994).

São estruturas simples, em forma de caixas semelhantes às utilizadas para abastecimento. Podem ser executadas em diversos tipos de material, por exemplo: concreto, alvenaria, PVC, ou outro material. Possuem uma estrutura de descarga como orifício. Normalmente são enterrados, porém, se houver limitação de altura por conta da rede de drenagem podem ser aparentes e participar do projeto paisagístico do lote. Uma descrição detalhada deste dispositivo é apresentada no capítulo 3.

As grandes vantagens da utilização deste sistema são os pequenos volumes necessários para o amortecimento dos hidrogramas de cheia e a alta eficiência do sistema (Genz, 1994 e Cruz, 1998). Uma desvantagem é que os custos de implantação e manutenção podem ser altos (O'Loughlin et al., 1995).

Telhado reservatório

Este dispositivo é uma alternativa que visa compensar o efeito da impermeabilização, utilizando para isso a própria estrutura impactante, ou seja, o telhado que impermeabiliza a área. Segundo Azzout et al. (1994) o telhado reservatório funciona como um reservatório que armazena provisoriamente a água das chuvas e a libera gradualmente para a rede pluvial, através de um dispositivo de regulação específico.

Pode ser previsto um preenchimento com cascalho visando o conforto térmico, porém o volume de armazenamento diminui. Também podem ser previstas variantes que associam o papel de telhado reservatório com o de telhado jardim, com um preenchimento com solo e plantas (SUDERHSA, 2000).

Segundo Azzout et al. (1994), as vantagens da utilização do telhado reservatório num controle local do escoamento pluvial incluem economia na rede pluvial, diminuição de riscos de inundação no lote e uma conveniente adequação nas áreas urbanizadas, pois apenas agrega uma função a uma estrutura (telhado) que existiria de qualquer forma. Mas não se podem esquecer as desvantagens como o aumento da frequência de manutenção do telhado, a restrição de uma inclinação máxima (2%), a maior dificuldade de adaptação de telhado já existente, um custo eventualmente alto demais, e a necessidade de executores especializados.

Reservatórios na macrodrenagem: bacia de detenção, de infiltração e de retenção

Bacias de detenção são reservatórios mantidos secos durante a estiagem. O princípio de funcionamento é o mesmo descrito para os microrreservatórios de controle na fonte. Podem ser escavados ou formados por barragens. Em alguns casos, o descarregador de fundo pode trabalhar com infiltração, criando as bacias de infiltração (Schueler, 1987).

As áreas destinadas a volume de detenção podem fazer parte do arranjo urbanístico das cidades, podendo ser praças ou quadras de esporte, assim como as estruturas apresentadas no início deste capítulo.

Quanto à utilização da detenção na macrodrenagem, Pedrosa (1996) realizou um estudo sobre a bacia do Tabuleiro dos Martins, em Maceió (AL), que tem uma área de 40km², e o autor concluiu que os resultados obtidos indicaram que para reduzir significativamente os picos dos hidrogramas não foi preciso recorrer a grandes áreas: a redução para os limites de pré-ocupação utilizou, apenas, 1% da área drenada.

Como uma alternativa para não perder o valioso espaço no contexto urbano podem ser previstas bacias de detenção subterrâneas, que têm o mesmo princípio de funcionamento, porém são enterradas (CETE, 1993). Em alguns casos os volumes necessários para a reservação podem ser muito grandes, gerando custos de escavação elevados, tornando estes sistemas economicamente inviáveis (SUDERHSA, 2000). Outro inconveniente deste sistema se refere ao perigo de afogamentos uma vez que sua resposta é muito rápida e é possível haver pessoas ocupando aquela área (Barbosa, 1996).

Com o objetivo de também controlar a qualidade da água, pode-se propor bacias de retenção, que são bacias projetadas para não esvaziar completamente entre uma enxurrada e outra, atuando assim no controle dos poluentes (sedimentos, lixo e esgotos) presentes nas águas escoadas (Schueler et al., 1992). Estas bacias de detenção também podem ser aproveitadas no arranjo paisagístico em parques e praças com um lago onde podem ser disponibilizados equipamentos de lazer. Porém, este uso pode ser impossibilitado pela ocorrência de uma carga poluidora muito alta e que provoque maus odores na região.

3. MICRORRESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO PARA CONTROLE NA FONTE

Por se tratarem das estruturas em estudo neste trabalho, os microrreservatórios de retenção para controle na fonte são aqui apresentados em destaque em relação as outras medidas de controle. A apresentação aqui feita inclui: uma definição deste sistema de drenagem urbana; exemplos de aplicações; análises de resultados de pesquisas envolvendo este dispositivo; outros usos deste sistema, como estruturas mistas de retenção e infiltração; além de critérios para o dimensionamento dos microrreservatórios. Estes elementos são tratados, na literatura técnico-científica, por OSD (*On-site Stormwater Detention*), neste trabalho, será utilizado MR (microrreservatórios).

3.1. PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS

Os microrreservatórios de retenção são dispositivos armazenadores da água precipitada, que atuam no sentido de permitir o retardo do tempo de concentração, atenuando o pico dos hidrogramas de saída, possibilitando a recuperação da capacidade de amortecimento perdida pela bacia devido à impermeabilização (Loganathan et al., 1985). SUDERHSA (2000) propõe o uso destes dispositivos para a laminação de enxurradas produzidas em lotes urbanos, residenciais e comerciais, com algumas centenas de m² de área de cobertura. Estes MR são estruturas simples, conforme a Figura 3.1, em forma de caixas semelhantes às de abastecimento, podendo ser de concreto, alvenaria ou outro material. Possuem um dispositivo de saída tipo orifício (estrutura de descarga) que permite o escoamento de uma vazão limite pré-determinada. Há também um dispositivo de emergência para saída dos excessos de volumes no caso de cheias superiores a de projeto, que pode extravasar para a superfície do lote, para o sistema de drenagem superficial (sarjetas) ou diretamente para a rede pluvial, como mostra a Figura 3.2. A Figura 3.1 também indica uma abertura, no topo, para manutenção.

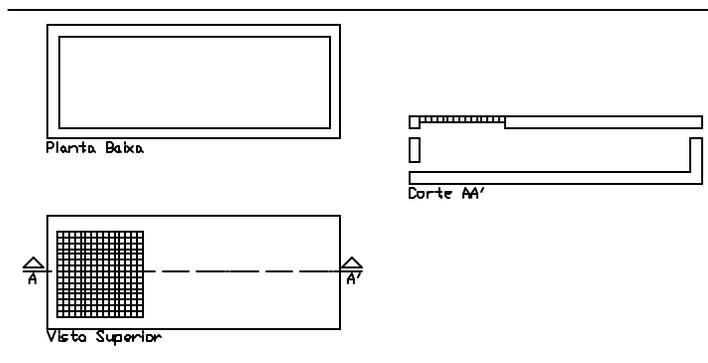


Figura 3.1 – Esquema do MR

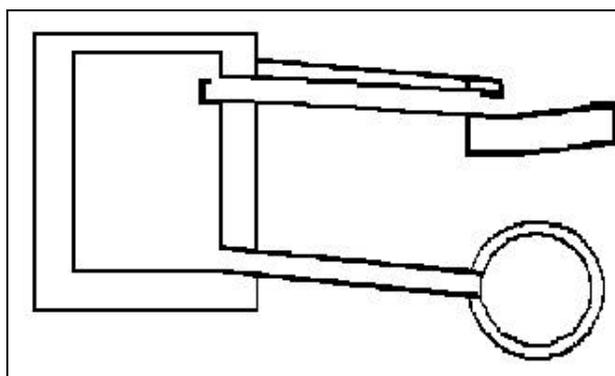


Figura 3.2 – Esquema do MR com saída para rede e para sarjeta (adaptado de Nicholas, 1995)

O'Loughlin et al.(1995) fizeram um estudo na cidade de Sydney, Austrália, onde analisaram o uso de MR. O sistema consiste em um dispositivo de detenção na saída de unidades de habitação, variando de acordo com o tipo de construção, indo desde áreas abertas até reservatórios subterrâneos. Após discussão mais aprofundada sobre o uso de MR, os autores enumeram características de sua aplicação, tais como:

- MR previne impactos adversos do desenvolvimento, restaurando o armazenamento natural perdido;
- Não transfere para jusante os impactos da urbanização;
- O sistema é eqüitativo, já que coloca a responsabilidade do controle para quem implementa a urbanização e se beneficia dela;

- Problemas são resolvidos na fonte onde ocorrem, e as soluções não são postergadas;
- Regras simples e efetivas podem ser desenvolvidas a partir de estudos e modelagens;
- MR permite uma base para controle da qualidade da água, porém não remove poluentes dissolvidos e agregados aos sedimentos;
- Os regulamentos são ainda inadequados e critérios e métodos de projeto são usualmente muito simplificados;
- Sob algumas condições hidrológicas, armazenamentos localizados nas partes mais baixas das bacias podem aumentar as taxas de escoamento a jusante devido aos hidrogramas retardados;
- A manutenção é o maior problema, pois impõe obrigações financeiras muito pesadas aos proprietários, tornando o sistema não-econômico;

Analisando as características listadas anteriormente pode-se tirar algumas conclusões a respeito da utilização do sistema de MR. A primeira delas é que o sistema é potencialmente eficiente, uma vez que pode resolver o problema gerado pela urbanização, sem transferi-lo espacialmente. Porém sua implantação deve ser planejada, para evitar o agravamento de problemas já críticos. Isso fica bem claro na característica que restringe o uso do MR sob algumas condições hidrológicas. Outro problema se refere aos custos envolvidos na implantação e na manutenção do sistema. Vários autores citam a vantagem de transferir a responsabilidade sobre o controle da drenagem urbana para o proprietário da obra impactante, desonerando o poder público, porém este comportamento pode gerar obrigações financeiras diretas muito pesadas para o usuário. Portanto devem ser previstos, por parte do governo municipal, incentivos fiscais e econômicos (redução de IPTU, por exemplo) às unidades que implementarem melhorias como a adoção das medidas de controle na fonte.

Ainda segundo os autores, em Sydney, o conselho municipal tem amplos poderes legais sobre a imposição de MR, que pode ser incorporada às aprovações de construções e a convenções governamentais de uso da propriedade. Na cidade de São Paulo, um projeto de lei da Câmara Municipal pretende tornar obrigatória a execução de MR para coletar as água das superfícies impermeáveis superiores a 500m² (São Paulo, 1997).

Uma grande restrição a este sistema, além dos elevados custos e implantação e manutenção, se refere a regiões com altos índices pluviométricos ou onde o planejamento e controle é muito rígido (obrigando os projetos a adotarem tempos de retorno muito altos), que implicariam em volumes de reservação muito elevados. Outro problema é que nenhum tipo de MR suporta escoamentos muito poluídos, pois a capacidade de depuração é muito baixa. Sedimentos também podem prejudicar o desempenho dos dispositivos.

3.2. EXEMPLOS DE UTILIZAÇÃO

O MR vêm sendo propostos por vários autores ao longo do tempo e para várias cidades do mundo: Tsuchiya (1978) e Sugio et al. (1995) no Japão, Schilling (1982) e Fuchs (1984) na Alemanha, Holmstrand (1984) na Suécia, O'Loughlin et al. (1995) e Nicholas (1995) em Sydney na Austrália. Pode-se observar que o sistema é utilizado em cidades de vários países, porém uma maior aplicação ocorreu na Austrália, onde os microrreservatórios vêm sendo discutidos desde 1976 e adotados desde 1980 (O'Loughlin et al., 1995).

No Brasil ainda são escassos os trabalhos sobre a utilização e a modelagem dos MR. Nesta linha destacam-se três estudos numéricos realizados no Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS: os trabalhos de Genz (1994), Barbosa (1996) e Cruz (1998) que serão descritos a seguir. Fica ainda, como os próprios autores sugerem, a necessidade de estudos experimentais como o do presente trabalho.

Tsuchiya (1978) descreve que no Japão os MR já são obrigatórios há duas décadas, uma vez que naquele país os problemas de cheias decorrentes da urbanização eram cada vez mais frequentes. Cerca de 62% destes reservatórios são residenciais, e ocupam cerca de 1 ou 2% da superfície controlada.

Schilling (1982) fez um estudo na cidade de Hildesheim, Alemanha, onde analisou o comportamento de MR conectados com o tubo de queda do telhado. O reservatório tem um volume de $0,5\text{m}^3$, com estrutura de descarga de 2cm de diâmetro, e ainda um extravasor no topo, conforme Figura 3.3. Foi simulada uma área de 2,69ha com 0,78ha de telhado, ou seja 29% de área impermeabilizada por telhados. Foram utilizados 140 MR e para um tempo de retorno de 5 anos, foi obtida uma redução na vazão de pico da ordem de 50%. Para tempos de retorno menores, da ordem de 1 ano, esta redução chega a 80%.

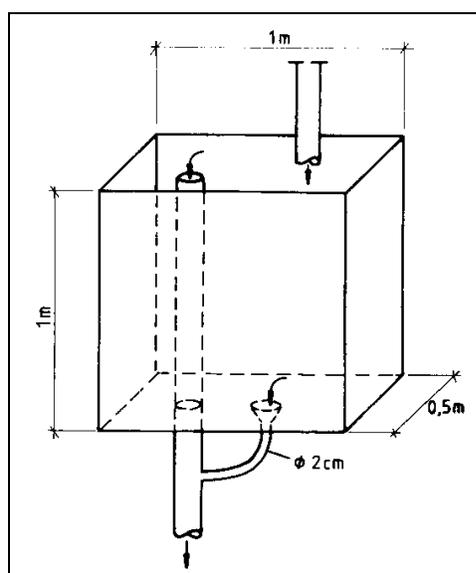


Figura 3.3 – MR proposto por Schilling (1982)

Sugio et al. (1995) simularam a utilização de MR em pequenas bacias urbanas e conseguiram significantes reduções de pico e aumento do tempo de resposta das bacias. A região de estudo foi uma bacia urbana de $3,54\text{km}^2$ com ocupação residencial e comercial em Miyazaki no Japão. O autor comparou a atuação de estruturas de detenção nos lotes com um canal, e discute o percentual de área controlada por MR, o tamanho e a localização dos reservatórios.

O'Loughlin et al. (1995) pesquisaram a utilização do sistema em Sydney, na Austrália. Os autores mostram o aumento no número de municípios que adotaram o sistema em tão pouco tempo: 40 em 1995, sendo que em 1991 eram só 2. As grandes cidades do país, em seu desenvolvimento optaram por uma política que incentiva a ocupação múltipla dos lotes, com duas e até três unidades habitacionais e/ou comerciais, gerando altas densidades habitacionais, de modo se aproveitar o pequeno espaço disponível. Essa política de ocupação (como já mencionado) gera impactos que devem ser remediados de modo que os MR rapidamente passaram a ser exigidos pelos conselhos municipais. O conselho da bacia do alto Parramatta (UPRCT), em seu manual sobre MR (UPRCT, 1994), recomenda instalações típicas como as mostradas na Figura 3.4. Trata-se de um MR ligado paralelamente a saída para a rede de esgotos pluviais, dessa forma o reservatório só é utilizado quanto a vazão de saída do lote ultrapassa o limite estabelecido pelo conselho municipal, este tipo de MR é tratado na literatura por *off-line*. Os autores citam que há cerca de 3.500 sistemas de MR (em 1995) instalados em Sydney, dos quais, 40% são recentes e possuem volumes de detenção entre 200 e 500m³/ha. Os autores concluem que os MR contribuem de maneira eficiente na redução do escoamento.

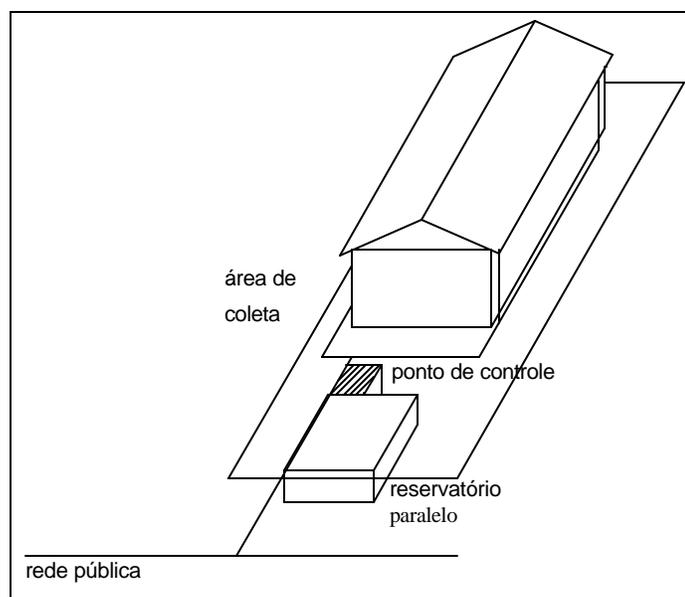


Figura 3.4 – Instalação típica de um MR em Sydney (adaptado de O'Loughlin et al., 1995)

A vantagem da utilização do reservatório paralelo refere-se a uma melhoria na qualidade das águas armazenadas no MR, uma vez que o escoamento mais poluído, o inicial, vai direto para a rede, e só depois o MR passa a operar.

Nicholas (1995) apresenta uma série de melhorias que podem ser feitas ao MR de modo a evitar os erros cometidos no início da aplicação do sistema em Sydney. A Figura 3.5 mostra estas técnicas para a melhoria do sistema. A principal delas se refere ao aumento da descarga inicial, possibilitada pela divisão do MR em duas câmaras, o autor chamou esta propriedade de HED (“*high early discharge*” que significa alta descarga inicial). A primeira câmara, a menor, é a que recebe a escoamento superficial. Devido a sua pequena área, o nível sobe rapidamente, e logo no início do escoamento o reservatório está operando bem próximo à vazão limite. Só então o escoamento passa para a segunda câmara, que funciona como um MR paralelo, pelo vertedor que é a parede que divide as câmaras. Quando há um alívio de pressão na primeira câmara a válvula da segunda se abre, permitindo o escoamento do volume armazenado. Esta técnica diminui o tempo de detenção, o que é muito importante em eventos de longa duração, e pode também diminuir os volume necessários para a detenção. A Figura 3.6 mostra como o reservatório se comporta sem a HED (a) e com esta técnica implementada (b). Percebe-se a redução de volume necessário para detenção que o uso da técnica permite. O autor comparou os dois sistemas e concluiu que a diferença varia de 18% a 16% para mais no caso de não se utilizar HED.

