

Atenuação de Picos de Vazão em Área Problema: Estudo Comparativo de Reservatórios de Detenção em Lote, em Logradouros e em Grande Área da Bacia

Pedro Oliveira da Silva*, Jaime Joaquim da Silva Pereira Cabral*

eng.pedroos@gmail.com; jcabral@ufpe.br

Recebido: 27/03/11 - revisado: 12/06/12 - aceito: 14/01/14

RESUMO

Este estudo tem como base um ponto de inundação em um canal no Recife, que apresenta neste ponto uma bacia de contribuição de 38,66 ha. O objetivo foi o de simular técnicas compensatórias de drenagem urbana, como detenção em lote, detenção em ruas e na bacia, a partir do modelo SWMM (StormWater Management Model), complementando com uma avaliação dos custos de implantação das soluções estruturais. Procederam-se levantamentos topográficos e cadastrais, além de vistorias na área, a fim de caracterizar a bacia, visando estabelecer os parâmetros necessários para o atendimento do modelo hidrológico. Na simulação com reservatórios em lotes, optou-se em discretizar a bacia em 282 subáreas para caracterizar este elemento. Esta técnica compensatória mostrou-se eficiente, reduzindo os níveis de inundação em mais de 40 % nos picos de máxima vazão, o fato negativo é o elevado investimento, porém cabe aos proprietários dos lotes o respectivo desembolso. Para a simulação com as outras técnicas compensatórias (em ruas e na bacia) utilizou-se uma discretização em 14 subáreas. No contexto de ruas a eficiência foi de 60 % na redução das vazões afluentes ao canal, no entanto, com altos custos de implantação. Já a solução, ao nível da bacia de estudo, apresentou-se mais eficiente tanto no aspecto hidráulico, reduzindo em mais de 80% as vazões afluentes ao canal, quanto no aspecto financeiro, inclusive quando comparado com os custos da solução de apenas se elevar o greide do trecho da via impactado com a inundação.

Palavras-Chave: Drenagem urbana, SWMM, inundação urbana, reservatório de detenção.

INTRODUÇÃO

O ambiente urbano brasileiro vem ao longo dos anos sendo impactado por alagamentos e inundações, fruto principalmente da falta de planejamento das cidades. Adicionada às ocupações das margens de rios e córregos, verifica-se uma tendência de impermeabilização em praticamente 100 % da área dos lotes, num claro descumprimento de leis de uso e ocupação do solo (SILVA, 2010). Soma-se a este cenário o crescimento vertical imobiliário e os precários sistemas de coleta e tratamento de esgotos cloacais, que não atendem a demanda do crescimento urbano, tornando-se mais um contribuinte dos sistemas de micro e macro-drenagem.

Nesse contexto, as redes de micro drenagem principalmente, tornaram-se sub dimensionadas

(TUCCI e BERTONI, 2003) e poluídas, provocando as já conhecidas consequências, como inundações e proliferação de doenças com veiculação hídrica.

Diante desta problemática, há algumas décadas, vem-se dando uma nova concepção ao tratamento da drenagem urbana, com a utilização de técnicas que visam restabelecer processos do ciclo hidrológico como: a infiltração e o armazenamento, com o objetivo de aumentar o tempo de concentração da bacia e diminuir as vazões geradas com as chuvas.

Diversos estudos se destacam na aplicação destas técnicas, dando ênfase aos reservatórios de detenção. Tassi e Villanueva(2004), com base em uma bacia hipotética, utilizou micro reservatórios em lotes para avaliar o efeito do impacto na macro-drenagem urbana a partir de simulação numérica. Em geral, a utilização desta técnica compensatória mostrou eficiência na redução da vazão no sistema de macrodrenagem.

Costa e Barbassa (2006) elaboraram um estudo detalhado na sub-bacia urbana da Ponta Seca em Jabuticabal – SP, onde foram avaliados 164 lotes de um total de 1777, visando a aplicação de reserva-

*Centro de Tecnologia e Geociência- Universidade Federal de Pernambuco

tórios em lotes e pavimentos permeáveis. Uma das conclusões que chegaram, foi a taxa de aceitação por parte dos moradores que ficou em torno de 82%. No entanto, um problema constatado refere-se à responsabilidade dos custos de implantação. Sendo necessário desenvolver uma via de financiamento e um processo de discussão participativo.

Canholi (2005) destaca alguns reservatórios de amortecimento de cheias construídos no início da década de 1990, como é o caso do Reservatório Pacaembu. Foi ratificada a eficiência destas estruturas em relação às soluções convencionais de drenagem, principalmente no que se refere a não transferir para jusante as inundações, que com certeza ocorreriam caso a solução tivesse sido apenas a substituição da rede de galerias por uma de maior dimensão.

Emerson (2003), a partir do modelo HEC-HMS (Hidrologic Engineering Center – the Hydrologic Model System), avaliou 111 bacias de detenção construídas no Vale do Creek na Pensylvania, e constatou a deficiência das mesmas na atenuação de picos de vazão, quando é analisada a bacia hidrográfica como um todo. O autor verificou que essas bacias de detenção, como foram dimensionadas para eventos de pouca frequência ($Tr=100$ anos), não cumprem sua função para eventos com maior frequência ($Tr < 100$ anos), e em 2 delas houve um incremento no fluxo quando analisada sua micro bacia hidrográfica. Destaca-se então, a importância de dimensionar controles de bacias de detenção a partir de eventos frequentes na bacia hidrográfica.

Neves et al (2001) avaliou o sistema de amortecimento implantado em Porto Alegre na Av. Polônia entre 1997 e 2000, onde, apesar de cumprir sua finalidade em reduzir as vazões no sistema à jusante, houve problemas de remanso à montante.