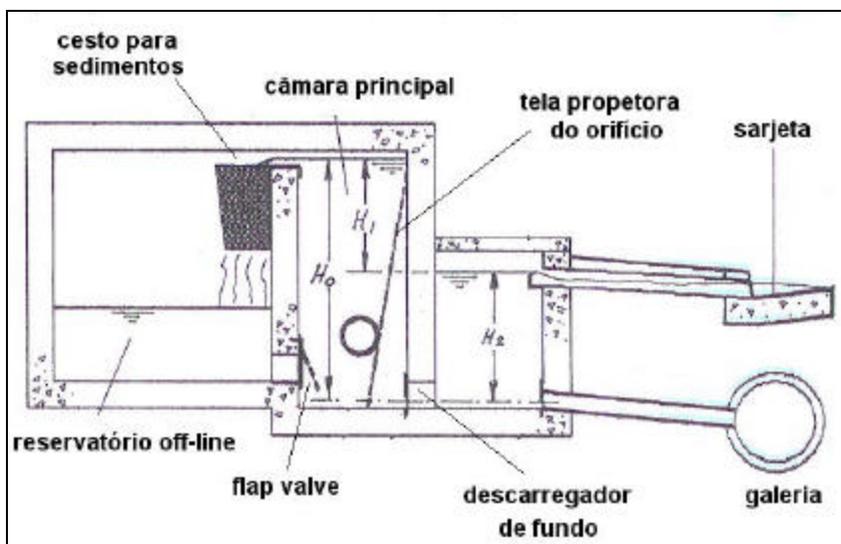


Figura 3.5 – Técnicas utilizadas para a melhoria dos MR (adaptado de Nicholas, 1995)

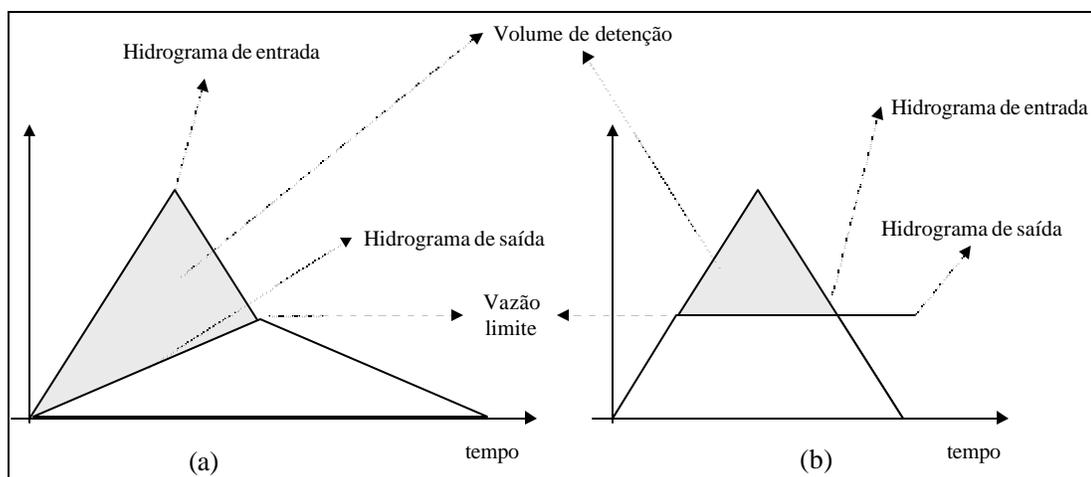


Figura 3.6 – Hidrogramas no MR convencional (a) e com HED (b)

Genz (1994) utilizou um modelo hidrológico (onda cinemática) para simular um lote padrão de ocupação urbana com 360m^2 na cidade de Porto Alegre. Com variação das taxas de áreas impermeáveis e com alterações nos tipos de cobertura do solo, o autor verificou os diversos valores de vazão de saída dos lotes, buscando então a introdução de estruturas de amortecimento para retorná-los às condições de pré-ocupação, ou seja sem nenhuma área impermeável. Foram simuladas duas situações: a primeira, utilizou um reservatório na saída do lote e a segunda, dois reservatórios, um em cada saída do telhado. Os reservatórios apresentavam área de $1,5 \times 1,5\text{m}$, e profundidade de $0,95\text{m}$, apresentando vertedor na parte superior e orifícios na parte inferior, totalizando um volume de $2,14\text{m}^3$. Seus resultados mostraram que, para eventos com 5 anos de tempo de retorno, dois reservatórios na saída do telhado, podem reduzir a vazão do escoamento superficial aos limites de pré-ocupação do lote, ainda que este seja totalmente ocupado.

Barbosa (1996), baseando-se no trabalho de Genz (1994), comparou duas formas de retenção das águas pluviais num loteamento de Porto Alegre: um reservatório único para todo o loteamento ou dois microrreservatórios por lote. O loteamento tem uma área de $6,7\text{ha}$. A autora concluiu que o reservatório único possui a vantagem dos menores custos globais de implementação e manutenção, porém, necessita de uma área maior e exige uma preocupação maior com a segurança, devido à profundidade e no tocante à qualidade das águas acumuladas.

Cruz (1998) analisou seis tipos de estruturas de retenção localizadas em lotes hipotéticos da cidade de Porto Alegre. O autor buscou a utilização de estruturas subterrâneas e a céu aberto, de fácil construção e constituídas por materiais de aquisição facilitada. Os MR estudados foram:

1. MR lacrado, retangular, com 1m de profundidade (Figura 3.7a);
2. MR lacrado, retangular, com 0,40m de profundidade (Figura 3.7b);
3. MR lacrado, cilíndrico, com 0,60m de diâmetro (Figura 3.7c);
4. MR aberto, gramado (Figura 3.8a);
5. MR com infiltração, retangular, com 1m de profundidade (Figura 3.8b); e
6. MR com infiltração, retangular, com 0,40m de profundidade (Figura 3.8c).

Foi utilizado um modelo chuva-vazão com o método da onda cinemática, admitindo chuvas de 2 e 5 anos de tempo de retorno. Os níveis de impermeabilização variaram de 50% a 100%. O trabalho mostrou que todos os dispositivos foram eficientes na redução dos valores de vazões de pico dos hidrogramas simulados, obtendo algumas vezes reduções maiores que as necessárias sem grande variação de volume. Como exemplo, cita-se que para um lote de 600m^2 , totalmente ocupado, necessita-se de um reservatório de 2,0 a $2,5\text{m}^3$, para abater completamente a vazão máxima. Se considerada uma profundidade de 1m, o reservatório ocupa menos que 1% da área total do lote.

Pilar e Biain (2000), seguindo o trabalho de Cruz (1998), simularam uma área de 500m^2 , com declividade de 1% e totalmente impermeável, em Resistência, na Argentina. Os autores utilizaram um modelo de otimização para minimizar a área do reservatório com a restrição de lâminas inferiores a 45cm, devido as características topográficas do local de aplicação. Foram obtidas reduções nas vazões de pico entre 25% e 63%. Os reservatórios ocuparam entre 2% e 4% da área de captação. Também seguindo o trabalho de Cruz (1998), Agra e Tucci (1999) simularam o desempenho dos MR para chuvas de projeto de duração maiores que as simuladas pelo autor, como 60min. Os autores concluíram que os reservatórios foram eficientes no controle dos escoamentos gerados por estes hietogramas.

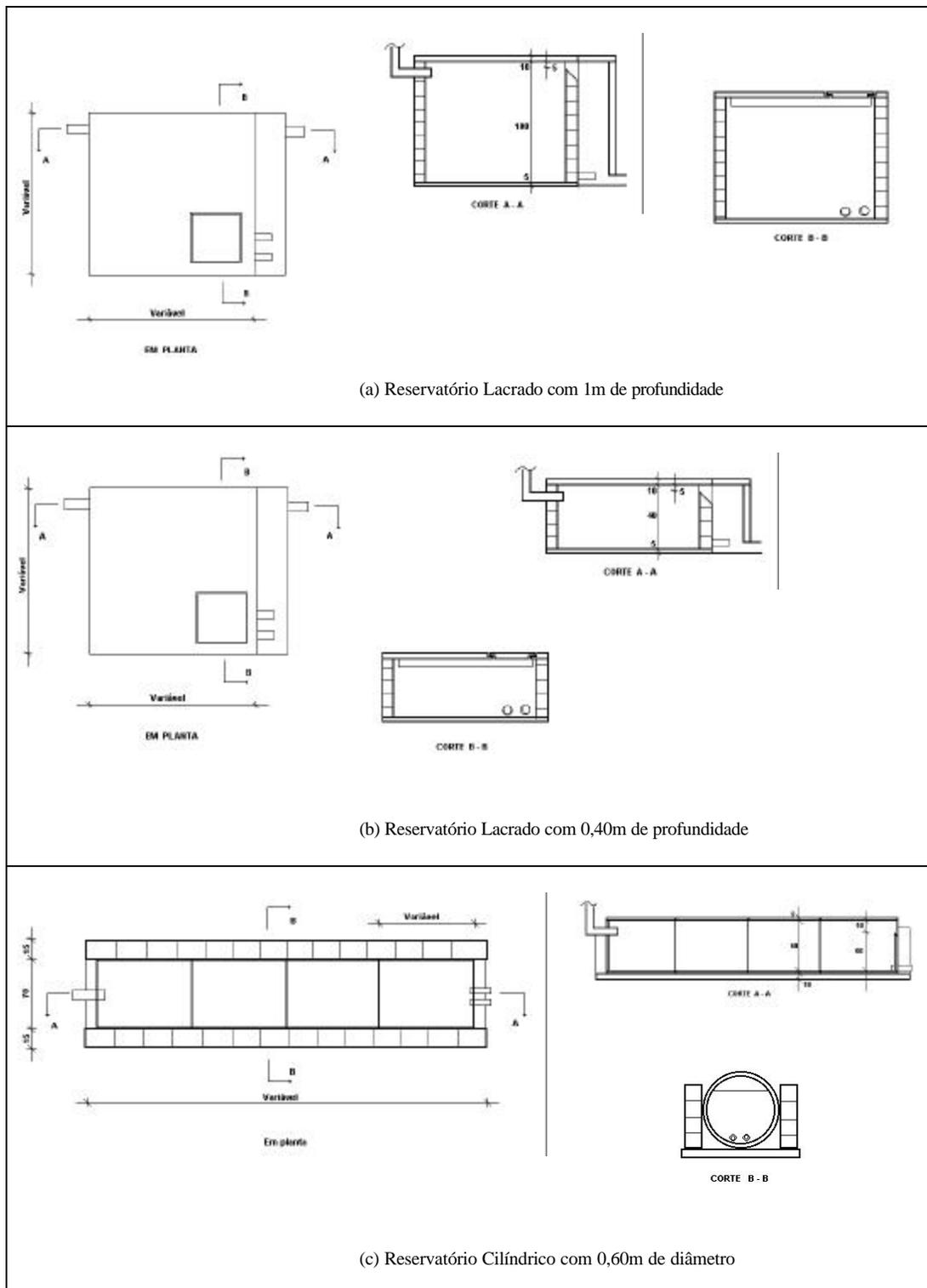


Figura 3.7 – Reservatórios lacrados estudados por Cruz (1998)

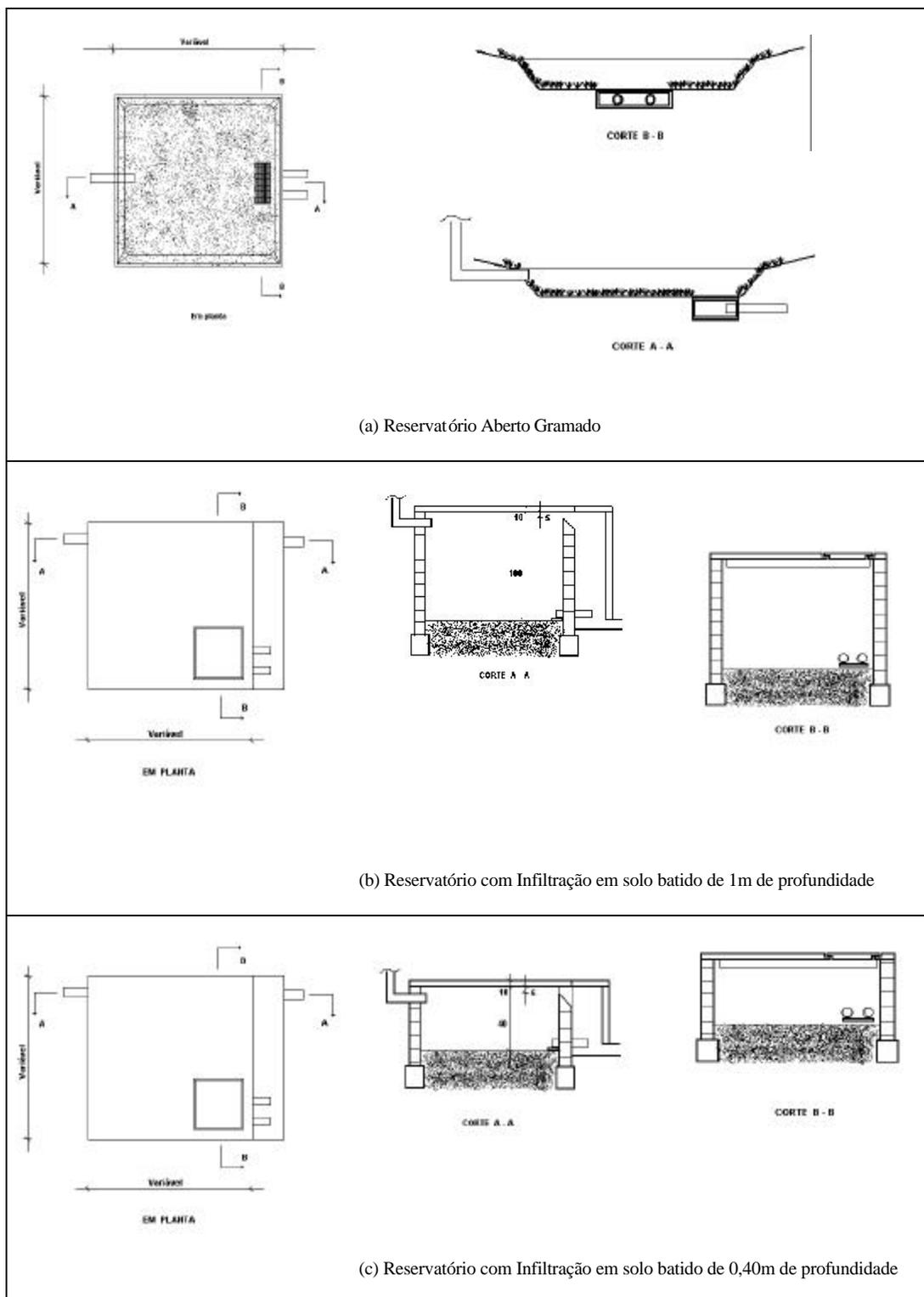


Figura 3.8 – Reservatórios com infiltração estudados por Cruz (1998)

Schueller (1987) propõe um MR poroso, ou seja com capacidade de infiltração (Figura 3.9). Na verdade este sistema se comporta como uma estrutura mista com detenção e infiltração, entre um MR e um poço de infiltração. O reservatório com infiltração proposto por Cruz (1998) não possibilita grande saída d'água por este mecanismo, uma vez que o tempo de detenção é muito curto e que a infiltração pelo fundo do reservatório é bastante prejudicada pela colmatação dessa camada pelos sedimentos carreados para o reservatório. O ideal é que, como numa trincheira de infiltração, este processo se dê pelas paredes do reservatório e não pelo fundo. Botelho (1998) propõe, seguindo a recomendação de Tavares et al., a utilização de um reservatório com capacidade de 10m³, que recebe as águas pluviais e as infiltram, diminuindo os caudais que chegam à rede de microdrenagem, amortecendo as enchentes nas ruas. Há, porém, algumas condições para que se possa adotar este tipo de MR. SUDERHSA (2000) cita quatro delas: solo permeável; nível freático máximo situado, pelo menos, a um metro do fundo do reservatório; solo propício a presença de água; e lote fora de área de risco de poluição do freático.

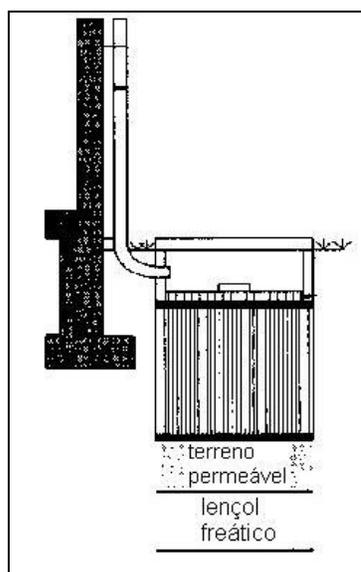


Figura 3.9 – Reservatório com infiltração (CETE, 1993)

O emprego de reservatórios apresenta ainda a possibilidade de outros usos, como abastecimento de água, irrigação de grama e lavagem de superfícies ou automóveis (Cruz et al., 1999). Essas alternativas de uso dos reservatórios são muito interessantes para algumas regiões do país, principalmente a região nordeste, que possui um índice pluviométrico alto,

porém concentrado em alguns meses do ano, de modo que é possível a reservação deste excedente de água para, após um tratamento simplificado, o abastecimento da unidade durante o período de seca.

Desta maneira o reservatório também funciona como uma cisterna, como as da Figura 3.10. Faz-se necessário um estudo mais aprofundado no que se refere à qualidade das águas e veiculação de doenças relacionadas a água antes da adoção de um sistema desta natureza.

Segundo Tucci e Genz (1995), para regiões de pequena capacidade de distribuição de água, o reservatório pode receber a água escoada de telhados, onde é então clorada e utilizada para os usos domésticos. Considerando-se uma superfície de 120m^2 , com uma precipitação anual de 1500mm , é possível obter-se 180m^3 por ano, que representariam cerca de 15m^3 por mês, o suficiente para abastecer uma residência.

Mota (1997) cita que alguns cuidados devem ser observados, no sentido de garantir-se a qualidade da água acumulada em cisternas, entre eles:

- não recolher as primeiras águas precipitadas, pois estas trazem a sujeira da lavagem do telhado;
- deve-se evitar que a água seja retirada da cisterna por meio de baldes, sendo preferível que se utilizem torneiras ou bombas;
- as cisternas devem ser mantidas bem vedadas, para evitar acesso de detritos e animais e a incidência de luz solar;
- as cisternas de forma retangular devem ter os cantos arredondados, para facilitar a limpeza;
- deve-se proceder a limpeza das cisternas, pelo menos, uma vez por ano.

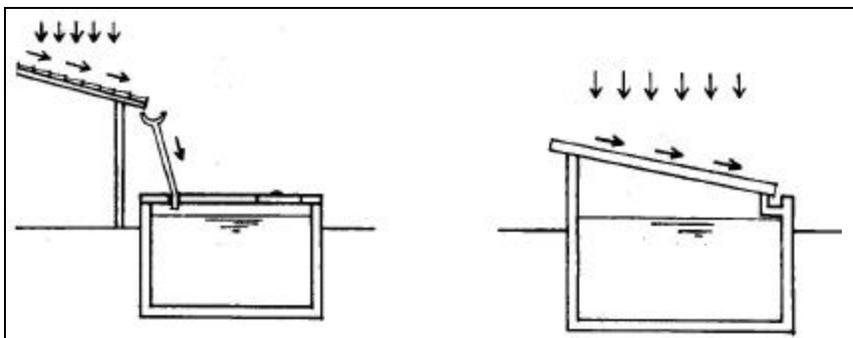


Figura 3.10 – Exemplos de cisternas (Mota, 1997)

3.3. METODOLOGIA PARA O DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento dos MR será descrito compreendendo três etapas. Na primeira é feita a determinação da vazão limite de saída do reservatório; nas fases seguintes ocorre o dimensionamento propriamente dito, com a determinação do volume de detenção, das dimensões do reservatório, e das estruturas de descarga.

3.3.1. Vazão limite

A vazão limite de uma determinada região deve estar prevista no Plano Diretor de Drenagem Urbana e é caracterizada como uma vazão que represente o cenário anterior ao desenvolvimento e urbanização da área em questão. Na literatura técnico-científica internacional o termo vazão limite é conhecido por PSD (*Permissible Site Discharge*).

Normalmente, para o caso de bacias urbanas que possuem área inferior a 2km^2 , esta vazão é determinada pelo método racional, metodologia bastante popular no meio técnico e de fácil aplicação, que só exige o conhecimento da curva IDF de antemão (Silveira, 2000b).

O método racional, descrito em Bidone e Tucci (1995), considera uma relação de proporcionalidade entre a vazão máxima (Q) e o produto da intensidade da precipitação de projeto (i) pela área da bacia (A). A constante de proporcionalidade é o fator que determina a precipitação efetiva, chamado de coeficiente de escoamento (C). A vazão máxima é obtida pela Eq. 3.1.

$$Q = C \cdot i \cdot A \quad \text{Eq. 3.1}$$

Para a determinação da intensidade da chuva de projeto, faz-se uso das relações intensidade – duração – frequência (IDF). Estas relações são definidas para cada posto, Bertoni e Tucci (1993) apresentam curvas como as da Eq. 3.2.

$$i = \frac{a \cdot Tr^b}{(t + c)^d} \quad \text{Eq. 3.2}$$

onde: i : intensidade da precipitação;

a, b, c, d : coeficientes de ajuste da curva;

Tr : tempo de retorno;

t : duração da chuva.

O método racional pressupõe que a duração da chuva é igual ao tempo de concentração da bacia (Silveira, 2000b) e em drenagem urbana, no caso de simulação de lotes urbanos, estes tempos tendem a ser muito baixos (Cruz, 1998).

Para a determinação do tempo de concentração, Germano et al. (1998) ajustaram uma equação de regressão a 12 bacias brasileiras, as mesmas estudadas por Tucci (2000), e obtiveram a Eq. 3.3. Nesta equação, o tempo de concentração (tc) é determinado em função do comprimento do escoamento (L) e da área impermeável (A_{imp}). O coeficiente de determinação obtido foi de 0,82.

$$tc = 5,32 \frac{L^{0,882}}{Aimp^{0,272}} \quad \text{Eq. 3.3}$$

sendo: tc em minutos; L em km; e $Aimp$ em km^2

Segundo Porto (1995), o tempo de concentração também pode ser determinado pela utilização da relação deduzida a partir da teoria da onda cinemática, Eq. 3.4, considerando a chuva com intensidade constante, escoamento turbulento sobre pequenas áreas onde o escoamento sobre a superfície é predominante.

$$tc = 447 \frac{(n \cdot L)^{0,6}}{D^{0,3} \cdot ie^{0,4}} \quad \text{Eq. 3.4}$$

sendo: tc em min; L em km; D (declividade) em m/m; ie (intensidade efetiva) em mm/h; n de Manning.

Outra metodologia indicada pelo autor se refere ao cálculo do tempo de concentração com base na velocidade do escoamento. Esta velocidade pode ser determinada em função da cobertura do solo e da declividade da bacia. A velocidade (v) é determinada pela Eq. 3.5 e o tempo de concentração pela Eq. 3.6.

$$n = k \cdot D^{0,5} \quad \text{Eq. 3.5}$$

sendo: n em m/s; D em m/m; e

k é função da cobertura do solo (Porto, 1995).

$$tc = \frac{L}{n} \quad \text{Eq. 3.6}$$

sendo: tc em min; L em km; n em m/s.

Conforme será visto a seguir, recomenda-se que o tempo de concentração seja determinado utilizando-se a Eq. 3.4 por se a única que considera a precipitação na determinação do tc . Pode-se também utilizar a Eq. 3.6, por ser de mais fácil aplicação e conduzir a resultados semelhantes.

Para a caracterização do hidrograma, o método racional propõe a forma triangular, isósceles, com tempo de base igual a dois tempos de concentração. Vale lembrar que esta metodologia se aplica a áreas pequenas (2km^2), desta forma as simplificações do método não irão gerar grandes erros.

Normalmente, é preferível trabalhar com os valores de vazões específicas (q) dados pela razão da vazão pela área de drenagem. Substituindo a Eq. 3.2 na Eq. 3.1, incluindo o fator de correção de unidades (f), e considerando a duração da chuva igual ao tempo de concentração, obtém-se a Eq. 3.7.

$$q = \frac{fCaTr^b}{(tc + c)^d} \quad \text{Eq. 3.7}$$

O coeficiente de escoamento (C) pode ser estimado em função do tipo e da cobertura do solo. Como foi mostrado no capítulo anterior, vários autores determinaram relações entre seu valor e a densidade habitacional ou o percentual de área impermeável na bacia (Campana e Tucci, 1994; Tucci, 2000; e Schueler, 1987). As relações do coeficiente de escoamento com a área impermeável são do tipo da Eq. 3.8, Schueler(1987) e Tucci(2000) propõem $C_p = 0,05$ e $C_i = 0,95$.

$$C = C_p + (C_i - C_p)AI \quad \text{Eq. 3.8}$$

onde: C : coeficiente de escoamento da bacia;

C_p : coeficiente de escoamento das áreas permeáveis;

C_i : coeficiente de escoamento das áreas impermeáveis;

AI : percentual de área impermeável da bacia.

Uma maneira de determinar o coeficiente de escoamento das áreas permeáveis é ajustando-o com base em características das superfícies da bacia, por exemplo utilizando a separação de escoamento proposta pelo *Soil Conservation Service* (SCS), conforme também recomenda Tucci (2000). Desta forma, C_p pode ser estimado pela Eq. 3.9.

$$C_p = \left[\frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \right] \cdot \frac{I}{P} \quad \text{Eq. 3.9}$$

válida para $P \geq 0,2S$, onde:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad \text{Eq. 3.10}$$

onde: CN é tabelado de acordo com o tipo e a cobertura do solo

Desta forma, determinando o tempo de concentração da bacia, e o cenário de uso do solo que caracterize a pré-ocupação (ou outra situação desejada), de modo a se obter o coeficiente de escoamento, chega-se à vazão limite.

SUDERHSA (2000), considerando uma chuva de 1h de duração, para a região metropolitana de Curitiba (RMC), e considerando um cenário de pré-ocupação de $AI = 0\%$, obteve a Eq. 3.11 que determina a vazão máxima específica em função do tempo de retorno. Para 10 anos a equação fornece $q = 27(\ell/s)/ha$. Utilizando a mesma metodologia para Porto Alegre (Porto Alegre, 2000), considerando uma chuva de projeto com 1 hora de duração e $C_p = 0,10$, chegou-se à Eq. 3.12, que, para um tempo de retorno de 10 anos determina uma vazão limite de $q = 13,9(\ell/s)/ha$. O mesmo documento indica valores utilizados nos Estados Unidos, em Denver, $q = 16,7(\ell/s)/ha$, para $Tr = 10$ anos. Na Austrália o UPRCT (1994) determina uma vazão limite de $80(\ell/s)/ha$ para um Tr de 100 anos.

$$q = 14,94Tr^{0,258} \quad \text{Eq. 3.11}$$

$$q = 8,35Tr^{0,217} \quad \text{Eq. 3.12}$$

onde: Tr é dado em anos e q em $(\ell/s)/ha$.

Genz (1994) adota como vazão limite um cenário de impermeabilização de 56% que corresponde à ocupação do lote pela edificação, obtendo um valor da ordem de 155(ℓ /s)/ha. Cruz (1998) considera, para a determinação vazão limite, o cenário de pré-ocupação no lote, ou seja $AI = 0\%$, e utilizando o modelo da onda cinemática já descrito, em lotes com áreas entre 300m² e 600m², obteve vazões limites da ordem de 115(ℓ /s)/ha, para 2 anos de tempo de retorno, e 150(ℓ /s)/ha, para 5 anos.

Outros métodos e modelos podem ser aplicados para a determinação da vazão de pré-ocupação, tanto para a separação do escoamento como para a propagação do hidrograma. Modelos como o do SCS com hidrograma unitário (utilizado por Tucci, 1998c) ou onda cinemática com a equação de Philip (utilizado por Cruz, 1998). A vantagem da utilização do método racional é a simplicidade de aplicação e difusão no meio técnico. A principal simplificação do método, o hidrograma triangular, não traz problemas nesta fase, onde o que interessa são as vazões máximas.

3.3.2. Volume de detenção

O volume de detenção é definido com o armazenamento máximo necessário para a manutenção da vazão de saída no lote inferior a vazão limite determinada conforme a metodologia do item anterior para a região em estudo, na literatura técnica em língua inglesa esse termo é tratado por SSR: *site storage requirement*.

A equação da continuidade concentrada (Tucci, 1998b), Eq. 3.13, pode ser escrita na forma integral, Eq. 3.14, e a partir daí, o volume de detenção pode ser determinado como sendo o armazenamento máximo, ou seja a máxima diferença entre as curvas de volumes acumulados de entrada e de saída no reservatório. Este método de dimensionamento foi proposto por Urbonas e Stahre (1993) e é chamado de Método da Curva Envelope, ilustrado pela Eq. 3.15 e pela Figura 3.11.

O modelo de armazenamento (Tucci, 1998b), Eq. 3.16, mostra que o armazenamento máximo ocorre no mesmo instante que o pico do hidrograma de saída, e a Eq.

3.13 indica que neste instante os dois hidrogramas de tocam. Desta forma, o volume de detenção é dado pela área entre os hidrogramas na Figura 3.12.

$$\frac{dS}{dt} = I(t) - Q(t) \quad \text{Eq. 3.13}$$

$$S = \int I(t)dt - \int Q(t)dt \quad \text{Eq. 3.14}$$

$$V = S_{\max} = \max \left[\int I(t)dt - \int Q(t)dt \right] \quad \text{Eq. 3.15}$$

onde: S – armazenamento

I – vazões de entrada no reservatório

Q – vazões de saída do reservatório

V – volume de detenção

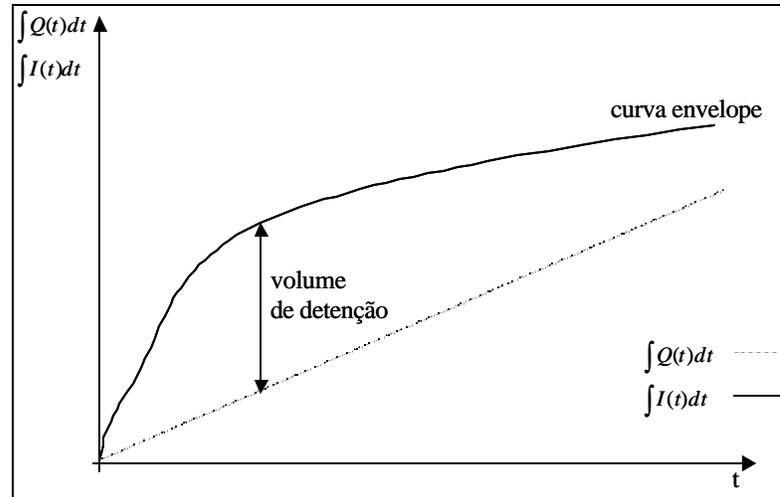


Figura 3. 11 – Método da Curva Envelope para determinação do volume de detenção (adaptado de Urbanas e Stahre, 1993)

$$S = KQ \quad \text{Eq. 3.16}$$

onde: K – parâmetro do modelo do reservatório linear simples (constante)

Supondo que os hidrogramas são triangulares, como propõe o método racional, como os da Figura 3.12, o volume de detenção (V) pode ser obtido pela Eq. 3.17.

$$V = (I - Q)t \quad \text{Eq. 3.17}$$

onde: I – vazão de pico do hidrograma de entrada

Q – vazão de pico do hidrograma de saída

t – tempo de concentração

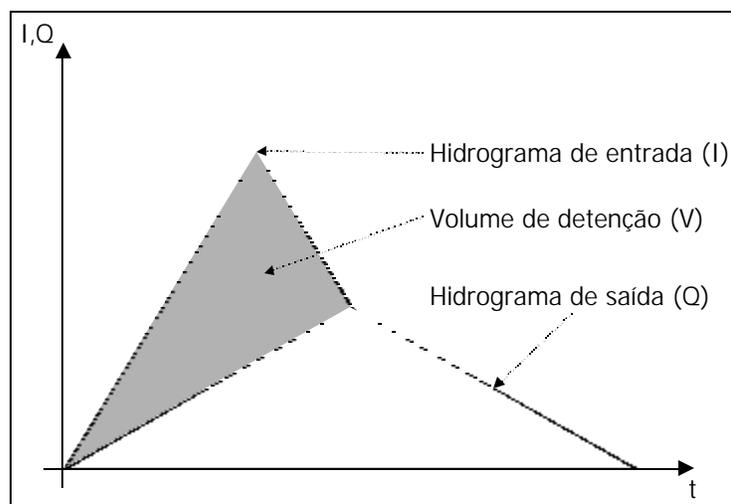


Figura 3.12 – Hidrogramas de entrada e saída no reservatório

Partindo-se da Eq. 3.17, substituindo o pico da vazão de saída (Q) pela vazão limite (q) e a vazão máxima de entrada pela equação do método racional (Eq. 3.1), obtém-se a Eq. 3.18.

$$V = (fCI - q)At \quad \text{Eq. 3.18}$$

O valor do coeficiente de escoamento é obtido de acordo com a área impermeável da bacia. Trabalhando com valores específicos também para o volume (v), e substituindo a relação IDF (Eq. 3.2), obtém-se a Eq. 3.19.

$$v = \left(fC \frac{aTr^b}{(t+c)^d} - q \right) t \quad \text{Eq. 3.19}$$

Baseando-se na Eq. 3.19, Tucci(2000) apresenta uma metodologia para determinar o máximo volume necessário para detenção. A metodologia baseia-se na determinação de qual duração de chuva é mais crítica, para um mesmo tempo de retorno. Ou seja derivando-se a Eq. 3.19 em relação ao tempo para se determinar o ponto de máximo, obtêm-se a Eq. 3.20.

$$\frac{dv}{dt} = \left(fC \frac{aTr^b}{(t+c)^d} - q \right) - t fC \frac{aTr^b}{(t+c)^{d+1}} d = 0 \quad \text{Eq. 3.20}$$

A Eq. 3.20 é não-linear e pode ser resolvida por métodos iterativos. O autor apresenta uma solução, a Eq. 3.21.

$$t = \left(\frac{t+s}{w} \right)^r - c \quad \text{Eq. 3.21}$$

sendo:

$$w = \frac{q}{fCa(1-d)Tr^b} \quad \text{Eq. 3.22}$$

$$s = \frac{c}{1-d} \quad \text{Eq. 3.23}$$

$$r = \frac{1}{d+1} \quad \text{Eq. 3.24}$$

Tucci (2000) comenta que esta metodologia tende a superavaliar o volume de detenção já que não considera a ascensão e recessão dos hidrogramas. Por não adotar a recomendação, simplificada, do Método Racional – duração da precipitação igual ao tempo de concentração da bacia – esta metodologia conduz a durações de projeto bem mais altas, o que é equivalente a um aumento do tempo de retorno, mantendo-se a duração constante. Isso mostra que esta metodologia previne o lote contra cheias mais raras.

Adotando esta metodologia, SUDERHSA (2000) propõe a Eq. 3.25 para a determinação do volume de detenção na região metropolitana da Curitiba. Esta relação determina que um lote totalmente impermeabilizado necessite de um volume de $560\text{m}^3/\text{ha}$, para um tempo de retorno de 10 anos, ou seja num lote de 300m^2 , isso implica em 16m^3 .

$$v = 2,582.Tr^{0,3355}.AI \quad \text{Eq. 3.25}$$

onde: Tr é dado em anos, AI em porcentagem e v em m^3/ha .

Também através do método proposto, o DEP (Porto Alegre, 2000) construiu uma curva semelhante para Porto Alegre, a Eq. 3.26, que, para um lote com 100% de impermeabilização e para 10 anos de tempo de retorno, fornece um volume específico de $487,5\text{m}^3/\text{ha}$, ou seja, numa área de 300m^2 , um volume de aproximadamente 15m^3 .

$$v = 2,624.Tr^{0,269}.AI \quad \text{Eq. 3.26}$$

onde: Tr é dado em anos, AI em porcentagem e v em m^3/ha .

Na Austrália, onde os sistemas com MR são bastante utilizados, Nicholas (1995) e O'Loughlin et al. (1995) afirmam que o volume específico normalmente varia entre $200\text{m}^3/\text{ha}$ e $550\text{m}^3/\text{ha}$. O UPRCT (1994) determina que, para um tempo de retorno de 100 anos, o volume de detenção seja de $470\text{m}^3/\text{ha}$, para um reservatório com HED.

Cruz (1998), trabalhando com 2 e 5 anos de tempo de retorno, determinou volume de detenção, através da diferença entre os hidrogramas dos cenários de pós-desenvolvimento e pré-desenvolvimento, com 10% da capacidade dos volume determinados pela metodologia do volume máximo. A Figura 3.13 mostra os resultados obtidos pelo autor para o volume de detenção em função da área impermeável do lote.

Há também outras metodologias para a determinação do volume de detenção, como os métodos simplificados de McCuen (1989), Boyd (1981) e Wycoff e Singh (1976), todos estes citados por Tucci e Genz (1995). Ou ainda, utilizando um modelo de amortecimento em reservatório, com o proposto por Puls, também indicado por Tucci e Genz (1995). Phillips (1995) também propõe um método genérico para a determinação de volumes de armazenamento em MR.

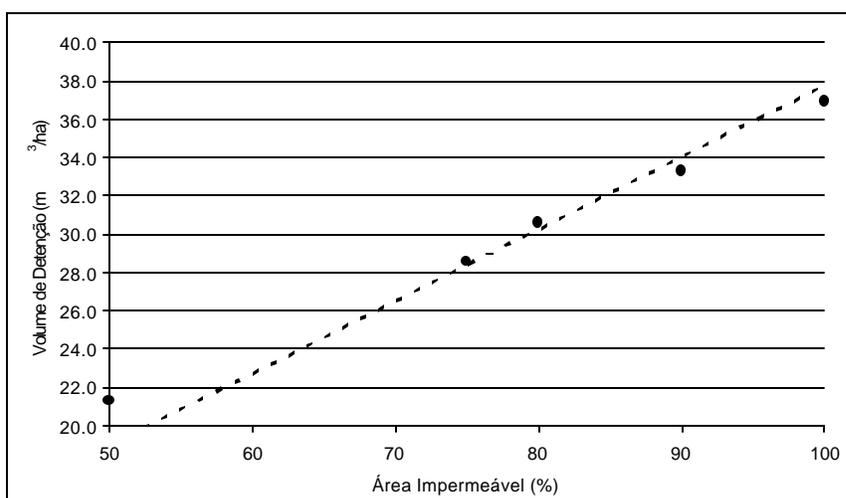


Figura 3.13 – Volumes de detenção determinados por Cruz (1998)

3.3.3. Dimensões dos MR e estruturas de descarga

O dimensionamento dos dispositivos de controle do tipo MR tem uma séria limitação: a profundidade da rede de drenagem pluvial. Esta limitação se aplica à altura do reservatório, uma vez que devem ser evitados custos com uma estação elevatória para a drenagem do lote. Desta maneira, como um grande número de aplicações do MR se dão através de dispositivos retangulares, o dimensionamento do reservatório passa a ser a determinação de sua área superficial, que será obtida pela razão entre o volume determinado no item anterior e a limitação de altura do dispositivo.

Vale salientar que é conveniente a adoção de tamanhos padrão de reservatórios. Portanto os volumes de projeto podem ser um pouco superiores aos volumes nominais dimensionados segundo uma das metodologias apresentadas.

Formatos diferentes do retangular também podem ser utilizados para os MR. O que ocorre é que sempre haverá a limitação de altura do mesmo, e o volume determinará a área em planta, ou o comprimento do reservatório. Por exemplo, no caso do MR cilíndrico proposto por Cruz (1998), a profundidade da rede de esgotos pluviais irá determinar o diâmetro do reservatório, enquanto que o volume de detenção o número de tubos a utilizar.

Quanto ao dimensionamento das estruturas de descarga, este processo está relacionado com a altura do reservatório e com a vazão limite permitida pelo Plano Diretor de Drenagem Urbana. O dimensionamento propriamente dito consiste na determinação da área e do número de orifícios.

Nicholas (1995) propõe a utilização da formulação de orifícios, Eq. 3.27, onde a vazão de projeto (Q) fica sendo a vazão de pré-ocupação. Dessa forma o dimensionamento passa a depender da escolha do coeficiente de descarga (C_D) do orifício.

$$Q = C_D A_o \sqrt{2gh} \quad \text{Eq. 3.27}$$

onde: h é a carga no orifício e A_o é a área da seção.

A determinação do valor de C_D pode ser feita seguindo-se as recomendações de manuais de hidráulica ou dos autores que estudaram e aplicaram os MR. Nicholas (1995) e Cruz (1998) propõem $C_D = 0,61$, valor também recomendado por Porto (2001), Pilar e Biain (2000) adotaram $C_D = 0,82$.

Finalmente deve ser previsto um vertedor de emergência que pode extravasar para a superfície do lote, para o sistema de drenagem superficial (sarjetas) ou diretamente para a rede pluvial.

4. MATERIAIS E MÉTODOS

Foi construído um módulo experimental constituído de um microrreservatório de detenção para a coleta e posterior análise de dados. Foram coletadas as águas do telhado de um dos prédios do IPH, a estrutura foi monitorada por linígrafos e a chuva por um pluviógrafo.

A análise da eficiência do dispositivo implantado foi realizada mediante a relação entre os hidrogramas de entrada e saída do reservatório, avaliando o abatimento do pico e o tempo de detenção. Também foi feita uma avaliação do efeito dos sedimentos carreados para o reservatório, principalmente no que se refere ao coeficiente de descarga dos orifícios.

O método científico preconiza que um estudo experimental esteja baseado em três pontos: aleatoriedade, controle e amostra branco. A aleatoriedade dos eventos está garantida pelas próprias características das precipitações. O controle das variáveis envolvidas no processo está garantido uma vez que são medidas a precipitação, a vazão de entrada e o nível no reservatório, havendo sempre como verificar a coerência entre os dados coletados e trabalhados. A amostra branco (de controle), ou seja, a caracterização de como seria o comportamento da área em estudo sem a instalação do dispositivo de controle, pode ser feita pela monitoração da vazão de entrada no reservatório.

4.1. LOCALIZAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO

A estrutura está localizada no bloco A do IPH, que contém a biblioteca do instituto. A água da chuva escoa pelas calhas e tubulação de queda já existente e é conduzida para o reservatório. A área de contribuição é de $337,5\text{m}^2$ (22,5m x 15m), com duas águas, e não foi necessária a construção de nenhum divisor de águas, uma vez que a própria estrutura do telhado desempenha este papel. A Figura 4.1 mostra a área de contribuição dos MR (o

telhado do bloco A do IPH) e a Figura 4.2 a tubulação de queda utilizada para coletar a água para o MR.