As bacias de detenção e retenção são ainda destacadas na função da melhoria da qualidade da água de chuva, em estudo realizado por Persson e Petersson (2009), em que foram avaliadas diversas lagoas de retenção na Suécia. Nesse estudo os autores mostraram a eficiência dessas estruturas neste aspecto, ressaltando principalmente o desempenho de vegetações aquáticas nesse processo.

O presente trabalho objetivou simular a aplicação de reservatórios de detenção, ao nível de lote, ruas e da bacia, a partir do modelo hidrológico SWMM, visando amenizar níveis de inundação de uma bacia hidrográfica urbana.

MATERIAIS E MÉTODOS

Estudo de caso

Para o presente trabalho, optou-se em avaliar a aplicação das referidas técnicas compensatórias na bacia do canal da Sanbra, localizado na zona oeste da cidade do Recife (figura 1), onde se constata pontos de alagamento, quando da ocorrência de chuvas intensas (figura 2). A bacia apresenta uma área de 39,65 ha com um perímetro de 3748,91 m e uma taxa de impermeabilização média de 88,70 %, o que a classifica como uma área densamente ocupada. A área é caracterizada também como residencial, apresentando na montante um setor com ocupação desordenada (aproximadamente 5,7 ha) caracterizada como zona de interesse social (ZEIS). Com relação aos escoamentos das águas pluviais, a bacia apresenta sistemas de micro drenagem embutidos na maioria de seus logradouros que têm como jusante o referido canal.

A rede de macro drenagem (canal da Sanbra) apresenta uma extensão de 1,08 km com uma declividade de 0,08% até sua jusante no rio Jiquiá, com diferentes tipos de revestimentos, alternando entre alvenaria revestida na sua montante (279 m); leito natural num trecho intermediário (454 m) e no percurso final, variando entre alvenaria revestida e galerias dupla de concreto.



Figura 1 - Localização da bacia de estudo no contexto da bacia do rio Tejiú no Recife.

Fonte: Atlas Ambiental do Recife, 2002.



Figura 2 - Ponto de inundação estudado

Modelo hidrológico

Para a referida avaliação foi utilizado o modelo hidrológico, tipo chuva-vazão, SWMM, desenvolvido pela Environmental Protection Agency – (EPA-USA), o qual vem sendo aprimorado ao longo dos anos por diversos pesquisadores.

De acordo com Rossman (2010) o modelo SWMM visa simular um sistema hidrológico a partir dos módulos: Runoff, onde se processa a transformação da precipitação em vazão, obtida pela combinação das equações de Manning e da continuidade; Transport representando a rede de drenagem baseado na onda cinemática; o Extran é o módulo hidrodinâmico tendo como referência as equações de Saint Venant; e o módulo que se refere à reservação e tratamento (Storage/Treatment), o qual lançou-se mão pra representar as soluções estruturais baseada na retenção.

Caracterização da bacia

Cada objeto do modelo requer informações, que o caracterizem o mais próximo da realidade do meio ambiente de estudo, e consequentemente atenda às variáveis das equações requeridas pelo SWMM. Para tanto, foram procedidos levantamentos topográficos dos sistemas de macro e micro drenagem, estabelecendo curvas de níveis a cada 0,20m, para o sistema de macro drenagem. Para a micro drenagem foram complementadas as informações referentes à natureza do elemento condutor, dimensões e a declividade.

Foram também analisados 65 lotes do setor urbanizada da bacia de estudo (aproximadamente 20 %), com vista a determinar as taxas da área permeável e impermeável. Esta análise foi baseada em imagens de ortofotos de 2005, complementando-se com informações colhidas no local, durante vistorias nos referidos lotes para averiguação do tipo de ocupação das áreas dos jardins e dos quintais.

Com relação à precipitação, foram utilizados dados da estação climatológica do INMET no Curado, localizada na bacia do rio Tejipió (figura 1). Com relação à infiltração utilizaram-se dados de ensaio de infiltração elaborado pela ENCIBRA, com o objetivo de compor os parâmetros do modelo de Horton resumido na equação (1) em função do tempo (t).

$$I_t = 58,91 + 349,09 \cdot e^{-2,83t} \quad (1)$$

onde:

I_t é a taxa de infiltração no tempo t, em mm/h;

t é o tempo, em s;

Equação de chuva

Em relação à chuva de projeto, foi adotada a equação elaborada pela ENCIBRA especificamente para a cidade do Recife, a qual é apresentada na equação (2).

$$i = (335,47 \cdot T^{0,218}) / (t+4)^{0,539} \quad (2)$$

onde:

i = intensidade da chuva (mm/h);

T = tempo de retorno (adotou-se 5 anos)

t = duração da chuva (adotou-se 60 min)

(dados similares à chuva observada em 31 de março de 2007 entre 0:00h e 1:00h).

No local, procedeu-se ao monitoramento dos níveis de inundação nos dias 21 de março, 31 de março e 13 de abril do ano de 2008, quando ocorreram precipitações intensas e consequentes inundações na cidade do Recife e principalmente na bacia de estudo.

Os dados destas precipitações são apresentados na tabela 1. O monitoramento objetivou principalmente ajustar o modelo SWMM à bacia de estudo, devido à ausência de dados de vazão do canal, o que possibilitaria a calibração do modelo.

Para simulação no modelo SWMM, além dos dados apresentados anteriormente, o módulo “Storage/ Treatment” requer outros dados oriundos do volume a reservar, tais como a área prevista de reser-

vação, a altura, além das dimensões de orifícios e vertedouros. Para isto se utilizou a variação da vazão entre a pós-urbanização e a pré-urbanização, procurando-se avaliar os volumes gerados em função dos condicionantes relativos à topografia dos locais previstos para implantação das estruturas. A análise se baseou no modelo racional, para transformar a chuva em vazão por se tratar de aplicações em pequenas bacias. No caso, têm-se lotes com área média de 530,00 m² e setores pré-determinados para reservação em ruas com área contribuinte média de 23.892,00 m².