Figura 4.1 – Telhado do IPH, Bloco A, área de coleta.



Figura 4.2 – Fundos do Bloco A (IPH), área de coleta.

O tempo de concentração do telhado foi determinado pela Eq. 3.4, sendo adotado um coeficiente de escoamento de 0,95 para a determinação da precipitação efetiva e um coeficiente de Manning de 0,013 para as superfícies do concreto (Porto, 1995). O comprimento do escoamento (L) foi determinado como sendo a soma dos comprimentos laterais de um dos lados do telhado, ou seja 30m, a declividade média foi de 3%, resultando num tempo de concentração da ordem de 2 minutos.

4.2. PROJETO E DIMENSIONAMENTO

Conforme descrito no item 3.3, o dimensionamento do MR é feito em três etapas: a determinação da vazão limite, o cálculo do volume do reservatório e, finalmente, as dimensões do reservatório e das estruturas de descarga.

A vazão limite foi determinada pelo método racional, Eq. 3.1, e a IDF utilizada, Eq. 4.1, se refere ao posto IPH, em Porto Alegre (Goldenfum et al, 1991).

$$i = \frac{509,859.Tr^{0,196}}{(t + 10)^{0,72}} \quad \text{Eq. 4.1}$$

Foram utilizados dois critérios para a determinação do tempo de duração da precipitação de projeto. O primeiro deles é a recomendação do Método Racional (Silveira, 2000b) para a duração da , o segundo critério foi a determinação do tempo de duração que implica num volume de detenção máximo, seguindo a metodologia indicada em Tucci (2000).

O tempo de concentração da área de coleta é da ordem de 2 minutos, como o Método Racional não recomenda a adoção de uma tempo de duração inferior a 5 minutos, utilizou-se 5 minutos para duração chuva de projeto. A metodologia da duração crítica conduziu a um tempo de duração da 19,2 minutos. O objetivo é comparar os resultados obtidos com estas duas metodologias e por fim escolher uma das duas para o dimensionamento do MR.

O tempo de retorno (Tr) adotado foi de 5 anos, por ser valor de praxe em projetos de drenagem pluvial, fornecendo uma intensidade de 99,5mm/h, ou seja 8,3mm para a duração de 5 minutos. Já a duração de 19,2 minutos determina uma intensidade de 61,5mm/h, totalizando 19,7mm.

O coeficiente de escoamento (C) no cenário de pré-ocupação foi determinado com o auxílio de uma metodologia que fornece valores deste coeficiente para áreas rurais (Tucci, 1993a), uma vez que anteriormente a ocupação a área em estudo era ocupada por uma mata de pinheiros. O coeficiente C é obtido pela Eq. 4.2, onde os C' são função da topografia, do tipo de solo e da cobertura. Utilizando as tabelas citadas pelo autor, obteve-se: $C'_1 = 0,10$, $C'_2 = 0,20$ e $C'_3 = 0,20$; de modo que o coeficiente de escoamento de pré-ocupação da área em estudo é $C = 0,50$.

$$C = 1 - (C'_1 - C'_2 - C'_3) \quad \text{Eq. 4.2}$$

Utilizando a formulação do Método Racional (Eq. 3.1) pode-se determinar a vazão limite. Para a duração de 5 minutos obteve-se $4,7\ell/s$, ou em termos de vazão específica, $138,1(\ell/s)/ha$. Para a duração de 19,2 minutos o resultado foi $2,9\ell/s$, ou ainda $85,5(\ell/s)/ha$.

A determinação do volume de detenção passa pelo cálculo da vazão no cenário atual. Seguindo uma recomendação de Tucci (1993a), para caracterizar este cenário, que é 100% impermeável, foi escolhido um coeficiente de escoamento de 0,95, de modo que sejam consideradas algumas perdas iniciais no telhado, bem como um retardo no escoamento. Este procedimento fornece, para a precipitação de projeto de 5 minutos, uma vazão máxima de $8,9\ell/s$, ou ainda, $262,5(\ell/s)/ha$. No caso da segunda precipitação, a de 19,2 minutos, a vazão máxima é de $5,5\ell/s$, ou $162,4(\ell/s)/ha$.

Portanto o volume é calculado pela Eq. 3.17, e fornece em cada um dos casos os seguintes volumes de detenção:

$$V = (8,9 - 4,7) \cdot 5 \cdot 60 = 1.260l \text{ ou } V = 37,3m^3/ha.$$

$$V = (5,5 - 2,9) \cdot 19,2 \cdot 60 = 2.994l \text{ ou } V = 88,7m^3/ha.$$

Da análise dos dois resultados, conclui-se que a segunda metodologia gerou um reservatório com um volume muito alto, $3m^3$, valor que dificulta sua utilização num lote de $300m^2$, uma vez que os custos de escavação seriam muito elevados. Por este motivo, e

também com a intenção de testar a simplificação do método racional em projetos de drenagem dessa natureza, que preconiza que a duração da chuva de projeto seja igual ao tempo de concentração, foi adotado o MR dimensionado pela primeira metodologia (recomendação para o tc do método racional), ou seja o reservatório de $1,26\text{m}^3$.

Por motivos didáticos, o MR foi construído em acrílico e não foi enterrado. Dessa maneira, sua saída não foi ligada a uma rede de drenagem, não havendo a limitação real da altura em seu dimensionamento. Mesmo assim decidiu-se limitar esta em 0,50m. Devido a problemas construtivos, que obrigaram o fundo do reservatório a ter 2m^2 , o volume do MR teve de ser reduzido para 1m^3 . Portanto o MR é retangular, com dimensões: $1\text{m} \times 2\text{m} \times 0,5\text{m}$. Este volume é compatível com os obtidos por Cruz (1998), e dessa forma o reservatório projetado é o mesmo que um dos reservatórios estudados pelo autor, Figura 4.3.

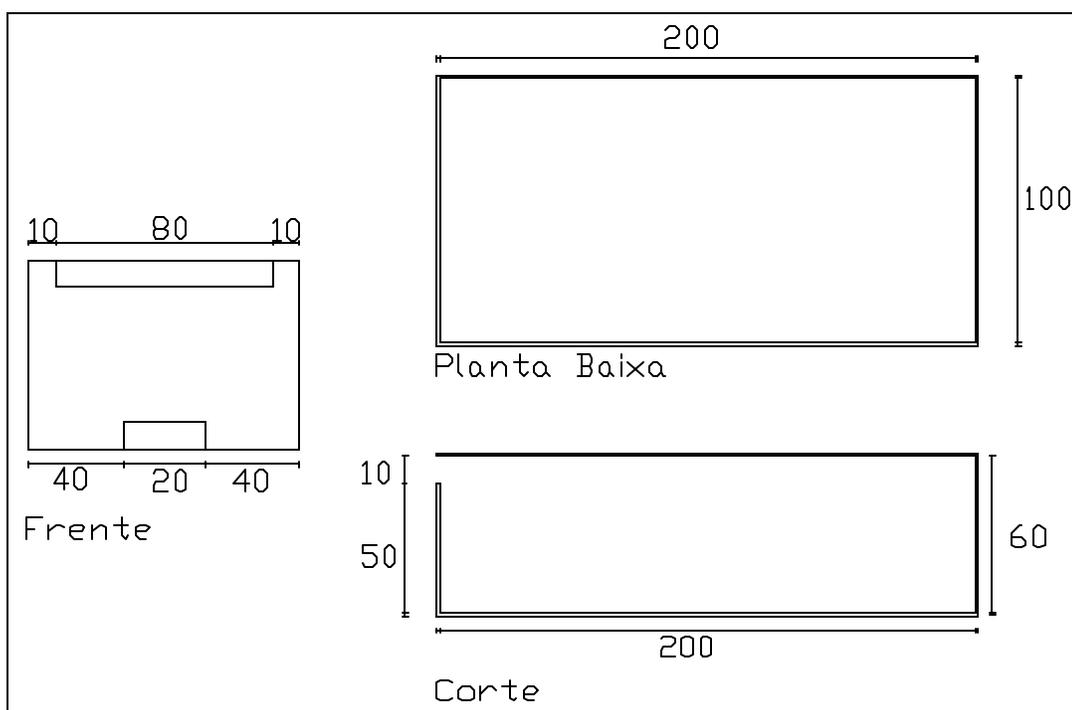


Figura 4.3 – MR utilizado (cotas em cm)

Quanto às estruturas de descarga, utilizando as recomendações de Porto (2001), Nicholas (1995) e Cruz (1998), adotou-se um coeficiente de descarga, C_D , de 0,61, partindo da Eq. 3.27, obtém-se a Eq. 4.3, substituindo os valores da vazão limite, $Q = 4,66\text{ℓ/s}$, e da

altura de carga no orifício, $h = 0,50\text{m}$, obtém-se $A_o = 24,4\text{cm}^2$. Várias configurações de tubos atendem a esta área. Foram adotadas duas soluções: a primeira com $2\phi 40\text{mm}$, que fornece $25,1\text{cm}^2$; e a segunda com $1\phi 50\text{mm}$, com $19,6\text{cm}^2$, que se mostra como uma solução muito conservadora. A Figura 4.4a mostra o sistema utilizado para facilitar a mudança das estruturas de descarga de fundo no MR, trata-se de uma abertura na parede frontal do reservatório onde uma placa contendo os orifícios é fixada com o auxílio de parafusos, a Figura 4.4b indica a configuração com $2\phi 40\text{mm}$.

$$A_o = \frac{Q}{C_D \sqrt{2gh}} \quad \text{Eq. 4.3}$$

Há também um vertedor de emergência na parte superior do reservatório. O vertedor tem uma soleira de 80cm e 10cm de altura, como também pode ser visto na Figura 4.3. Normalmente, o volume extravasado é direcionado para o sistema de drenagem superficial, as sarjetas, ou pode ser lançado sobre o terreno, caso este tenha capacidade para infiltrar este volume.



Figura 4.4 – Detalhes do encaixe das estruturas de descarga e descarregadores com $2\phi 40\text{mm}$.

4.3. VARIÁVEIS DE CONTROLE E INSTRUMENTOS DE MEDIÇÃO

As variáveis que devem ser monitoradas para o posterior processo de avaliação da eficiência dos microrreservatórios são a chuva e as vazões de entrada e os níveis no reservatório.

A caracterização dos eventos, no que se refere à precipitação, foi feita por um pluviógrafo, instalado no telhado do prédio contíguo ao da área de coleta no IPH. O pluviógrafo é dotado de registrador automático, (“*data logger*”) que armazena dos dados de precipitação em intervalos de 5 minutos.

Para a medição da vazão de entrada no reservatório, foi utilizado um vertedor triangular com 90° . Desta maneira, faz-se necessário o monitoramento do nível no vertedor, para posterior determinação da vazão, para a medição e registro dos níveis no vertedor. Utilizou-se um linígrafo com sensor de pressão e registrador automático, *WaterLogger* modelo WL14 da *Global Water* (WL14MAN, 2000), mostrado na Figura 4.5, armazenando os dados em intervalos de 1 minuto. O registrador tem autonomia de mais de 6000 registros, e precisão de 2%. A Figura 4.6 mostra o projeto do vertedor utilizado, que possui 1m de comprimento por 0,30m de largura, e 0,30m de altura, com a crista do vertedor a 15,5cm da base. Pelo orifício lateral, é conectado um poço de observação para o linígrafo.



Figura 4.5 –
Linígrafo utilizado

A calibragem do vertedor foi realizada nas cubas de calibração localizadas no Laboratório de Ensino de Hidráulica do IPH. Foram medidos 15 pontos da curva-chave e depois ajustou-se um polinômio de 2° grau a eles (Eq. 4.4). A Tabela 4.1 indica os pontos medidos e a Figura 4.7 mostra os pontos medidos, o ajuste e uma curva teórica proposta por Neves (1977). O ajuste teve um coeficiente de determinação, $R^2 = 99,95\%$. O vertedor pode ser visto na Figura 4.8, pronto e instalado, inclusive com o poço de observação para o linígrafo.

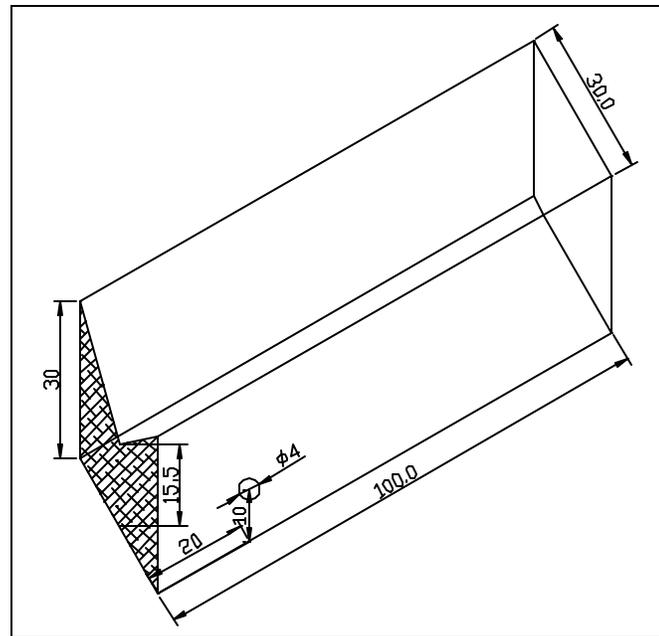


Figura 4.6 – Vertedor projetado, cotas em cm. Detalhe da saída para o poço do linígrafo.

$$Q = 0,0644 \cdot h^2 - 0,2011 \cdot h + 0,2414$$

Eq. 4.4

onde: h é dado em cm e Q em ℓ/s

Tabela 4.1 – Pontos medidos para calibragem do vertedor

h (cm)	Q (ℓ/s)	h (cm)	Q (ℓ/s)	h (cm)	Q (ℓ/s)
2.33	0.09	5.75	1.19	8.08	2.78
3.46	0.36	6.27	1.53	8.33	3.10
3.99	0.48	6.40	1.55	8.88	3.50
4.18	0.53	6.42	1.60	9.29	3.96
4.93	0.82	7.85	2.65	9.70	4.34

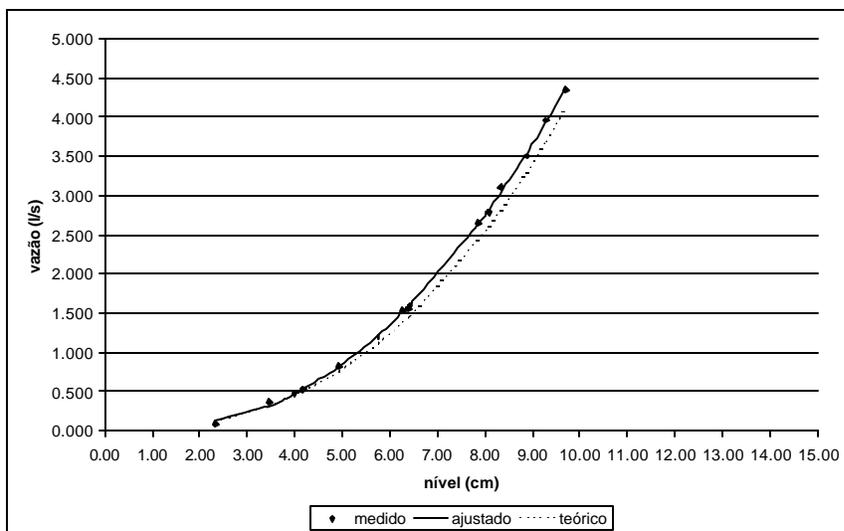


Figura 4.7 – Curva-chave do vertedor



Figura 4.8 – Vertedor instalado

Finalmente, o nível no reservatório é monitorado por um linígrafo igual e com a mesma configuração do utilizado no vertedor. Com este dado, é possível determinar o armazenamento no reservatório e a vazão de saída no mesmo. Porém, para que esta última seja confiável, é necessário que se caracterize bem o coeficiente de descarga do orifício, o que se torna uma tarefa dificultada devido às folhas e sedimentos carreados para o MR, que atrapalham o desempenho do mesmo.

4.4. METODOLOGIA PARA ANÁLISE DOS DADOS

De posse dos dados do pluviógrafo e dos linígrafos procede-se a análise dos dados coletados, para a verificação do comportamento da estrutura monitora. A análise é feita em seis etapas, descritas a seguir.

1ª etapa – análise de eventos de chuva

São verificados os arquivos fornecidos pelos pluviógrafos, determinando-se os hietogramas dos eventos a serem analisados segundo critérios de significância: intensidade média, total precipitado, presença de pancadas intensas, níveis no MR, entre outros. Os eventos escolhidos são estudados seguindo-se as etapas seguintes.

2ª etapa – análise dos hidrogramas de entrada no MR

São tratados os arquivos fornecidos pelo linígrafo do vertedor. Este arquivo é composto pelo registro temporal do evento (data e hora) e a cota na calha vertedor. Definindo-se o zero do vertedor, ou seja a cota da soleira, são determinados os níveis no vertedor. É importante ressaltar, aqui, uma diferença na nomenclatura utilizada: cota se refere ao dado bruto e nível ao dado tratado, ou seja descontada a altura morta da calha do vertedor.

Com os níveis no vertedor e a curva de calibração do mesmo, determina-se o hidrograma de entrada no reservatório ($I(t)$). Como parâmetro de verificação, compara-se o volume escoado com o precipitado, determinando-se um coeficiente de escoamento.

3ª etapa – análise do armazenamento no MR

São tratados os dados do reservatório. O arquivo gerado por este linígrafo tem o mesmo formato do arquivo do vertedor, de modo que o procedimento inicial é o mesmo, define-se um zero e aí os níveis no reservatório.

A partir daí, determina-se o armazenamento no reservatório ao longo do tempo. Vale lembrar que o reservatório é de base retangular de modo que a curva cota-volume é a Eq. 4.5.

$$S = Ah \quad \text{Eq. 4.5}$$

onde: S é dado em litros, A em m^2 e h em mm.

4ª etapa – análise dos hidrogramas de saída do MR

Nesta fase ocorre a determinação do hidrograma de saída do reservatório. Primeiramente, a partir do hidrograma de entrada ($I(t)$), determina-se a curva de volumes acumulados de entrada integrando-se o mesmo.

A curva de volumes acumulados de saída é determinada a partir da Eq. 3.14, ou seja, a Eq. 4.6, a partir daí o hidrograma de saída ($Q(t)$) é calculado determinado-se os volumes escoados em cada intervalo de tempo da curva, e dividindo-os pela duração do intervalo.

$$\int Q dt = \int I dt - S(t) \quad \text{Eq. 4.6}$$

5ª etapa – confecção de gráficos e tabelas comparativas

São graficadas as variáveis determinadas nas etapas anteriores. Os gráficos têm o objetivo de facilitar a visualização das variáveis envolvidas na análise, para a definição das conclusões a respeito do comportamento do reservatório.

Os gráficos desenvolvidos são: o hietograma; o hidrograma de entrada; o hidrograma de saída; e o nível no reservatório.

Os gráficos mostram a eficácia do reservatório no que se refere ao abatimento e retardo dos picos dos hidrogramas, o armazenamento no mesmo, e a relação entre os níveis no reservatório e a vazão de saída.

6ª etapa – análise do comportamento do MR

Nesta fase procede-se a análise propriamente dita, onde, através do estudo dos gráficos gerados pode-se tirar as conclusões a respeito do comportamento do reservatório.

5. MONITORAMENTO E RESULTADOS

Após a instalação do MR, deu-se início a coleta de dados através do monitoramento contínuo dos eventos ocorridos na área em estudo. A instalação do sistema pode ser observada na seqüência de fotos da Figura 5.1, onde é mostrada a ligação entre os tubos de queda do telhado, a instalação do vertedor e do reservatório. Na Figura 5.2 é apresentado o MR já instalado. O término desta fase se deu em junho de 2000, e a partir daí, iniciou-se o monitoramento dos eventos. Porém, o pluviógrafo só foi instalado em agosto do mesmo ano, de modo que o monitoramento completo se inicia nesta época, sendo que o primeiro evento monitorado ocorreu no dia 24 de agosto de 2000. O monitoramento prosseguiu até janeiro de 2001, de modo a se registrar algumas das já comentadas pancadas de verão, eventos convectivos de alta intensidade.

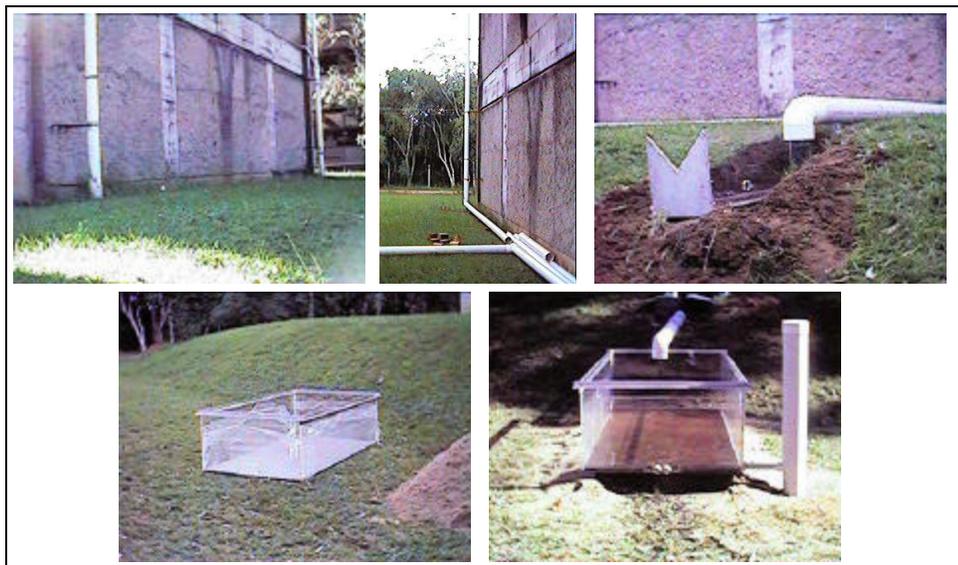


Figura 5.1 – Montagem do experimento (tubos, vertedor e reservatório)

Ao todo, foram monitorados 32 eventos, distribuídos no período de monitoramento conforme a Tabela 5.1. Destes, 8 foram selecionados de modo a exemplificar padrões de comportamento apresentados pelo MR.

Como explicado na metodologia, duas foram as configurações adotadas para as estruturas de descarga do reservatório, de modo que durante o período de monitoramento estes dispositivos foram trocados. Portanto no período de agosto/2000 a outubro/2000 foi utilizada a configuração com $2\phi 40\text{mm}$ e de outubro/2000 em diante $1\phi 50\text{mm}$.



Figura 5.2 – MR instalado

Tabela 5.1 – Distribuição dos eventos selecionados

Meses	2000					2001
	Agosto	Setembro	Outubro	Novembro	Dezembro	Janeiro
Eventos	3	9	9	6	3	2

5.1. PROBLEMAS OBSERVADOS

Durante o monitoramento observaram-se determinados problemas, alguns esperados e outros não. O primeiro deles, como era de se esperar, diz respeito às folhas e aos sedimentos trazidos pelas águas de escoamento superficial para dentro de reservatório. Boa parte das folhas eram provenientes da árvore mostrada na Figura 4.2. Numa estrutura desta natureza deve haver, como foi mostrado no item 3.2., uma tela para proteger a estrutura de descarga de fundo destes sedimentos e evitar sua obstrução. No caso deste trabalho este dispositivo não foi implantado com o objetivo de determinar qual o efeito desta folhagem no orifício, simulando uma situação onde não ocorra a manutenção da estrutura de controle. Este

problema atingiu principalmente a configuração da saída com $2\phi 40\text{mm}$; a configuração que utilizava o tubo de 50mm não apresentou problemas de entupimento, demonstrando ser auto-limpante, pois este diâmetro dificulta a obstrução da saída.

Outro problema encontrado refere-se à instabilidade da linha d'água, tanto no vertedor como no reservatório. A princípio, o poço onde é instalado o linígrafo deveria controlar estas oscilações, mas não funcionou assim (principalmente no que se refere ao vertedor). Este problema foi contornado com a instalação de tranquilizadores de fluxo formado por tijolos de 21 furos, conforme é mostrado na Figura 5.3.



Figura 5.3 – Tranqüilizadores de fluxo

O problema mais grave está relacionado com a discretização dos linígrafos. A calha do vertedor (Figura 4.6) tem uma área superficial de $0,3\text{m}^2$, o que fez com que pequenas variações na vazão geram alterações significativas do nível no vertedor. Bacias da natureza da área em estudo têm uma resposta muito rápida, de maneira que em alguns segundo há variações na vazão, e como a discretização do linígrafo é de 1 minuto, é possível que os hidrogramas de entrada não estejam bem caracterizados. Uma vez que a calha do vertedor não pode ser aumentada, sob pena de gerar armazenamento no próprio vertedor, faz-se necessário que o monitoramento de estruturas desta natureza seja feito por sensores cujos registradores permitam uma discretização mais refinada. No caso do reservatório, que tem uma área superficial de 2m^2 , ou seja quase 7 vezes maior que o vertedor, essa variação é mais gradual, de modo que 1 minuto pode ser uma discretização razoável. Essa má caracterização dos hidrogramas de entrada pode gerar problemas na determinação dos hidrogramas de saída. Pela equação da continuidade (Eq. 3.14), considerando que o armazenamento está bem

caracterizado, se a vazão de entrada estiver subestimada, a de saída também será, podendo até atingir valores negativos; da mesma forma se houver uma superavalição da entrada, a saída apresentará o mesmo problema. A tendência é que a ascensão do hidrograma seja superestimada enquanto que a recessão esteja subestimada.

Expostos os problemas detectados, pode-se partir para a análise dos eventos escolhidos. Foram escolhidos 8 eventos para serem aqui apresentados, representando diversos padrões de comportamento apresentados pelo reservatório.

5.2. EVENTOS

Conforme explicado na metodologia, as análises aqui desenvolvidas têm o objetivo de verificar o comportamento do reservatório no controle do escoamento, reduzindo as vazões máximas através do armazenamento dos excessos de volumes escoados. Para cada um dos eventos é apresentada uma tabela com algumas características do evento, tais como:

- Data de ocorrência;
- Duração da precipitação (t);
- Volume precipitado (P);
- Intensidade média da precipitação (i);
- Volume escoado (Ve);
- Coeficiente de escoamento (C);
- Vazão de pico no hidrograma de entrada (I);
- Vazão de pico no hidrograma de saída (Q);
- Coeficiente de abatimento do pico, $a = \frac{Q}{I}$;
- Nível máximo no reservatório (hmax); e
- Armazenamento máximo no reservatório (Smax).

Também são mostradas algumas figuras representando: o hietograma; os hidrogramas de entrada e saída; e os níveis de armazenamento no reservatório. Por fim é feita uma análise sobre o coeficiente de descarga dos orifícios utilizados. Conforme já comentado, há uma certa instabilidade na linha d'água, o que gerou uma grande variabilidade nos hidrogramas. Por este motivo, os hidrogramas (figuras) apresentados referem-se à média móvel de 5 minutos das vazões, para possibilitar a análise do comportamento geral destes hidrogramas, mesmo descaracterizando, um pouco, os valores de pico. Porém são apresentados os valores exatos dos picos dos hidrogramas nas tabelas que introduzem os eventos.

Evento 1: 18/09/00

Neste evento, ocorrido no dia 18 de setembro, onde ocorreram duas pancadas intensas, o volume escoado não foi muito grande mas o reservatório atingiu altos níveis. A observação, *in-loco*, no dia seguinte ao evento mostrou fortes indícios que o reservatório tenha transbordado durante este evento, fato que não foi registrado pelos sensores, provavelmente por ter ocorrido num intervalo de tempo muito curto, não podendo ser registrado. O motivo do transbordamento foi o entupimento da estruturas de saída, o que é indicado pelos altos níveis no MR, para vazões de entrada tão baixas. Houve um grande abatimento no pico do hidrograma de cheia, 38%.A Tabela 5.2 apresenta alguns dados sobre o evento. A Figura 5.4 apresenta os hidrogramas, o hietograma e o linigrama do evento 1.

Tabela 5.2 – Características do evento 1

Data	18/09/20	C	0.95
T	4.25 h	I	3.65 ℓ/s
P	18.2 mm	Q	2.25 ℓ/s
	6142.5 ℓ	a	0.62
I	4.28 mm/h	hmax	46.61 cm
Ve	5836.73 ℓ	Smax	932.24 ℓ

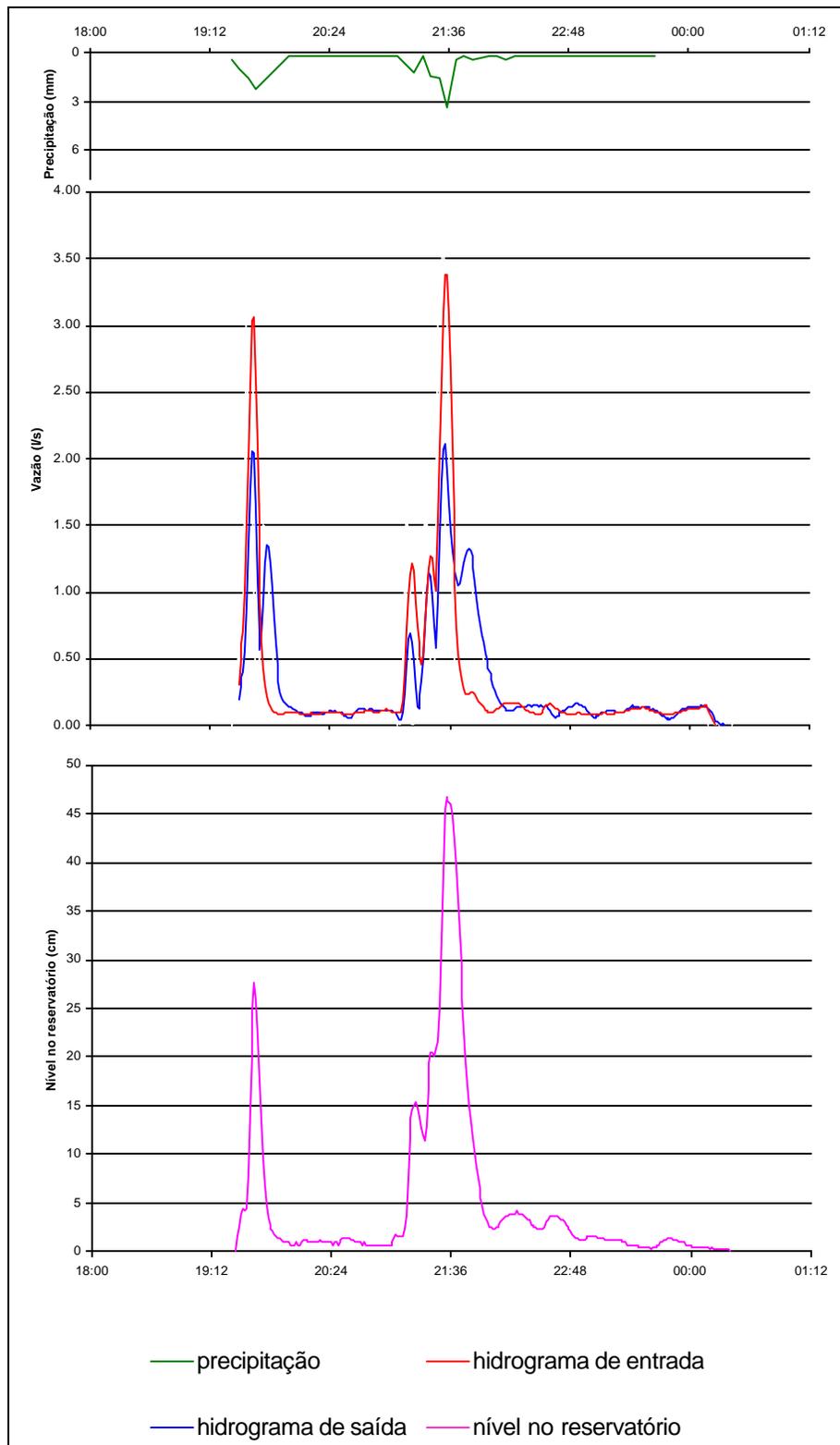


Figura 5.4 – Evento 1: 18/09/00

Evento 2: 21/09/00

O evento 2, ocorrido na tarde do dia 21 de setembro, se caracteriza por três blocos de chuva intercalados por períodos de intensidade pequena. O reservatório acompanha a precipitação, esvaziando durante os períodos de pequena intensidade. O total precipitado foi de 42,8mm, distribuídos em quase 10h de duração. Os níveis no MR não subiram muito, e as vazões também foram de pequena magnitude. A Tabela 5.3 apresenta os dados que caracterizam este evento. A Figura 5.5 apresenta o hietograma, os hidrogramas e os níveis no reservatório.

Tabela 5.3 – Características do evento 2

Data	21/09/00	C	0.92
T	9.83 h	I	1.93 ℓ/s
P	42.8 mm	Q	1.80 ℓ/s
	14445 ℓ	a	0.93
I	4.35 mm/h	hmax	21.5 cm
Ve	13.286 ℓ	Smax	431.4 ℓ

Evento 3: 23 e 24/09/00

Este terceiro evento, ocorrido entre os dias 23 e 24 de setembro, tem um trecho de precipitação bem intensa, que gera uma elevação no nível do reservatório para mais de 60% de sua capacidade, o que pode ser observado nos gráficos da Figura 5.6. O abatimento do pico do hidrograma é bastante alto, quase 50%. A precipitação total foi de 35mm, dos quais 90% geraram escoamento superficial e foram captados pelo sistema do MR. A Tabela 5.4 apresenta as características do evento 3.

Tabela 5.4 – Característica do evento 3

Data	23 e 24/09/00	C	0.89
t	12.67 h	I	3.72 ℓ/s
P	35.2 mm	Q	2.08 ℓ/s
	11880 ℓ	a	0.56
i	2.78 mm/h	hmax	30.8 cm
Ve	10516 ℓ	Smax	616.8 ℓ

Evento 4: 10 e 11/10/00

O evento 4, ocorrido nos dias 10 e 11 de outubro, apresenta pancadas intercaladas. O total precipitado é bem pequeno, 23,2mm. As vazões também. Os níveis atingiram a metade da altura do MR. O coeficiente de abatimento de pico, da mesma forma que o evento anterior, foi bem alto, 50%. A Tabela 5.5 apresenta os dados sobre o evento 4. A Figura 5.7 mostra os gráficos referentes a este evento.

Tabela 5.5 – Características do evento 4

Data	10 e 11/10/00	C	0.83
t	9.42 h	I	3.72 ℓ/s
P	23.2 mm	Q	1.82 ℓ/s
	7830 ℓ	a	0.50
i	2.46 mm/h	hmax	25.9 cm
Ve	6479,7 ℓ	Smax	519,4 ℓ