Tabela 1 – Chuvas intensas de março e abril de 2008.

21/03/2008		31/03/2008		13/04/2008	
Hora	Chuvas (mm)	Hora	Chuvas (mm)	Hora	Chuvas (mm)
6:00	0.6	21:00	0	2:00	0
7:00	0	22:00	0	3:00	1.8
8:00	0	23:00	0	4:00	0.6
9:00	14.8	0:00	1	5:00	13.2
10:00	11.4	1:00	50.8	6:00	0
11:00	0.8	2:00	6.4	7:00	0
12:00	0.8	3:00	1.8	8:00	1.2
13:00	10.2	4:00	1	9:00	0.2
14:00	1	5:00	0.2	10:00	13
15:00	7	6:00	1.2	11:00	0
16:00	0	7:00	37.2	12:00	0
17:00	0	8:00	5.6	13:00	19
18:00	0	9:00	3.2	14:00	27.6
19:00	13.8	10:00	0.8	15:00	0.2
20:00	0.2	11:00	0.6	16:00	0
21:00	8.2	12:00	0.2	17:00	0.4
22:00	0.4	13:00	0.2	18:00	0.2
23:00	0			19:00	0
TOTAL	69.2	TOTAL	110.2	TOTAL	77.4

Fonte: INMET- estação Curado.

Coefficiente de escoamento

Na determinação deste parâmetro foi utilizado o método baseado em coeficientes específicos em função dos diversos tipos de revestimentos do solo que compõem uma bacia hidrográfica. Para obtenção das áreas dos respectivos tipos de revestimentos, no caso do cenário de pós-urbanização, tomaram-se como referência as ortofotos de 2007,

em conjunto com as informações do local. Para o cenário de pré-urbanização, recorreu-se a ortofotos de 1974 e dados de arquivos da EMLURB (Empresa de Urbanização e Limpeza Urbana da Prefeitura do Recife), relativos às pavimentações de logradouros públicos. No quadro 1, é apresentado os tipos de revestimentos do solo e C correspondente, com suas áreas para os respectivos cenários.

Quadro 1 – Coeficiente de escoamento C

ELEMENTOS	C _i	ÁREAS-A _i (m ²)	
		1974	2007
ruas de asfalto	0,95	5.537,75	5.537,75
ruas de paralelo	0,81	0,00	15.943,77
ruas de solo nat.	0,30	18.145,82	2.202,05
Área verde	0,30	62.173,68	7.252,66
Telhados,cimentados	0,81	38.000,00	92.921,02
C _{GERAL} =(ΣC _i .A _i)/A _{TOTAL}		0,49	0,78

Métodos de obtenção de volumes de reservação

- I. O Método das Perdas da Reservação Natural, apresentado por Canholi, (2005), é definido como: “o volume do reservatório deve ser no mínimo igual ao volume perdido de reservação devido à urbanização”. Sua determinação baseia-se na aplicação da equação (3).

$$V_s = V_d - V_a \quad (3)$$

onde:

V_s = volume a reservar (m³)

V_a = volume de reservação natural (m³)

V_d = volume gerado com urbanização (m³)

Os volumes de escoamentos V_a e V_d são obtidos a partir do produto das vazões de cada cenário pelo tempo de duração.

- II. Baptista et al, 2005, sugerem o Método das Chuvas que é baseado num conjunto de número N de intensidades máximas anuais transformadas em alturas de chuvas, obtidas a partir do produto de cada intensidade pela respectiva duração. Compara-se a altura da precipitação máxima com o produto da vazão específica “q_e” pela duração, cuja diferença fornece a altura máxima a armazenar

$(DH_{\max}(q_s, T)$ - equação 4). Sendo “ q_s ” determinada pela equação 5.

$$DH_{\max} = \text{Max}[P(D, T) - q_s \cdot D] \quad (4)$$

onde:

DH_{\max} = altura máxima a armazenar (m)

$P(D, T)$ = precipitação máxima (mm)

q_s = vazão específica (mm/min)

D = duração da precipitação (min ou h)

$$q_s = Q_s / A_a \quad (5)$$

onde:

q_s - vazão específica (mm/min)

Q_s - vazão de saída (restrição) (m^3/s)

A_a - Área de drenagem efetiva (m^2)

$A_a = A$ (área da bacia em m^2) * C (coeficiente de escoamento pós-urbanização)

Logo o volume máximo de armazenamento será dado pela equação 6 :

$$V_{\max} = DH_{\max} \cdot A_a \quad (6)$$

onde: V_{\max} = volume máximo (m^3)

RESULTADOS

1. Volumes de reservação

A seguir são apresentados os volumes obtidos pelos métodos citados para cada setor de aplicação (LOTES, RUAS e na BACIA), procurando adequar as dimensões à disponibilidade do local de implantação:

2. Detenção em lote

Para esta solução tomou-se como base 16 lotes vistoriados, com a adoção da área média (530,00 m^2).

A tabela 2 apresenta os detalhes destes lotes e a seguir, nas tabelas 3 e 4, são apresentados os volumes de reservação para o tempo de 60 minutos baseado no intervalo dos dados da estação do INMET.

Tabela 2 – Detalhes dos lotes analisados.