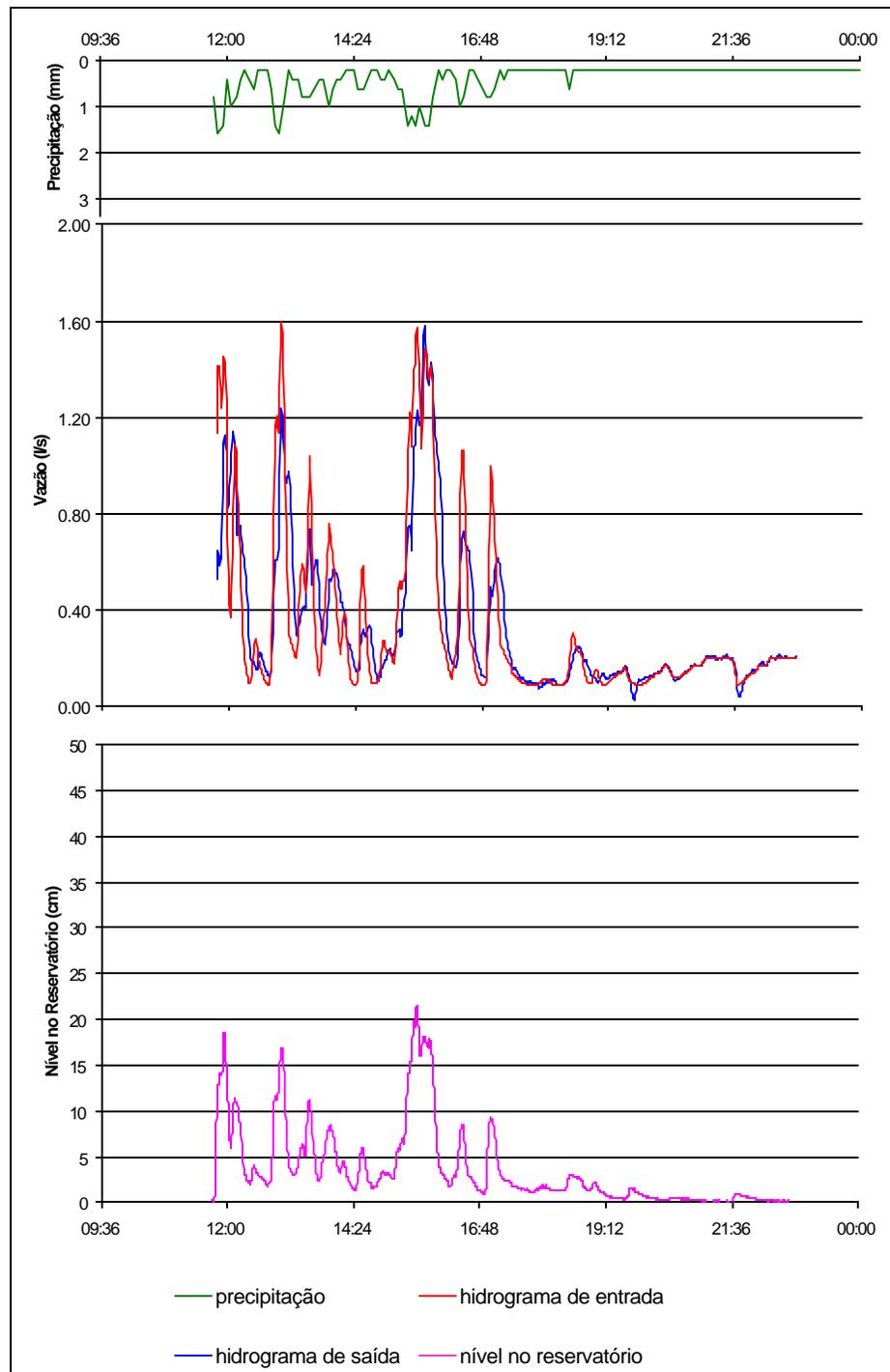


Figura 5.5 – Evento 2: 21/09/00

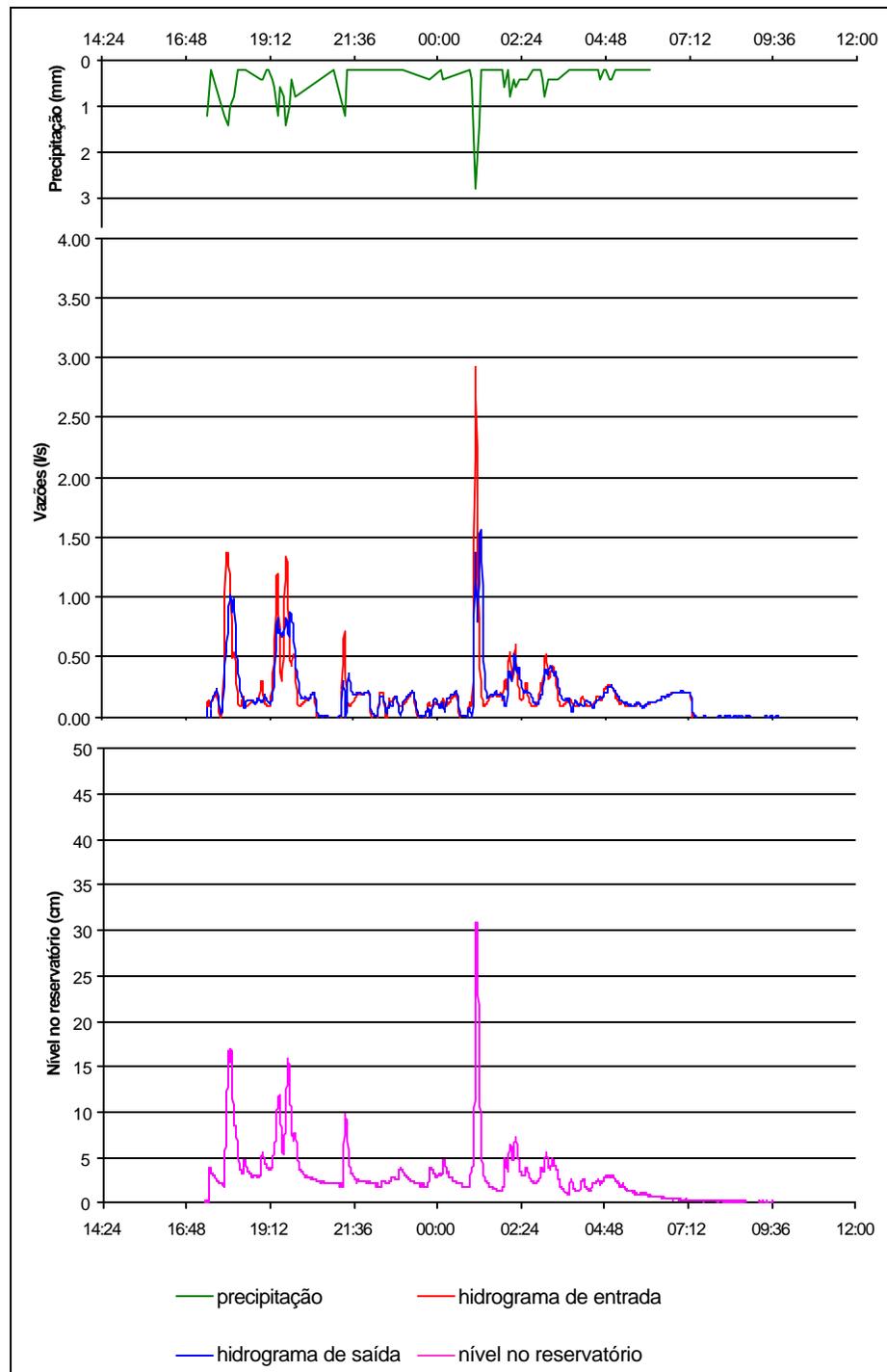


Figura 5.6 – Evento 3: 23 e 24/09/00

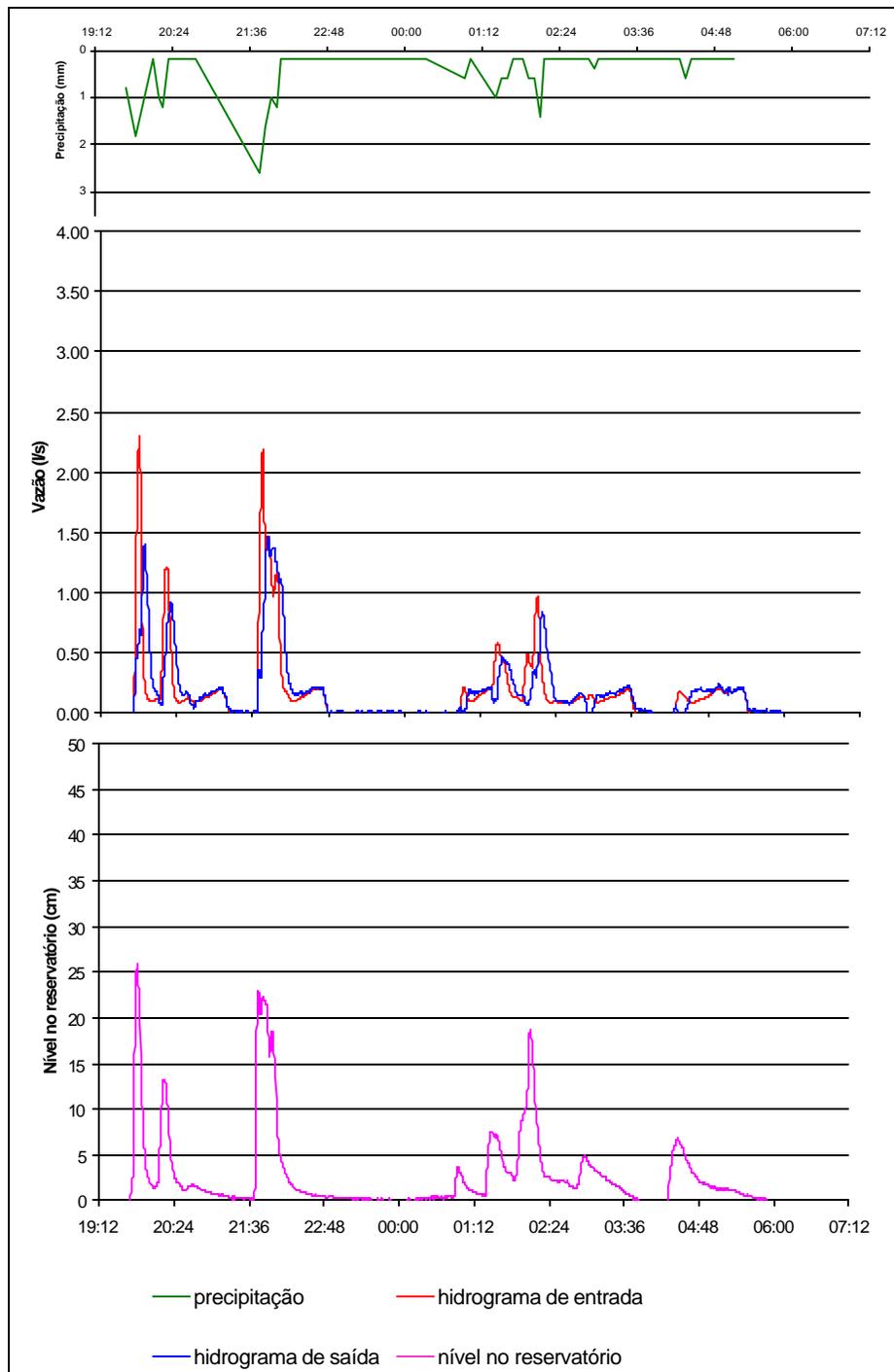


Figura 5.7 – Evento 4: 10 e 11/10/00

Evento 5: 17 e 18/10/00

O evento 5, que ocorreu entre os dias 17 e 18 de outubro, é constituído de duas pancadas bem independentes, é caracterizado, ainda, por apresentar, no primeiro pico de precipitação, um intervalo com magnitude semelhante à chuva de projeto (62mm/h). O total precipitado chegou próximo aos 40mm, distribuídos em 10h. No primeiro pico a intensidade média foi de 48mm/h, já no segundo 23mm/h. O reservatório atingiu cerca de 60% de sua capacidade. A vazão de saída foi maior que a vazão limite fixada no dimensionamento da estrutura. A seguir serão discutidos os fatores que podem ter gerado este problema. A Tabela 5.6 apresenta os dados referentes ao evento 5. O hietograma, os hidrogramas e o linigrama são apresentados na Figura 5.8.

Tabela 5.6 – Características do evento 5

Data	17 e 18/10/00	C	0.90
t	10.1 h	I	5.85 ℓ/s
P	39.6 mm	Q	5.27 ℓ/s
	13365 ℓ	a	0.90
i	3.92 mm/h	hmax	31.31 cm
Ve	12011.26 ℓ	Smax	626.13 ℓ

Evento 6: 07 e 08/11/00

Este evento, ocorrido entre os dias 7 e 8 de novembro, é caracterizado como sendo um evento onde o MR não atingiu níveis altos, havendo pouco armazenamento, porém o pico

da cheia foi reduzido em 15%. É um evento de grande volume escoado, porém a precipitação se concentra no início do hietograma. Na

Tabela 5.7 são mostrados os dados sobre o evento, a na Figura 5.9 são apresentados o hietograma, os hidrogramas, e o linigrama do MR. Neste evento chama a atenção um valor tão alto de vazão com um nível tão baixo no reservatório, e também destaca-se um possível entupimento das estruturas de saída do MR, o que pode ser observado na análise do trecho médio do gráfico da Figura 5.9, onde percebe-se uma pequena elevação do nível do reservatório sem uma correspondente elevação nas vazões de saída.

Tabela 5.7 – Características do evento 6

Data	07 e 08/11/00	C	0.93
t	6.83 h	I	4.84 ℓ/s
P	30.2 mm	Q	4.12 ℓ/s
	10192.5 ℓ	a	0.85
i	4.42 mm/h	hmax	7.65 cm
Ve	9435.82 ℓ	Smax	153.05 ℓ

Evento 7: 28 e 29/11/00

O evento 7, ocorrido entre os dias 28 e 29 de novembro, se caracteriza por apresentar duas pancadas intensas. A precipitação total foi de 37,6mm, distribuídos em quase 8 horas. O volume escoado foi alto e o reservatório atingiu altos níveis, sendo que a redução da vazão de pico não foi muito expressiva. Os hidrogramas, os hietogramas e os níveis no reservatório são mostrados na Figura 5.10. Assim como no evento 5 a vazão de saída foi maior que o limite máximo estabelecido. Neste caso este aumento da vazão pode estar associado a um possível transbordamento, que também, assim como no evento 1, não teria sido registrado. Outro motivo para esta vazão acima do limite será discutido a seguir, na análise das estruturas de descarga. A Tabela 5.8 resume as características deste evento.

Tabela 5.8 – Características do evento 7

Data	28 e 29/11/00	C	0.87
t	7.92 h	I	5.33 ℓ/s
P	37.6 mm	Q	4.84 ℓ/s
	12690 ℓ	a	0.91
i	4.75 mm/h	hmax	45.5 cm
Ve	11035.5 ℓ	Smax	909 ℓ

Evento 8: 16/12/00

Este último evento, do dia 16 de dezembro, é caracterizado por um hietograma com pico logo no início. É um evento de pequeno volume escoado, onde o nível no reservatório não subiu muito. Porém o comportamento dos hidrogramas, conforme pode ser observado na Figura 5.11, é bem característico de hidrogramas de áreas controladas por reservatórios, ocorrendo uma boa redução no pico da cheia. As características do evento 8 são indicadas na Tabela 5.9.

Tabela 5.9 – Características do evento 8

Data	16/12/00	C	0.93
t	1.92 h	I	2.2 ℓ/s
P	9.4 mm	Q	1.8 ℓ/s
	3172.5 ℓ	a	0.82
i	4.90 mm/h	hmax	13.7 cm
Ve	2938.6 ℓ	Smax	274 ℓ