Nº	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS			
	C(m)	L(m)	A _{LOTE} (ha)	A _{TELHADO} (m^2)
1	32,95	14,00	0,0461	201,06
2	43,67	17,90	0,0782	264,9
3	37,75	14,60	0,0551	193,71
4	33,98	14,80	0,0503	223,04
5	29,59	12,50	0,0370	182,52
6	33,00	23,90	0,0789	225,7
7	31,00	22,64	0,0702	210,36
8	26,00	19,60	0,0510	182,21
9	32,31	15,58	0,0503	297,28
10	29,22	12,70	0,0371	206,4
11	29,29	12,70	0,0372	97,39
12	29,62	13,30	0,0394	122,7
13	28,45	12,50	0,0356	157,38
14	30,15	15,30	0,0461	69,77
15	35,34	14,10	0,0498	136,01
16	40,45	21,20	0,0858	211,59
MÉDIAS			0,0530	186,38

Tabela 3 – Volumes a reservar estimados pelo Método da Perda da Reservação Natural

t (min)	Área (ha)	i (mm/h)	VAZÃO (m^3/s)		V _s (m^3)
			Q _a	Q _d	
5	0,053	145,8	0,011	0,017	1,87
20	0,053	85,9	0,006	0,010	4,41
60	0,053	50,6	0,004	0,006	7,79

Tabela 4 – Volume a reservar estimado pelo Método das Chuvas

t (min)	i (mm/h)	P(D,T) (mm)	Q ₅ (m^3/s)	H _E (mm)	H _A (mm)	V _S (m^3)
60	50,64	50,64	0,0014	18,8	31,8	8,49
H _E (altura evacuada) = $q_s \cdot t$						
H _A (altura a armazenar) = $P - q_s \cdot t$						
V _S (volume de retenção) = H _A (q_s, t) · A _a						

A comparação entre as 2 metodologias mostrou equivalência entre os volumes obtidos para $t=60$ min, o que conduziu à escolha de 8 m^3 para o

volume de detenção. As dimensões do reservatório são apresentadas na figura 3.

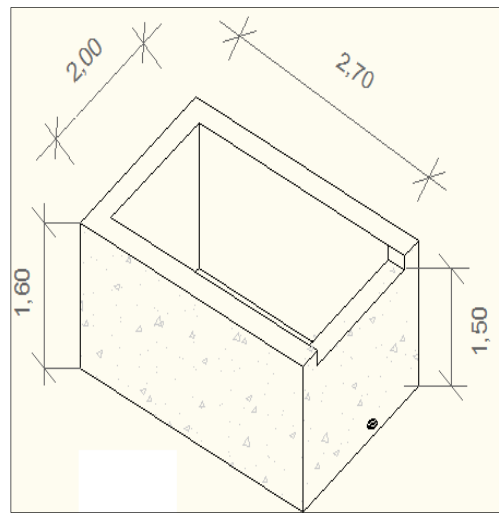


Figura 3 – Configuração do reservatório em lote de 8 m³.

3. Detenção em ruas

A análise da topografia da bacia conduziu a optar pela implantação de reservatórios por sub bacias, no setor elevado da mesma. Nessa parte da bacia, com área de 11,946 ha, procedeu-se uma discretização em 10 subáreas, sendo 8 delas agrupadas em função dos sistemas de micro drenagem existentes distribuídas em 5 setores da bacia (tabela 5). Em seguida são apresentados os volumes calculados para os respectivos métodos (tabelas 6 e 7).

Tabela 5 – Setores de detenção em ruas.

SUBÁREAS	ÁREAS(ha)	SETOR	ÁREAS(ha)
SBA1	0.697	1	3.055
SBA2	1.162		
SBA3	1.196		
SBA4	1.187	2	2.009
SBA5	0.822		
SBA6	0.979	3	0.979
SBA7	4.945	4	4.945
SBA9	0.958	5	0.958
totais	11.945	-	11.945

Tabela 6– Volumes a reservar estimados pelo Método da Perda da Reserva Natural

SETOR	t (min)	i (mm/h)	V _{reserv} (m³)
1	60	50,6	451,82
2	60	50,6	297,07
3	60	50,6	144,71
4	60	50,6	731,28
5	60	50,6	141,63

Tabela 7 - Volumes a reservar (Vs) estimado pelo Método das Chuvas

SE-TOR	P(D,T) (mm)	Q ₅ (m³/s)	Alturas		Volume a Armazenar (m³)
			Evacuada (mm)	Armazenada (mm)	
1	50,6	0,21	31,7	19,0	579,99
2	50,6	0,14	31,7	19,0	381,26
3	50,6	0,07	31,7	19,0	185,72
4	50,6	0,34	31,7	19,0	938,56
5	50,6	0,07	31,7	19,0	181,81

Para a detenção em ruas houve a necessidade de se condicionar as dimensões dos reservatórios, às larguras dos logradouros e às cotas de fundo dos poços de visita de jusante. Decidiu-se pelo método que apresentou menores volumes e consequentemente menores estruturas, resultando assim na adoção dos dados apresentados na tabela 8, com as dimensões dos reservatórios a serem informadas no modelo SWMM. Nas figuras seguintes (4 e 5) são apresentadas propostas de localização dos reservatórios e configuração da estrutura, dotadas de dispositivos de controle tipo orifício localizado no fundo, e vertedor de soleira livre, representado por uma abertura de 10 cm no topo da parede de jusante.



Figura 4 – Localização de reservatórios em ruas
Tabela 8 – Volumes adotados Vs /Dimensões dos reservatórios por setor

SETOR	PARÂMETROS				
	V_s	A	b	L	h
	(m ³)	(m ²)	(m)	(m)	(m)
1	451,82	347,55	3,00	115,85	1,30
2	297,07	297,07	3,00	99,02	1,00
3	144,71	90,44	3,00	30,15	1,60
4	731,28	487,52	3,00	162,51	1,50
5	141,63	70,82	3,00	23,61	2,00

OBS. - V_s é o volume a reter; A é a área útil ; b é a largura; L é o comprimento e h é a altura.

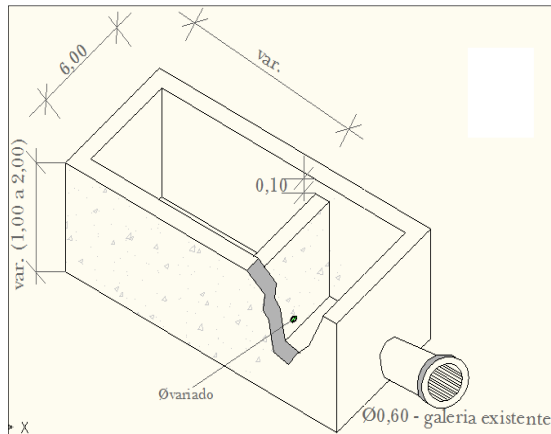


Figura 5 – Configuração dos reservatórios em ruas

4. Detenção na bacia

No que se refere ao controle na bacia de estudo, visando à implantação de um reservatório de detenção único, optou-se pelo menor volume calculado (tabela 9) devido às características do relevo da área disponível. Essa área de aproximadamente 3.314,00 m² se apresenta degradada, principalmente pelo acúmulo de “lixo” no canal e nas margens, além dos lançamentos de esgotos domésticos. O local já apresenta também retenção de águas, devido ao baixo escoamento do canal, oferecendo todas as condições para implantação dessa estrutura.

Com base nos dados da topografia da área, verifica-se uma disponibilidade de aproximadamente 5.700 m³, para uma altura limitante de 1,50 m. Na figura 6 é apresentada a área proposta para implantação da bacia de detenção aproveitando a calha e as margens do canal (detenção “on line”).

Tabela 9 -Volumes a reservar estimado pelo Método das chuvas

t	i	P(D,T)	Q ₅	H _E	H _A	V _S
(min)	(mm/h)	(mm)	(m ³ /s)	(mm)	(mm)	(m ³)
60	50,64	50,64	2,65	31,70	19,0	5695,50

H_E (altura evacuada) = $q_s \cdot t$
 H_A (altura a armazenar) = $P - q_s \cdot t$
 V_S (volume de retenção) = $H_{\max}(q_s, t) \cdot A_a$



Figura 6 – Local da bacia de detenção “on line” ao canal

Aplicação do modelo SWMM

Complementando as informações necessárias para a simulação, foram determinados os diâmetros dos descarregadores do tipo orifício, a partir da formulação de Manning, num processo iterativo com a formulação racional. Sendo seu ajuste processado nas simulações no SWMM, com o objetivo de se obter diâmetros que gerem eficiência no abatimento dos hidrogramas.

Com relação à discretização da bacia, buscou-se adequá-la em função da aplicação da técnica compensatória. Para a detenção em lotes, procedeu-se à divisão em 282 subáreas correspondentes a quantidades de lotes existentes na bacia. Para a detenção em ruas e na bacia procurou-se discretizar a área em função dos sistemas de micro drenagem e das características de ocupação, o que proporcionou

a divisão em 14 subáreas. As figuras 7 e 8 mostram as configurações das discretizações em um trecho da bacia estudada.

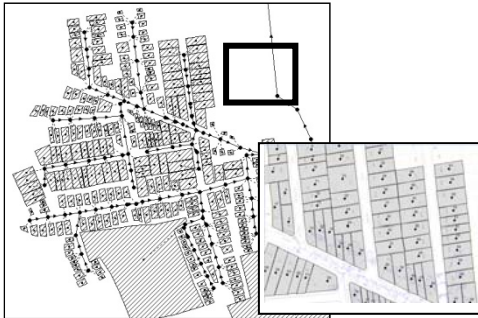


Figura 7 - Discretização em lotes

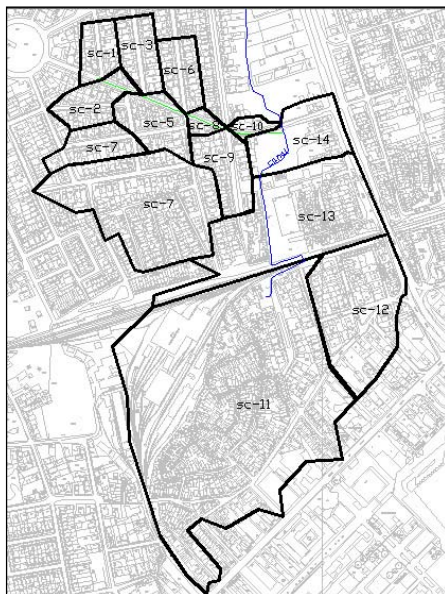


Figura 8 - Discretização em 14 subáreas

Essas unidades foram caracterizadas por parâmetros tais como: área, declividade e taxa de impermeabilização. Além dos comuns adotados abaixo.

- Coeficiente de Manning “n”:
 - Para áreas permeáveis é 0,024;
 - Para áreas impermeáveis é 0,13.
- Equação de infiltração de Horton:
- Infiltração inicial (I_0) é 490,998 mm/h;
- Infiltração final (I_b) é 273,81 mm/h e;
- Coeficiente de decaimento é 1,788 s⁻¹.

Inicialmente procedeu-se o ajustamento do modelo baseando-se no volume de inundação simulado na junção 8 (ponto de controle), no volume observado estimado no mesmo ponto de controle. Este ajustamento foi feito a partir do coeficiente de Manning utilizando o evento de 31 de março de 2008 e o evento de 13 de abril de 2008. Para o primeiro evento, a relação obtida entre o volume observado e o simulado foi de 0,704, e para o segundo a relação obtida foi de 0,997.

Controle em lotes

Na simulação com reservatório em lote, buscou-se configurar os reservatórios com orifícios de 25 mm e 20 mm. O resultado desta simulação é apresentado no gráfico da figura 9, onde se constata uma eficiência na redução das vazões do conduto de chegada à junção 8 (canal) de 39,5 % e de 43 % respectivamente.