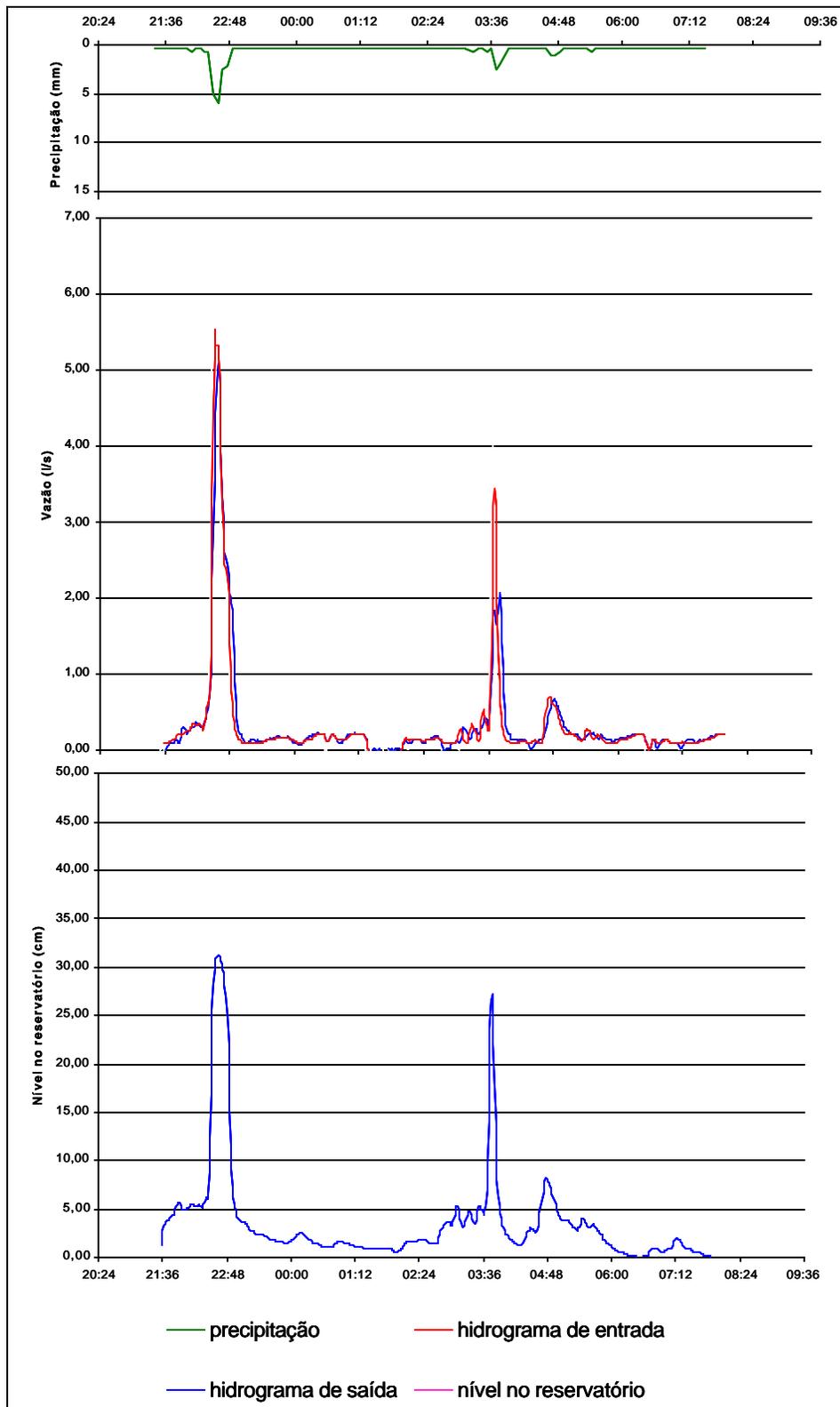


Figura 5.8 – Evento 5: 17 e 18/10/00

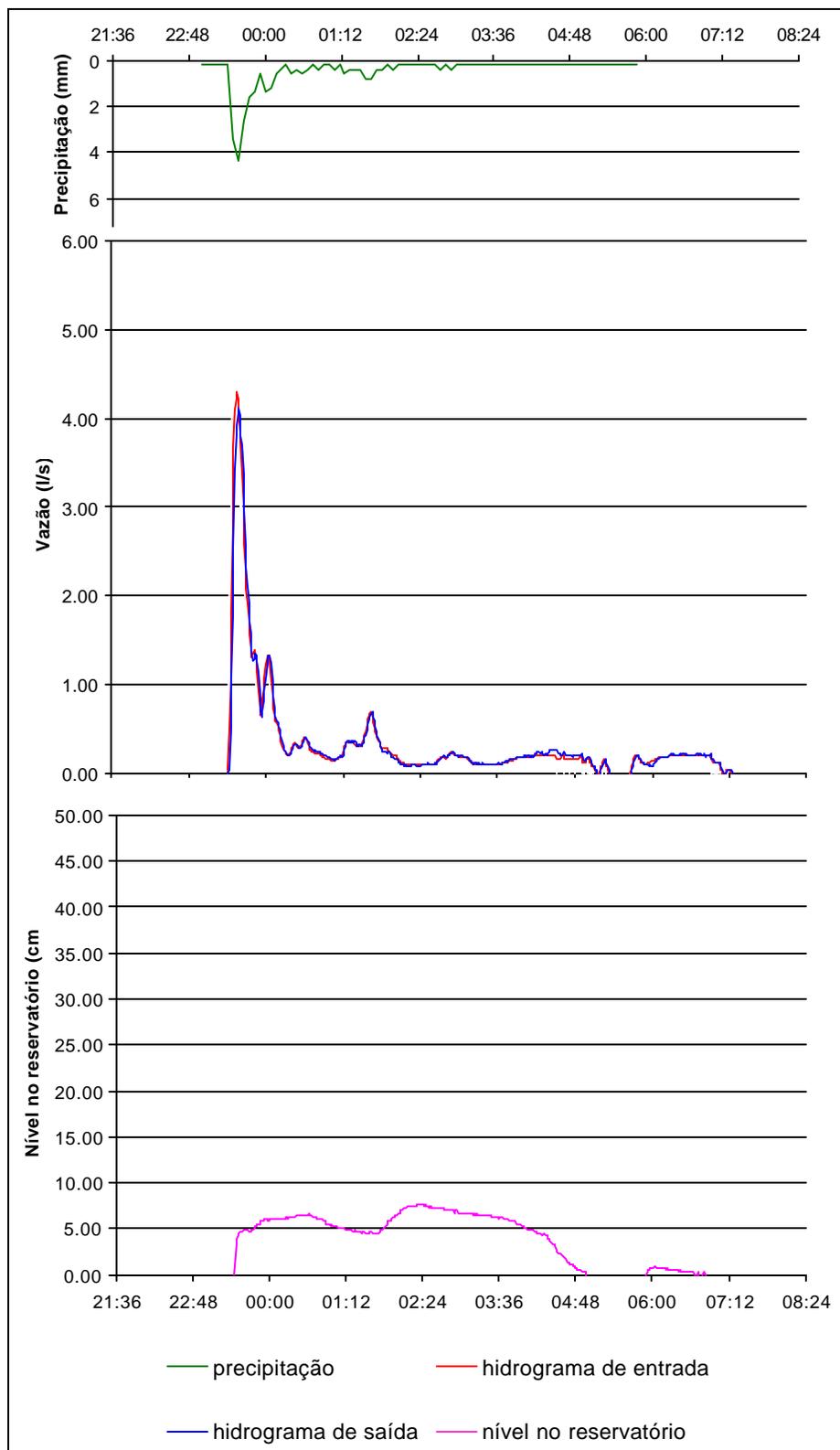


Figura 5.9 – Evento 6: 07 e 08/11/00

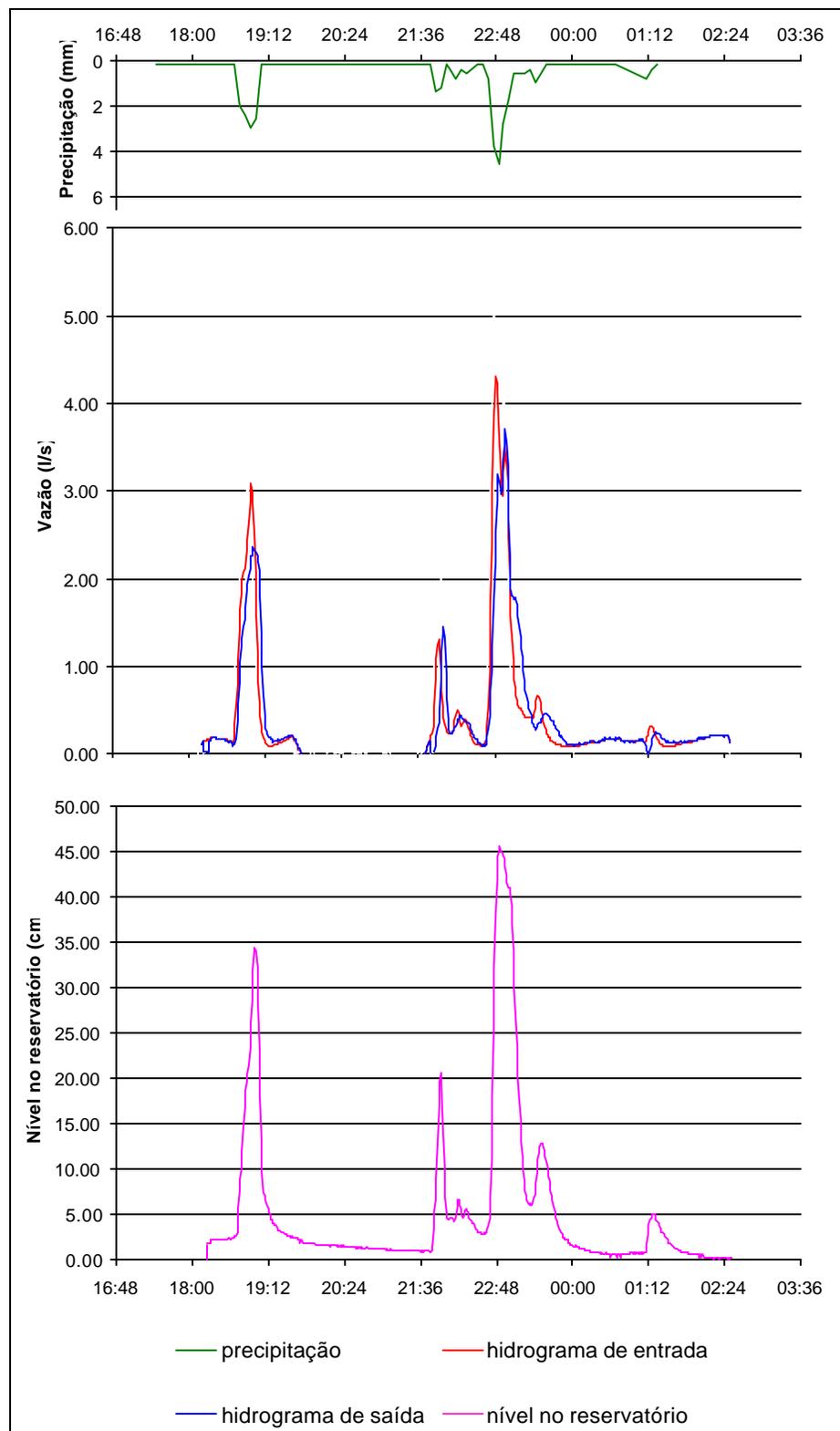


Figura 5.10 – Evento 7: 28 e 29/11/00

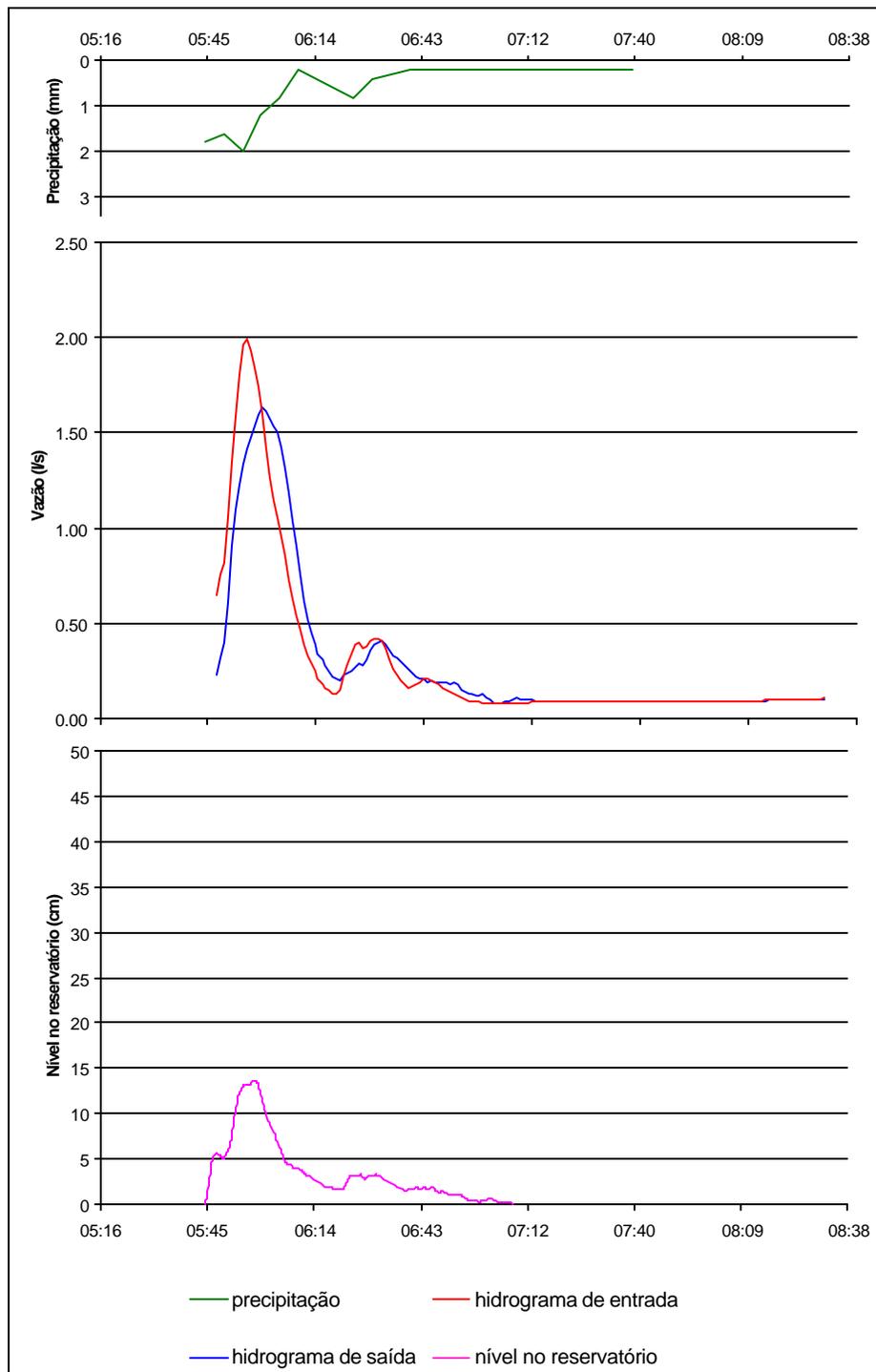


Figura 5.11 – Evento 8: 16/12/00

Análise dos eventos

Da análise dos hidrogramas acima apresentados pode-se concluir a que o reservatório se mostrou eficiente no que se refere à redução das vazões de pico dos hidrogramas de escoamento superficial. No que se refere ao aumento do tempo de resposta da bacia, este tipo de reservatório não se mostrou eficiente, devido a seu pequeno volume de detenção.

Quanto aos eventos de chuva, analisando-se toda a sua duração, nenhum deles possui tempo de retorno superior a um ano. Porém algumas pancadas, com duração da discretização dos pluviógrafos, 5 minutos, possuem um Tr um pouco mais alto, chegando, no evento 5, a atingir um valor semelhante ao da chuva de projeto que foi de 5 anos.

A Tabela 5.10 mostra os valores de redução do pico obtidos nos eventos mostrados anteriormente. Pode-se notar uma grande variabilidade nos valores obtidos, fato reforçado pelo desvio padrão da amostra que é da ordem de 17%.

Tabela 5.10 – Redução dos picos nos eventos

Evento	1	2	3	4	5	6	7	8
(1-a)	38%	7%	44%	50%	10%	15%	9%	18%

No que se refere ao coeficiente de escoamento os valores variaram de 83% a 95%, resultando numa média de 90%. Este valor tende a ser um pouco mais alto, da ordem de 0,95, conforme utilizado no dimensionamento da estrutura. Esta diferença é explicada pelo fato de que na análise dos eventos, ainda havia uma pequena vazão quando o trecho a ser analisado foi finalizado. O completo término do escoamento, devido ao armazenamento do próprio telhado, ocorria cerca de 12h após encerrada a precipitação. Desta forma a completa análise do evento se torna uma tarefa bastante extensa, com longas séries de recessão, e os trechos de pico são os que mais interessam nesta análise.

É curioso observar que no evento 5 e no evento 7, o pico do hidrograma de saída foi maior que a vazão limite que foi estabelecida em $4,7\ell/s$. E esse comportamento pode estar associado a dois fatores: a primeira hipótese é que a estrutura de descarga (Figura 5.12) não esteja se comportando como orifício e sim como bocal ou tubo curto; outra possibilidade é que o hidrograma de saída não esteja bem caracterizado devido a problemas na determinação do hidrograma de entrada. No caso do evento 7 há também a hipótese, de ter havido um transbordamento, onde este excesso de vazão escoaria pelo vertedor do MR, também mostrado na Figura 5.12



Figura 5.12 – Estruturas de Descarga

O comportamento do reservatório no evento 6 vem reforçar a primeira das hipóteses levantadas, a de que as estruturas de descarga não estejam se comportando como orifícios, uma vez que, mesmo com cotas muito baixas, o reservatório atingiu vazões altas. Porto (2001) indica que a vazão em um bocal chega a ser 34% superior a vazão de um orifício.

A segunda das hipóteses que explica este comportamento, má caracterização dos hidrogramas, ganha força quando se observa que os picos dos hidrogramas de saída ocorrem ainda na ascensão dos de entrada, o que indica que o hidrograma de entrada pode estar mal caracterizado, no caso superestimado, o que também superestima as vazões de saída, conforme já explicado.

Outra observação que pode ser feita a respeito do comportamento do reservatório é seu rápido esvaziamento, o que possibilita seu bom funcionamento em eventos de pancadas alternadas, como os eventos 1, 2, 3, 4, 5 e 7. A análise dos eventos 1 e 5 mostra que o reservatório esvaziou em menos de 10 minutos, mesmo não cessando a entrada no reservatório.

Conforme já comentado, nos meses de verão, são comuns pancadas de alta intensidade. Num dos eventos monitorados, o total precipitado foi de 30mm, em pouco mais de 4h, resultando numa média de 7mm/h, maior do que todos os outros eventos apresentados. Este evento não foi aqui analisado devido a problemas na alimentação dos registradores, o que não possibilitou o registro das vazões. Num outro evento, cujos hidrogramas também não foram registrados, ocorreu uma pancada com 20 minutos de duração e isto foi o suficiente para provocar o transbordamento do reservatório, uma vez que não houve um intervalo entre as pancadas para que o MR pudesse esvaziar e estar pronto para as próximas pancadas intensas. No caso destes eventos, o reservatório não tem volume suficiente para armazenar o volume escoado de modo que os transbordamentos se tornam inevitáveis. Por este motivo, o dimensionamento utilizando-se a metodologia da duração crítica, indicado por Tucci (2000) se torna mais recomendável que a metodologia sugerida pelo método racional que prevê a duração da chuva com o sendo o tempo de concentração da bacia, uma vez que os tempos de concentração em lotes urbanos são muito pequenos. Uma alternativa para não recair no problema dos altos custos de escavação decorrentes desta metodologia é a utilização da HED ou de reservatório em paralelo à rede.

Outro padrão de comportamento que se observa da análise das figuras que caracterizam os eventos é o entupimento das estruturas de saída. Durante o evento 1, onde ocorreu transbordamento, percebe-se que houve uma obstrução nas estruturas de descarga, uma vez que o reservatório com armazenamento máximo apresentou uma vazão de saída pouco mais de 2ℓ/s, quando este valor deveria ser superior a 4ℓ/s. Portanto metade da capacidade de condução de vazão foi comprometida. No caso do evento 4 observa-se que na primeira pancada, que foi menos intensa que a segunda, o reservatório atingiu níveis semelhantes em ambos os instantes, o que indica ter havido uma obstrução da saída na primeira fase do escoamento, que é a que carrega mais sedimentos. A observação do evento 5 mostra que o mesmo nível no reservatório, cerca de 30cm, gerou vazões de saída bem diferentes. Observa-se que nestes três casos o reservatório contava com a saída constituída de

dois tubos com diâmetro de 40mm. Apenas um dos eventos que apresentaram entupimento, o evento 6, contava com a saída de 50mm, porém este foi um evento em que o entupimento não gerou maiores problemas, uma vez que os totais precipitados foram bem baixos.

Na análise dos hidrogramas apresentados, chama a atenção que alguns picos dos hidrogramas de saída ocorrem fora da recessão do hidrograma de entrada, ao contrário do que era de se esperar por se tratar de um reservatório. Este problema é bem visível no segundo pico do evento 1, no segundo do evento 3, nos picos do evento 4 e no segundo pico do evento 7. Isso se deve ao grande intervalo de tempo utilizado no monitoramento do vertedor, dessa forma o hidrograma de entrada fica mal caracterizado o que também descaracteriza o hidrograma de saída. O correto é que os hidrogramas de apresentem como os dos eventos 5, 6 e 8

Uma outra maneira de confirmar a eficiência do sistema com MR se dá pela observação de uma localização no IPH, vizinho a bacia em estudo. Trata-se de um telhado igual ao da área de coleta, com mesma superfície e mesmas declividades, e também com o mesmo sistema de drenagem convencional, dois tubos de queda ligados a uma rede. A Figura 5.13 mostra problemas de alagamentos na região de saída deste sistema, enquanto que na área drenada para o MR não foram verificados problemas desta natureza.



Figura 5.13 – Alagamentos em uma área semelhante a área em estudo

Outra verificação realizada refere-se à necessidade de uma manutenção na estrutura, afim de evitar que os problemas devido aos sedimentos carreados pelas águas do escoamento permaneçam no MR de um evento para outro. Os procedimentos de manutenção aqui adotados são descritos a seguir.

5.3. COEFICIENTE DE DESCARGA (C_D)

Com o objetivo de analisar as relações entre as cotas no reservatório e as vazões de saída, foi feito um ajuste do coeficiente de descarga, aos pares cota-vazão. Partindo-se da equação do orifício, Eq. 5.1, foi calculado um C_D para cada par. Cabe ressaltar que o descarregador do fundo funciona como orifício para cotas superiores ao diâmetro do tubo utilizado. Portanto os pares utilizados obedecem a restrição de $h \geq f$.

$$C_D = \frac{Q}{A_o \sqrt{2gh}} \quad \text{Eq. 5.1}$$

A Tabela 5.11 apresenta os valores médios, mínimos e máximos deste cálculo feito com os pares (cota, vazão), bem como o desvio padrão encontrado. Pode-se observar que os valores dos desvio são muito grandes, que mostra a grande variabilidade dos valores calculados. Esta variabilidade também é indicada pela diferença entre os valores máximos e mínimos. O valor médio geral encontrado para o coeficiente de descarga é: $C_D = 0,21$, para o diâmetro de 40mm; e $C_D = 0,30$, para o diâmetro de 50mm.

Os valores encontrados são bem menores que o valor de $C_D = 0,61$ indicado na literatura (Porto, 2001; Cruz, 1998; Nicholas, 1995) e adotado no dimensionamento do MR. Esta redução neste coeficiente se deve à obstrução das estruturas de descarga utilizadas. No caso do diâmetro de 40mm a redução foi maior que para o diâmetro de 50mm. No caso da configuração com 1 ϕ 50mm, não se considerando o evento 6, por ser um evento de cotas muito baixas, o C_D médio é da ordem de 0,40.

Pela grande variabilidade dos resultados obtidos em relação ao coeficiente de descarga, percebe-se a necessidade de estudos mais detalhados sobre os efeitos dos sedimentos sobre as estruturas de saída dos MR, considerando, além da formulação de orifícios, a de bocais e tubos curtos.

Tabela 5.11 – Coeficientes de descarga (C_D) por eventos

Evento	C_D (médio)	C_D (máximo)	C_D (mínimo)	Desvio Padrão	
2 ϕ 40mm	1	0,24	0,96	0,01	0,18
	2	0,22	0,48	0,09	0,08
	3	0,17	0,73	0,00	0,10
	4	0,17	0,77	0,01	0,13
	5	0,24	0,93	0,01	0,21
1 ϕ 50mm	6	0,12	0,80	0,00	0,14
	7	0,32	0,84	0,03	0,18
	8	0,47	0,67	0,02	0,16

5.4. MANUTENÇÃO

Como foi mencionado anteriormente, um dos problemas verificados durante o monitoramento da estrutura diz respeito ao grande aporte de folhagem e sedimentos ao reservatório, obstruindo a estrutura de descarga. A Figura 5.14 mostra uma série de exemplos destes problemas. Os efeitos destes sedimentos sobre o coeficiente de descarga do orifício serão tratados a seguir.

É importante notar que as fotos (Figura 5.14) apresentam obstrução dos tubos de 40mm; a configuração com 50mm não apresentou problemas desta natureza. A manutenção realizada durante o período de monitoramento consistiu de uma limpeza do vertedor do

reservatório após os eventos. É importante que esta limpeza seja feita logo após o evento de modo que o reservatório possa estar preparado para um outro evento. Entenda-se, aqui, evento como sendo um período chuvoso e a limpeza deve ser feita logo que ocorrer uma estiagem.

Na prática, nas instalações não experimentais deve ser previsto um cesto ou uma tela para coleta de sedimentos. Este dispositivo deve ficar numa caixa de passagem, ou na entrada do MR de modo que sua remoção para limpeza seja muito simples, e, dessa forma não seja necessário mão-de-obra especializada e equipamentos específicos para esta tarefa, como ocorre com outras estruturas de controle.



Figura 5.14 – Sedimentos e folhas no reservatório

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

As cidades precisam, urgentemente, repensar seu crescimento e sua infraestrutura, em especial no que se refere aos sistemas de drenagem urbana. A drenagem deve ser planejada adotando-se medidas de controle na fonte, de modo a não haver transferência espacial de problemas, evitando um agravamento dos impactos gerados pela urbanização. Para que a aplicação destas estruturas possa transcorrer sem problemas devidos à falta de planejamento dos sistemas de drenagem urbana, faz-se necessário que as estruturas sejam estudadas, para que se conheçam bem o funcionamento, os critérios de projeto e aplicação das estruturas.

Neste estudo foi projetado, construído e monitorado um microreservatório de detenção, a metodologia utilizada no projeto foi a do Método Racional, com a recomendação de se utilizar a duração da precipitação de projeto igual ao tempo de concentração da bacia.

6.1. CONCLUSÕES

A realização deste trabalho, tanto no que se refere à pesquisa bibliográfica sobre o tema, como no tocante ao monitoramento do sistema estudado e também à análise dos dados coletados, permite que muitas idéias e opiniões sejam consolidadas, e também que se tirem alguns ensinamentos das tarefas realizadas. As principais conclusões do trabalho ora terminado são a seguir descritas.

Os estudos experimentais, mesmo com limitações de abrangência, são de fundamental importância no conhecimento das potencialidades e limitações destas estruturas de controle, uma vez que possibilitam uma real modelagem das mesmas, sem as simplificações que compõem modelos teóricos.

O intervalo de tempo utilizado no registro das vazões de entrada no reservatório não foi suficiente para bem representá-las, de modo que os hidrogramas de entrada podem apresentar erros que geram inconsistências nos resultados dos hidrogramas de saída.

Do estudo propriamente dito pode-se verificar a eficiência do sistema na redução das vazões de pico do escoamento; os eventos selecionados atestam esta eficiência, mostrando que o MR é capaz de devolver à bacia a capacidade natural de armazenamento perdida pela urbanização. Quanto ao aumento do tempo de resposta da bacia, o MR não se mostrou eficiente para este fim, devido a seu pequeno volume de detenção.

No caso de longas durações de chuva, por exemplo 20 minutos, o MR avaliado não atuou no sentido de conter o excesso de escoamento, transbordando, uma vez que esta duração é muito superior à da precipitação de projeto. Portanto este tipo de reservatório é eficiente no controle de cheias provocadas por pancadas intercaladas de períodos de menor intensidade, para que o MR possa esvaziar e estar pronto para novas pancadas intensas.

Desta forma, a metodologia indicada pelo Método Racional para a determinação da duração chuva de projeto não é recomendável para o caso de bacias urbanas com altos índices de impermeabilização, uma vez que estas bacias têm tempos de concentração muito curtos e, às vezes, as chuvas urbanas apresentam pancadas de longa duração. Nestes casos é preferível utilizar o método da duração crítica da chuva de projeto, mesmo que este método conduza a volumes de detenção muito maiores, o que pode tornar não-econômica a utilização de MR em pequenos lotes urbanos. O uso de metodologias como o HED ou a utilização de reservatórios em paralelo a rede pode reduzir estes volumes.

Os coeficientes de descarga obtidos no monitoramento da estrutura muito diferem dos propostos na literatura. Estas diferenças estão, principalmente, associadas à presença das folhas no escoamento, provocando entupimento das estruturas de descarga. A manutenção bem realizada pode evitar estes problemas em aplicações práticas.

A manutenção é fator imprescindível na aplicação das estruturas de controle, e aqui propõe-se que esta seja realizada sempre após os eventos, constituindo-se, apenas, numa limpeza e remoção dos sedimentos, principalmente folhagem, trazidos pelas águas do escoamento.

6.2. RECOMENDAÇÕES

A necessidade de mais trabalhos é evidente, uma vez que não é só uma dissertação que vai esgotar as variadas possibilidades de investigação no que se refere a estruturas desta natureza, principalmente num país como o Brasil, onde algumas cidades, como Porto Alegre, estão começando a despertar para esta nova forma de lidar com a hidrologia urbana, e que é muito carente em trabalhos desta natureza.