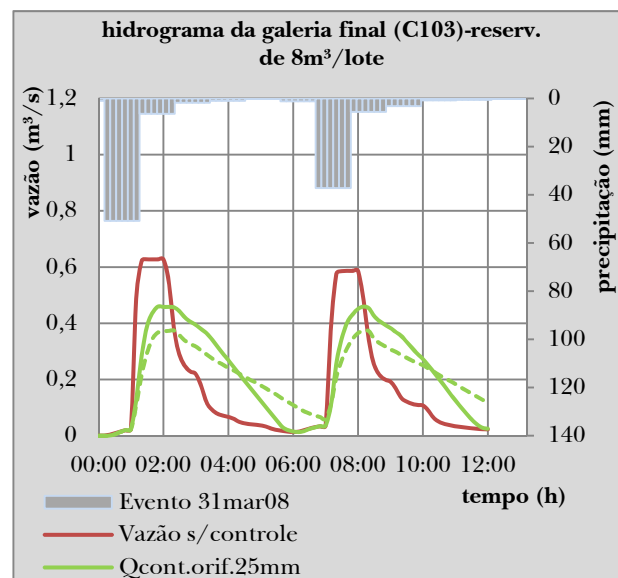


Figura 9 – Hidrograma do conduto de chegada na junção 8.

Controle em ruas

Na aplicação de reservatórios em ruas, determinada pelos 5 setores de contribuição, foi utilizada a formatação dada na tabela 11, onde são apresentadas as dimensões dos reservatórios e dos respectivos diâmetros dos descarregadores de fundo tipo orifício. A simulação com esta formatação apresentou redução média de 42 % na vazão do conduto (C7) de chegada à junção 8 (canal), alcançando

picos de 60 %. Na figura 10, pode-se verificar esta eficiência através da comparação dos hidrogramas referentes ao cenário com controle e o sem controle, tomando como base o evento de 31 de março de 2008.

Tabela 11 – Dimensões dos reservatórios de rua e orifícios.

SETOR	ORIFÍCIO	RESERVATÓRIO (m)		
	(m)	h	c	L
1	0,30	1,30	65,52	3,00
2	0,20	1,00	56,00	3,00
3	0,15	1,60	17,05	3,00
4	0,25	1,50	91,90	3,00
5	0,15	2,00	13,35	3,00

nota: h- altura; c-extensão; L-largura.

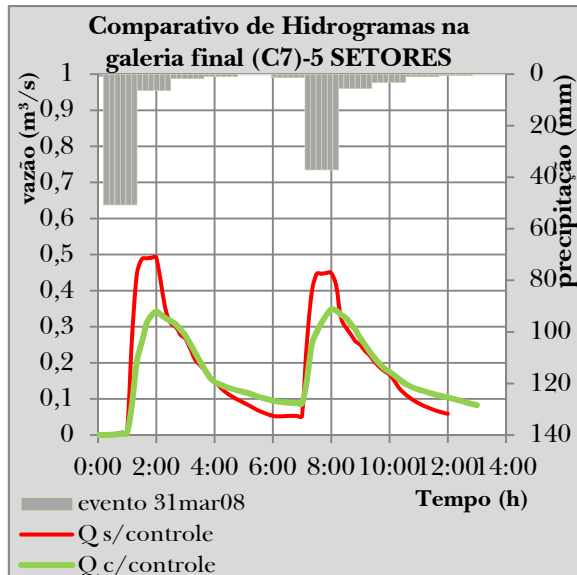


Figura 10 – Comparativo de hidrogramas do conduto C7

Controle na bacia

Para reservação ao nível da bacia estudada, as dimensões foram às apresentadas anteriormente, obtidas a partir do método das chuvas. O diâmetro do orifício, com base na formulação de Manning, foi inicialmente de 50 cm, localizado no fundo do reservatório.

O conduto analisado é o trecho do canal sob a ponte (conduto C14), neste ponto de junção há influência das 14 subáreas, diferentemente do controle estudado em lotes e em ruas, que apenas

recebem contribuições de 10 subáreas localizadas na parte elevada da bacia.

Com a formatação utilizando orifício de 50 cm, os resultados não mostraram eficiência no abatimento das vazões no conduto C14. Com base em simulações com os outros eventos, optou-se por uma configuração com 3 descarregadores, sendo 2 orifícios e o vertedor de soleira livre, conforme foi detalhado na figura 11.

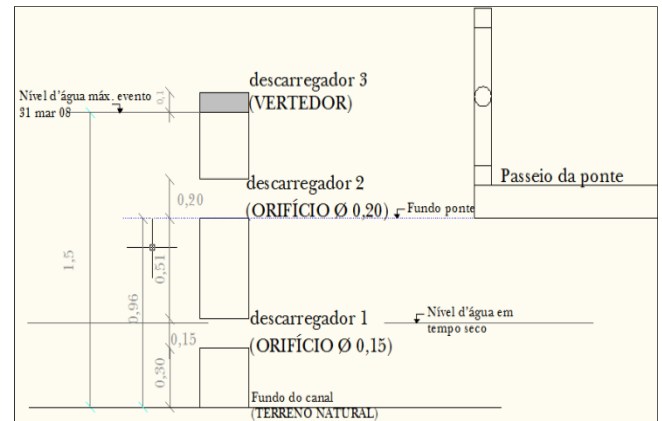


Figura 11 – Corte vertical mostrando os descarregadores

Nessa figura pode-se verificar o posicionamento dos orifícios: o primeiro a 30 cm do fundo do canal com 15 cm de diâmetro, visando atender aos eventos equivalentes aos dias 21 de março e 13 de abril de 2008; e o segundo com 20 cm de diâmetro, a 96 cm do fundo do canal, compondo-se o conjunto com a finalidade de atender o evento de 31 de março de 2008. Além desses 2 orifícios, há um vertedor a 1,50 m do fundo para eventos superiores aos analisados.

O gráfico dos hidrogramas do conduto a jusante da bacia de detenção, com 3 descarregadores de controle (2 orifícios e 1 vertedor) relatados anteriormente, é apresentado na figura 12, baseado no evento de 31 de março. A eficiência no amortecimento das vazões chega a 81 %, obtendo uma média de 57 %.