Faz-se necessário que estes novos estudos explorem variantes da estrutura monitorada, verificando o método de dimensionamento aqui proposto, bem como verificando o efeito de modificações nos critérios de projeto. As variantes da estrutura monitorada podem prever reservatórios com volumes maiores, reservatórios com infiltração, reservatórios em paralelo a rede de microdrenagem, reservatórios com HED, entre outras possibilidades de estudos.

Outros estudos que se dediquem ao monitoramento de estruturas de controle na fonte devem preocupar-se com um refinamento da discretização aqui adotada, desta forma as variáveis monitoradas estarão melhor caracterizadas o que possibilitará informações mais consistentes.

Ainda em relação a futuros monitoramentos deve-se pensar no ensaio da estrutura em laboratório, de maneira que seus dispositivos, como as estruturas de descarga de fundo, sejam calibrados e tenham seu comportamento bem conhecido.

No que se refere a aplicações práticas de MR para detenção na fonte, recomenda-se, fortemente: a utilização do HED; a utilização de estruturas para retenção e coleta dos sedimentos e folhagens carreados pelas águas do escoamento, bem como uma proteção, com uma tela, para as estruturas de descarga.

Portanto, ficam aqui algumas sugestões para futuras tentativas de monitoramento e aplicação de estruturas de controle na fonte de modo a possibilitar uma simplificação do trabalho pretendido, através da redução das possibilidades de erro e análises de outras alternativas de projeto. Para aqueles que desejam aprofundar seus estudos nesta área como também para aqueles que serão os responsáveis pela quebra do paradigma do “pegar e largar depressa” que hoje existe no que se refere a drenagem urbana. As referências citadas na revisão bibliográfica aqui contida também servem, e muito bem, a este propósito.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

01. AGRA, Sidnei, SILVA Jr., Omar. 1999a. Caracterização da problemática das cheias na bacia do Tabuleiro dos Martins – Maceió/AL. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 13., 1999, Belo Horizonte. **Anais**. Belo Horizonte: ABRH. 13p. cd-rom.
02. AGRA, Sidnei, TUCCI, Carlos E.M. 1999. **Análise da eficiência da detenção em lotes urbanos no controle do escoamento**. Porto Alegre. UFRGS – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 6f. [Não publicado]
03. ALAGOAS registra 173 casos de leptospirose. 2000 **Gazeta de Alagoas**, Maceió, 03 out. Disponível on-line em <http://www.gazeta-oam.com.br>.
04. ARAÚJO, Paulo R. 1999. **Análise experimental da eficiência dos pavimentos permeáveis na redução do escoamento superficial**. Porto Alegre: UFRGS – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 137f. Dissertação (Mestrado).
05. AZZOUT, Y., BARRAUD, S., CRES, F.N., ALFAKIH, E. 1994. **Techniques alternatives en assainissement pluvial**. Paris: GRAIE.
06. BARBOSA, Marta S. 1996. **Comparação de dois sistemas de detenção em um loteamento urbano em Porto Alegre**. Porto Alegre: UFRGS – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 139f. Dissertação (Mestrado).
07. BAPTISTA, Márcio B., NASCIMENTO, N.O., SOUZA, V.C.B., COSTA, L.S.G.M. 1998. Utilização de tecnologias compensatórias no projeto de um sistema de drenagem urbana. In: CONGRESO NACIONAL DEL AGUA, 1998, Santa Fé. **Anais**. Santa Fé: Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas de la Universidad Nacional del Litoral. v.2. p.248-257
08. BERTONI, Juan C., TUCCI, Carlos E.M. 1993. Precipitação. In: TUCCI, Carlos E.M., (Org.) **Hidrologia: ciência e aplicação**. Porto Alegre: Editora da Universidade UFRGS:ABRH:EDUSP. cap.5, p.177-241.
09. BIDONE, Francisco R.A., TUCCI, Carlos E.M. 1995. Microdrenagem. In: TUCCI, Carlos E.M., PORTO, Rubem L.L., BARROS, Mário T. de. (Org.). **Drenagem urbana**. Porto Alegre: Editora da Universidade UFRGS:ABRH. cap. 1, p.15-36.

10. BOTELHO, Manoel H.C. 1998. **Águas de chuva**: engenharia das águas pluviais nas cidades. São Paulo: Edgard Blücher. 237p.
11. BRAS, Rafael L., PERKINS, Frank E.. 1975. Effects of urbanization on cathment response. **Journal of the Hydraulics Division**. ASCE, New York, n.3, v.101, p.451-466, Mar.
12. CAMPANA, Néstor A., TUCCI, Carlos E.M. 1994. Estimativa de área impermeável de macro-bacias urbanas. **RBE: Revista Brasileira de Engenharia**. Caderno de Recursos Hídricos, Rio de Janeiro, v.12, n.2, p.79-94, Dez.
13. CETE (Bordeaux). 1993. **La maîtrise des eaux pluviales**. Paris: Service Technique de l'Urbanisme. 63p.
14. CHUVAS alagam área do centro e entopem as praias de lixo. 2000a **Gazeta de Alagoas**, Maceió, 15 fev. Disponível on-line em <http://www.gazeta-oam.com.br>.
15. CHUVAS causam prejuízos e fazem maceioense viver 'um dia de cão'. 2000b. **Gazeta de Alagoas**, Maceió, 11 jul. p.A6.
16. CHUVAS levam prefeita a decretar estado de emergência. 2000c. **Gazeta de Alagoas**, Maceió, 12 jul. p.A6.
17. CRUZ, Marcus A.S. 1998. **Controle do escoamento em lotes urbanos com detenção**. Porto Alegre: UFRGS – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 134f. Dissertação (Mestrado).
18. CRUZ, Marcus A.S., ARAÚJO, Paulo Roberto., SOUZA, Vladimir C.B. 1999. Estruturas de controle do escoamento urbano na microdrenagem. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 13., 1999, Belo Horizonte. **Anais**. Belo Horizonte: ABRH. 21p. cdrom.
19. CRUZ, Marcus A.S., TUCCI, Carlos E.M., SILVEIRA, André L.L. da. 1998. Controle do escoamento em lotes urbanos com detenção. **RBRH: Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v.3, n.4, p.19-31, out/dez.
20. FRENDRICH, R., FREITAS, C.O. 1987. Modelo hidrológico geral de Ven te Chow aplicado a bacias urbanas. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 7., 1987, Salvador. **Anais**. São Paulo: ABRH. 5v. v.2, p.443-455.

21. FUCHS, L. 1984. Comparison of renovation alternatives for urban storm sewers. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON URBAN STORM DRAINAGE, 3., 1984, Göteborg. **Proceedings**. Göteborg: Chalmers University of Technology. 4v. v.3, p.1181-1190.
22. GENZ, Fernando. 1994. **Parâmetros para a previsão e controle de cheias urbanas**. Porto Alegre: UFRGS – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 162f. Dissertação (Mestrado).
23. GERMANO, A., TUCCI, C.E.M., SILVEIRA, A.L.L.da. 1998. Estimativa dos parâmetros do modelo IPH II para algumas bacias urbanas brasileiras. **RBRH**: Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, v.3, n.4, p.89-101, Out./Dez.
24. GLADWELL, J.S. 1993. Urban water management problems in the humid tropics: some technical and non-technical considerations. In: **HYDROLOGY and water management in the humid tropics**. Cambridge: University Press, Paris: UNESCO. ch.19, p.414-436.
25. GOLDENFUM, J.A., CAMAÑO, B. SILVESTRINI, J. 1991. Análise das chuvas intensas em Porto Alegre. [não publicado].
26. HDT reforça quadro de pessoal para enfrentar leptospirose. 2000. **Gazeta de Alagoas**, Maceió, 25 ago. Disponível on-line em <http://www.gazeta-oam.com.br>.
27. HOLMSTRAND, O. 1984. Infiltration of stormwater: research at chalmers University of Technology, results and examples of application. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON URBAN STORM DRAINAGE, 3., 1984, Göteborg. **Proceedings**. Göteborg: Chalmers University of Technology. 4v. v.3, p.1057-1066.
28. IDE, Carlos Nobuyoshi. 1984. **Qualidade da drenagem pluvial urbana**: bacia dos Açorianos, Porto Alegre (RS). Porto Alegre: UFRGS – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 137f. Dissertação (Mestrado).
29. A IMPORTÂNCIA do censo 2000. 2000. In: **CENSO 2000**. IBGE. Disponível on-line em <http://www.ibge.gov.br>.
30. JESUS, R.M.R. EIGER, S. 1983. DRENG V. III – um modelo para simulação de enchentes em bacias de córregos urbanos. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 5., 1983, Blumenau. **Anais**. Florianópolis: ABRH. 4v. v.3, p.1073-1082.

31. LEPTOSPIROSE faz mais uma vítima em Alagoas. 2000. **Gazeta de Alagoas**, Maceió, 22 ago. Disponível on-line em <http://www.gazeta-oam.com.br>.
32. LOGANATHAN, V.G., DELLEUR, J.W., SEGARRA, R.I. 1985. Planning detention storage for stormwater management. **Journal of Water Resources Planning and Management**. ASCE. New York, v.111, n.4, p.382-398, Oct.
33. LUNA CAICEDO, N.O. 1975. **Métodos de síntesis en la hidrología urbana**. Porto Alegre: UFRGS – Curso Pós-Graduação em Hidrologia Aplicada. 120f. Dissertação (Mestrado).
34. MACHADO, E.S., RIGHETTO, A.M. 1981. Modelo hidrológico determinístico para bacias urbanas. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 4., 1981, Fortaleza. **Anais**. São Paulo: ABRH. 4v. v.3, p.561-580.
35. MIRANDA, J.A., BRANDÃO, J.L.B., GUIMARÃES, M.A. 1987. Prevenção e controle de enchentes em bacias urbanas da região metropolitana de São Paulo. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 7., 1987, Salvador. **Anais**. São Paulo: ABRH. 5v. v.1, p.55-73.
36. MOTA Jr., J.C. 1982. **Simulação hidrológica de uma bacia urbana: Arroio Dilúvio**. Porto Alegre: UFRGS – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 177f. Dissertação (Mestrado).
37. MOTA Jr., José C., TUCCI, Carlos E.M. 1984. Simulation of the urbanization effect in flow. **Hydrological Sciences Journal**, Oxford, v.29, n.2, p.131-147, Jun.
38. MOTA, Suetônio. 1997. **Introdução à engenharia ambiental**. Rio de Janeiro: ABES.
39. NEVES, E.T. 1977. **Curso de Hidráulica**. 5ª edição. Porto Alegre: Globo.
40. NICHOLAS, D. 1995. Techniques for on-site stormwater detention in Sydney, Australia: quantity and quality control mechanisms for frequency staged storage. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON INNOVATIVE TECHNOLOGIES IN URBAN STORM DRAINAGE, 2., 1995, Lyon. **NOVATECH'95**. Lyon: Graie. p.503-510.
41. NORDESTE sofre com chuvas torrenciais. 2000. **INMET Notícias**, Brasília, Set./Out. p.2.

42. O'LOUGHLIN, G., BEECHAM, S., LEES, S., ROSE, L., NICHOLAS, D. 1995. On-site stormwater detention systems in Sydney. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON INNOVATIVE TECHNOLOGIES IN URBAN STORM DRAINAGE, 2., 1995, Lyon. **NOVATECH'95**. Lyon: Graie. p.549-556.
43. PEDROSA, Valmir de Albuquerque. 1996. **O controle da urbanização na macrodrenagem de Maceió**: Tabuleiro dos Martins. Porto Alegre: UFRGS – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 139f. Dissertação (Mestrado).
44. PILAR, Alejandro E., BIAIN, Rolando H. 2000. Estudio de la viabilidad técnica de la implantación de retardadores de escurrimiento pluvial en lotes urbanos. In: TUCCI, C.E.M., GOLDENFUM, J.A., DEPETTRIS, C.A., PILAR, J.V. **Hidrologia urbana na bacia do Prata** Porto Alegre: ABRH: IPH/UFRGS. p.99-107.
45. PHILLIPS, Donald Ian. 1995. A generic method of design of on-site stormwater detention storages. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON INNOVATIVE TECHNOLOGIES IN URBAN STORM DRAINAGE, 2., 1995, Lyon. **NOVATECH'95**. Lyon: Graie. p.295-301.
46. POPCLOCK: **estimativa da população**. 2000. IBGE. Disponível on-line em <http://www.ibge.gov.br>.
47. PORTO ALEGRE. Prefeitura Municipal de Porto Alegre. Departamento de Esgotos Pluviais. 2000. **Plano diretor de drenagem urbana**: Manual de drenagem urbana. Porto Alegre. [não publicado].
48. PORTO, Rodrigo de Melo. 2001. Hidráulica Básica. São Carlos: EESC-USP.
49. PORTO, Rubem L.L. 1995. escoamento superficial direto. In: TUCCI, Carlos E.M., PORTO, Rubem L.L., BARROS, Mário T. de. (Org.) **Drenagem urbana**. Porto Alegre: Editora da Universidade UFRGS:ABRH. cap. 4, p.107-165.
50. PORTO, Rubem L.L., ZAHHEL, Kamel., TUCCI, Carlos E.M., BIDONE, Francisco. 1993. Drenagem Urbana. In: TUCCI, Carlos E.M., (Org.) **Hidrologia: ciência e aplicação**. Porto Alegre: Editora da Universidade UFRGS:ABRH:EDUSP. cap.21, p.805-847
51. SANCHEZ, J.E., SIMÕES LOPES, M.O. 1981. **Inundações na cidade de Joinville**: proteção do centro comercial, relatório final. Porto Alegre. IPH/UFRGS. 189f.

52. SÃO PAULO (SP). Câmara Municipal. 1997. **Projeto de Lei Nº 01 – PL 01 – 0320/1997**. Torna obrigatória a execução de reservatório para as águas coletadas por coberturas e pavimentos nos lotes, edificados ou não, que tenham área impermeabilizada superior a 500m². [S.l.: s.n.]
53. SCHILLING, Wolfgang. 1982. Cisterns against storms. In: FEATHERSTONE, R.E., JAMES, A. **Urban systems drainage**. London: Computational Mechanics Centre. p.4.49-4.60.
54. SCHUELER, Thomas R. 1987. **Controlling urban runoff**: a practical manual for planning and designs BMP's. Washington.
55. SCHUELER, Thomas R., KUMBLE, Peter A., HEARTY, Maureen A. 1992. A current assessment of urban best manages pratices: techniques for reducing non-poit source pollution in the coastal zone. Washington. 127p.
56. SEFIONE, André Luiz. 1998. **Influência dos instrumentos de controle urbanísticos e reservatórios de detenção nas cheias urbanas**. Porto Alegre: UFRGS – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 19f. Plano de Dissertação (Mestrado).
57. SILVA, M.J.D., PORTO, R.L.L. 1991. Análise do efeito da alteração do uso do solo através de modelo matemático chuva - vazão. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 9., 1991, Rio de Janeiro. **Anais**. Rio de Janeiro: ABRH/APRH. v.1, p.527-535.
58. SILVEIRA, André L.L. 2000a. Provável efeito urbano nas relações IDF das chuvas de Porto Alegre. In: TUCCI, Carlos E.M., MARQUES, David M.L. da Mota. **Avaliação e controle da Drenagem Urbana**. Porto Alegre: Editora da Universidade UFRGS:ABRH. p.129-152.
59. SILVEIRA, André L.L. 2000b. Hidrologia Urbana no Brasil. In: TUCCI, Carlos E.M., MARQUES, David M.L. da Mota. **Avaliação e controle da drenagem Urbana**. Porto Alegre: Editora da Universidade UFRGS:ABRH. p.511-525.
60. SIMÕES LOPES, M. SANCHEZ, J. 1986. Avaliação do impacto hidrológico causado pela urbanização. In: UFRGS. Instituto de Pesquisas Hidráulicas. **Pesquisa em Recursos Hídricos** : relatório final. Porto Alegre. v.1.
61. SOUZA, Vladmir C.B., GOLDENFUM, Joel A., 1999. Trincheiras de infiltração como elemento de controle do escoamento superficial: um estudo experimental. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 13., 1999, Belo Horizonte. **Anais**. Belo Horizonte: ABRH. 11p. cd-rom.

62. SUGIO, S., DEGUCHI, C., KUNITAKE, M., SUHARYANTO, A., YAMAKAWA, Y. 1995. Use of house storage to decrease and delay the peak point in stormwater discharge from small urbanized basin. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON INNOVATIVE TECHNOLOGIES IN URBAN STORM DRAINAGE, 2., 1995, Lyon. **NOVATECH'95**. Lyon: Graie. p.437-444.
63. SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DE RECURSOS HÍDRICOS E SANEAMENTO AMBIENTAL (Paraná). 2000. **Manual de Drenagem Urbana da Região Metropolitana de Curitiba**. Curitiba. [não publicado].
64. TEMPORAL alaga Porto Alegre. 2000. **Zero Hora**, Porto Alegre, 10 fev. p.49.
65. TSUCHIYA, A. 1978. Evaluation of on-site stormwater detention methods in urbanized areas. In: HELLIWELL, P.R. **Urban Storm Drainage**. London: Pentech Press. p.470-478.
66. TUCCI, Carlos E.M. 1993a. Vazão máxima e hidrograma de projeto. In: TUCCI, Carlos E.M. (Org.) **Hidrologia: ciência e aplicação**. Porto Alegre: Editora da Universidade UFRGS:ABRH:EDUSP. cap.14, p.527-572.
67. TUCCI, Carlos E.M. 1993b. Controle de enchentes. In: TUCCI, Carlos E.M. (Org.) **Hidrologia: ciência e aplicação**. Porto Alegre: Editora da Universidade UFRGS:ABRH:EDUSP. cap.16, p.621-658.
68. TUCCI, Carlos E.M. 1995. Inundações urbanas. In: TUCCI, Carlos E.M., PORTO, Rubem L.L., BARROS, Mário T. de. (Org.). **Drenagem urbana**. Porto Alegre: Editora da Universidade UFRGS:ABRH. cap. 1, p.15-36.
69. TUCCI, Carlos E.M. 1997. Plano diretor de drenagem urbana: princípios e concepção. **RBRH: Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v.2, n.2, p.5-12, Jul./Dez.
70. TUCCI, Carlos E.M. 1998a. Estimativa do volume para controle da drenagem no lote. In: BRAGA, Benedito, TUCCI, Carlos, TOZZI, Marcos. **Drenagem urbana: gerenciamento, simulação, controle**. Porto Alegre: Editora da Universidade UFRGS: ABRH. cap.12, p.155-164.
71. TUCCI, C.E.M. 1998b. escoamento. In: TUCCI, C.E.M. **Modelos hidrológicos**. Porto Alegre: Editora da Universidade UFRGS: ABRH. cap 4, p.85-169.
72. TUCCI, C.E.M. 1998c. Modelos precipitação-vazão. In: TUCCI, C.E.M. **Modelos hidrológicos**. Porto Alegre: Editora da Universidade UFRGS: ABRH. cap 6, p.227-312.

73. TUCCI, Carlos E.M. 2000. Coeficiente de escoamento e vazão máxima da bacias urbanas. **RRH**: Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, v.5, n.1, p.61-68, jan/mar.
74. TUCCI, Carlos E.M., BRAGA Jr., Benedito P.F., SILVEIRA, André L.L. 1989. Avaliação do impacto da urbanização nas cheias urbanas. **RBE**: Revista Brasileira de Engenharia. Caderno de Recursos Hídricos, Rio de Janeiro, v.7, n.1, p.77-101, Jun.
75. TUCCI, Carlos E.M., GENZ, Fernando. 1995. Controle do impacto da urbanização. In: TUCCI, Carlos E.M., PORTO, Rubem L.L., BARROS, Mário T. de. (Org.) **Drenagem urbana**. Porto Alegre: Editora da Universidade UFRGS:ABRH. cap.7, p.277-348.
76. UPPER PARRAMATTA RIVER CATHMENT TRUST. 1994. **On-Site Stormwater Detention Handbook**. 3ª edição. Parramatta..
77. URBAN Agglomerations. 2000. Disponível on-line em <http://www.un.org>
78. URBONAS, Ben., STAHRE, Peter. 1993. **Stormwater** best management practices and detention for water quality. Englewood Cliffs: Prentice Hall. 450p.
79. VILLANUEVA, Adolfo O. N. 2001. Comunicação pessoal
80. WL14MAN. 2000. **Water logger manual**. Global Water. disponível on-line em <http://www.globalwater.com>

ANEXO