Nas figuras 13 e 14, são apresentadas respectivamente a localização das junções J8, J10 e J11, a jusante da bacia de detenção e o comportamento dos volumes de água nessas junções, constatando-se a diminuição dos níveis de água ao longo do canal.

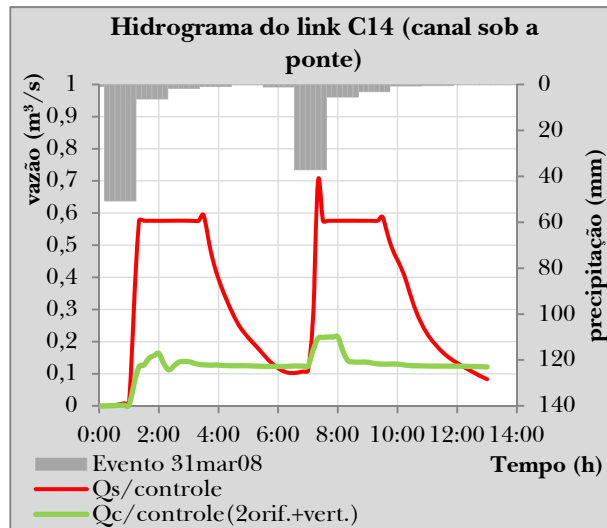


Figura 12 – Hidrograma do canal sob a ponte da rua N.S. de Fátima.

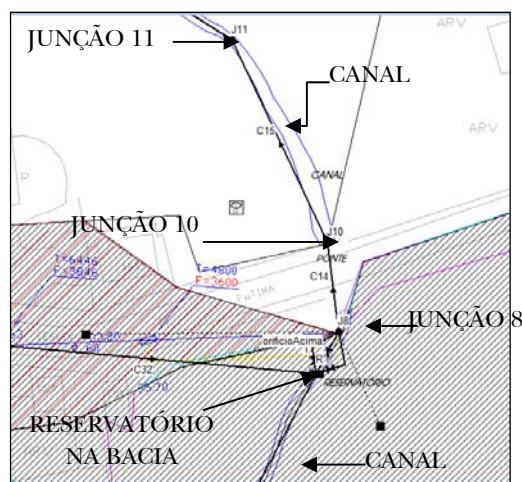


Figura 13 – Junções (J8, J10 e J11) de jusante.

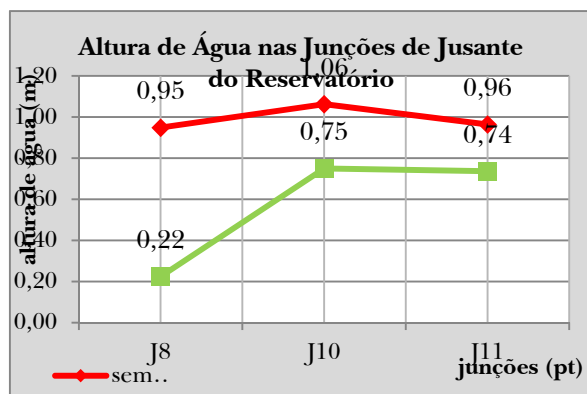


Figura 14 – Alturas de água nas junções de jusante.

Análise financeira

Complementando o estudo, procurou-se fazer uma análise financeira, estimando os custos de implantação das técnicas compensatórias nos 3 níveis de aplicabilidade, comparando-os com o custo estimado (em 2011) de uma solução convencional que se baseie na elevação da pavimentação no trecho da via impactada com as frequentes inundações.

Na detenção em lote, o custo estimado foi de R\$ 7.000,00/lote, salientando o fato de se tratar de um investimento do proprietário do imóvel.

Para o poder público municipal, cabe os investimentos na detenção em ruas (detalhados na tabela 12) totalizando de R\$ 1.041.728,00 para os 5 reservatórios. Ou o reservatório único para a bacia hidrográfica estudada, o qual ficou em R\$ 289.950,31.

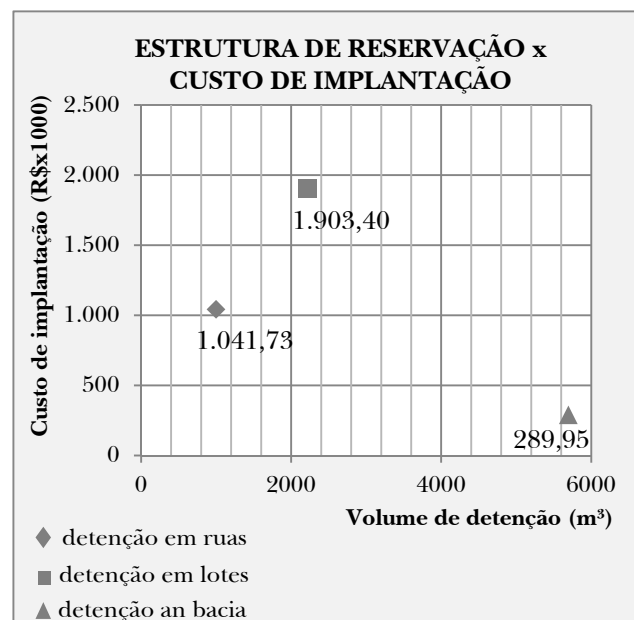


Figura 15 – Relação custo x volume reservado

A solução convencional de elevação da pavimentação, onde ocorre o transbordamento do canal (± 70 cm) com provável construção de novo pontilhão, apresentou um investimento de R\$ 288.699,00. Vale salientar que, essa solução apesar de financeiramente ser a mais viável, não ameniza pontos de alagamentos a jusante, podendo inclusive intensificá-los.

Tabela 12 - Custo estimado de reservatórios por setor.

SETOR	LOGRADOURO	Vol. (m ³)	CUSTO
1	Rua N. S. de Fátima	451,52	278.781,46
2	Rua Frei Atanázio	297,07	238.274,75
3	Rua Frei Atanázio	144,71	72.546,15
4	Rua Frei Felix de Oliva	731,28	391.068,44
5	Rua Alfredo V. de Melo	141,63	56.802,99
TOTAL			1.041.728,72

A figura 15 apresenta graficamente uma relação entre o volume de retenção proposto, nos 3 níveis de aplicabilidade, em função dos custos estimados de implantação, das respectivas estruturas.

CONCLUSÕES

Este estudo tem o objetivo de analisar a aplicação de técnicas compensatórias de drenagem urbana, ao nível de lote, de ruas e de bacia, a partir da utilização do modelo chuva-vazão SWMM, na bacia do canal da Sanbra afluente do rio Jiquiá, onde ocorrem inundações durante os períodos de chuvas intensas.

A simulação com reservatório em lotes reduziu as vazões em 43 % com orifício de 20 mm, sendo necessária uma manutenção eficaz por parte dos proprietários, devido, principalmente, ao pequeno diâmetro do descarregador. Essa solução se caracteriza também por apresentar maior investimento, tomando como base o conjunto dos imóveis, porém com a vantagem da participação da comunidade nesse desembolso, que pode ser incentivada com descontos nos impostos municipais durante certo período. Logo, a Prefeitura não teria que fazer investimentos iniciais.

Em se tratando de ruas, o conjunto dos reservatórios mostrou-se eficiente, reduzindo as vazões em quase 60 %. O ponto negativo ficou com os altos custos de investimentos. Já a aplicação do reservatório único, ao nível da bacia, foi a mais eficiente em todos os aspectos: reduzindo as vazões em mais de 80 %, e ainda apresentando um investimento aproximadamente igual ao da solução convencional de elevação do greide do trecho da rua impactada com a inundação.

Vale salientar que, outra vantagem das técnicas de controle, principalmente ao nível de bacia, sobre a solução convencional, é o amortecimento das cheias de jusante, haja vista que, a bacia do referido canal apresenta outro ponto de inundação à jusante do ponto estudado, e certamente a retenção proposta neste trabalho influenciaria positivamente na diminuição dos níveis dessa inundação.

REFERÊNCIAS

- BAPTISTA, M. B.; NASCIMENTO, N. O.; BARRAUD, S. Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana. Belo Horizonte: ABRH, 2005. 266 p.
- CANHOLI, A. P. Drenagem Urbana e Controle de Enchentes. 1ª São Paulo: Oficina de Textos, 2005. 303 p.
- COSTA JÚNIOR, L. L.; BARBASSA, A. P., Parâmetros de Projeto de Microrreservatório, de Pavimentos Permeáveis e de Previsão de Enchentes Urbanas. RESA, Rio de Janeiro, v. , n. 01, p.46-54, mar. 2006.
- EMERSON, C. H. Evaluation of the Additive Effects of Stormwater Detention Basins at the Watershed. Thesis MSc - Environmental Engineering, Drexel University, Pennsylvania, 2003. 130 p
- NEVES, M. G. F.; TASSI, R.; VILLANUEVA, A. O. N., Simulação Hidrodinâmica integrada em redes de Drenagem Urbana e nas Ruas. RRRH, Porto Alegre, v. 6, n. 3, p.111-139, 2001.
- PERSSON, J.; PETTERSSON, T. J. R. Monitoring, Sizing and Removal Efficiency in Stormwater ponds. E-water, Bonn, n. 2009/04, p.01-11, Acesso em 08/05/2009. <<http://ewaonline.de/journal/online/html>>
- RECIFE, Plano Diretor de Drenagem Urbana para a Cidade do Recife, Encibra, 1978.50v.(Tomo C - vol.1).
- ROSSMAN, L. A., Storm Water Management Model: USER'S MANUAL, New York, US EPA, 2010. 295 p.
- SILVA, P. O., Análise de Técnicas Compensatórias de Drenagem Urbana para Atenuação de Inundações em uma Sub-bacia do rio Jiquiá no Recife, 138p Dissertação, UFPE, Recife, 2010.
- TASSI, R.; VILLANUEVA, A. O. N., Análise do Impacto dos Microrreservatórios de Lote nos Custos de Uma Rede de Drenagem Urbana, RBRH Porto Alegre, v.9, n.3, p.89-98, 2004.

Atenuação de Picos de Vazão em Área Problema: Estudo Comparativo de Reservatórios de Detenção em Lote, em Logradouros e em Grande Área de Bacia

TUCCI, C. E. M.; BERTONI, J. C. (Org.), Inundações Urbanas na América do Sul. Porto Alegre: ABRH, 2003, 156 p.

Flow Peak Attenuation In A Problem Area: A Comparative Study Of Detention Reservoirs In Lots, Streets And In The Greater Basin Area

ABSTRACT

This study is based on an analysis of a canal in the city of Recife with a 38.66 ha catchment. The objective was to simulate the use of compensatory techniques of urban drainage such as detention in lots, detention in streets and detention in the basin, applying model SWMM (StormWater Management Model). The simulation results include an evaluation of implantation costs of the structural solutions. Topographic surveys and cadaster studies were performed in the area in order to characterize the basin to establish the necessary parameters for the hydrological model. In the simulation with reservoirs in the watershed, the basin was discretized into 282 subareas to improve the characterization. This compensatory technique was efficient, reducing flood levels by more than 40% in the maximum flow peaks. The negative aspect is the high investment, but it is up to the owners of the respective lots. For detention in streets and basins, a discretization of 14 sub areas was used. In the street context, the efficiency was more than 60% in reducing the flow on arrival at the canal culvert. In addition the solution in the basin has been more effective as to the hydraulic aspect - reducing the water flow of the canal by more than 80%— and as to the financial aspect, especially compared to the conventional solution of the grade elevation of the road that is impacted by the flood.

Key-words: Urban drainage, SWMM, urban flood, detention reservoir.