

## CONTROLE DO ESCOAMENTO COM DETENÇÃO EM LOTES URBANOS

**Marcus A. Soares Cruz, Carlos E. M. Tucci e André L. L. da Silveira**

*Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS  
Caixa Postal 15029 - CEP 90501-970 Porto Alegre, RS  
tucci@if.ufrgs.br*

### RESUMO

*Observa-se atualmente um aumento na frequência das enchentes urbanas devido a ocupação não controlada da bacia hidrográfica. Vários mecanismos de controle podem ser aplicados na redução ou eliminação dos efeitos negativos da urbanização, dentre estes destaca-se o aumento do amortecimento na microdrenagem. O uso de reservatórios de retenção, associados a superfícies de infiltração em lotes, possibilita a redução de vazões de pico a valores compatíveis com os encontrados antes da urbanização.*

*A quantificação dos volumes necessários ao amortecimento das enchentes em lotes foi estimado através do uso de um modelo matemático hidrológico de precipitação-vazão.*

*Com base neste modelo foram avaliados seis tipos de reservatórios implantados em lotes característicos da cidade de Porto Alegre submetidos a aumentos em áreas impermeáveis. Através das precipitações características da microdrenagem e do comportamento hidráulico de cada dispositivo foram estimados os volumes necessários e os custos de implantação e manutenção.*

*Os resultados mostraram que para o maior lote simulado, 600 m<sup>2</sup>, com impermeabilização total, seriam necessários volumes da ordem de 2,5 a 3 m<sup>3</sup>, e para uma ocupação menos intensa, com 50% de impermeabilização, seriam necessários volumes de retenção entre 1 e 1,5 m<sup>3</sup>. Os custos de implantação variaram bastante entre os reservatórios testados, mas pode-se afirmar que em média ficaram entre US\$ 300,00 e US\$ 500,00. A manutenção mostrou-se mais importante no custo final de estruturas com infiltração, fazendo com que reservatórios com custo de implantação muito baixo, atingissem valores elevados em prazos curtos, como 4 ou 5 anos.*

### INTRODUÇÃO

A ocupação urbana não controlada no Brasil mostra-se como uma das principais causas das enchentes, devido a impermeabilização das superfícies e do sistema de drenagem pluvial.

Tucci (1997) estimou em seis vezes o aumento da vazão média de cheia no rio Belém em Curitiba, após a sua urbanização.

A prática atual de projetos de drenagem pluvial é o de transportar para jusante todo o excesso de água gerado pela impermeabilização. Desta forma, à medida em que o escoamento se desloca para jusante é acrescido de novos aumentos de volume devido a urbanização, resultando em acréscimos significativos na vazão máxima. O controle tem sido realizado no sentido de canalizar o escoamento nos trechos de baixa capacidade de escoamento, agravando ainda mais o problema a jusante. Esta filosofia errada tem resultado em custos muito altos para a sociedade.

Para que as conseqüências da urbanização não sejam transportadas para jusante é necessário o seu controle na fonte, ou seja na microdrenagem (Tucci, 1995).

O controle a nível de macrodrenagem envolve custos muito elevados, além de problemas ambientais devido a carga de lixo e a interligação entre condutos pluviais e cloacais.

O controle a nível de microdrenagem pode ser realizado no lote ou no loteamento completo. O controle no loteamento não é inviável, mas apresenta alguns complicadores dentro da realidade brasileira devido ao seguinte: (i) grande parte dos loteamentos nas regiões metropolitanas são clandestinos; (ii) existe muita invasão de áreas públicas; (iii) grande quantidade de ligações clandestinas de esgoto cloacal no pluvial; (iv) o uso por algumas comunidades do pluvial enquanto não existe cloacal.

O controle a nível de lote permite a redução de uma parte dos impactos devido a urbanização, já que ainda restam ruas, calçadas e áreas públicas. As áreas públicas podem ser utilizadas para redução das enchentes destas áreas.

Com a redução da vazão de saída dos lotes poderá existir economia na rede de drenagem de pluviais.

## RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO

Dispositivos de armazenamento permitem o retardo do escoamento, atenuando o pico dos hidrogramas e possibilitando a recuperação da capacidade de amortecimento perdida pela bacia devido à impermeabilização. Estes dispositivos podem ser implementados a nível de lote (denominados *on-site*), microdrenagem e macrodrenagem. O armazenamento em lotes pode ser efetuado através de telhados, pequenos reservatórios residenciais, estacionamentos, áreas esportivas, entre outros. Estes reservatórios podem ser utilizados também para armazenar água para irrigação de grama, lavagem de superfícies ou automóveis.

Schilling analisou o uso de cisternas na Alemanha em uma área residencial de 2,69 ha onde 29% representavam telhados. Com 140 cisternas de 0,5 m<sup>3</sup>, obteve reduções de 10 a 20% da vazão de pico de todos os tempos de retorno. Para enchentes frequentes (risco menor que um ano) a redução chegava a 80%.

Tsuchiya descreveu que à duas décadas a construção de reservatórios de detenção é obrigatória no Japão, devido ao crescente aumento das cheias como conseqüência da urbanização. Cerca de 62% destes reservatórios eram residenciais, representando em geral da ordem de 1 a 2% da superfície de controle.

O'Loughlin et al. analisaram o uso de OSD ("On-site Stormwater Detention"), que consiste na detenção na saída da habitação ou do lote, variando de acordo com o tipo de construção. Este estudo envolveu a cidade de Sidney na Austrália onde o conselho municipal tem amplos poderes legais sobre a imposição de OSD, que pode ser incorporado às construções e a convenções governamentais de uso da propriedade. As vantagens e desvantagens definidas pelos autores foram as seguintes: (i) OSD previne impactos adversos do desenvolvimento, restaurando o armazenamento natural perdido; (ii) não transfere para jusante o impacto da urbanização; (iii) o sistema é equitativo, já que coloca a responsabilidade do controle para quem implementa a urbanização e se beneficia dela; (iv) regras simples e efetivas podem ser desenvolvidas com base em modelos; (v) problemas são resolvidos na origem; (vi) controle da qualidade da água; (vii) sob algumas condições hidrológicas, armazenamentos localizados nas partes mais baixas das bacias podem aumentar as taxas de escoamento a jusante devido a hidrogramas retardados; (viii) a manutenção é o maior problema, criando obrigações pesadas aos proprietários; (ix) não contribui para a redução de poluentes agrega-

dos aos sedimentos; (x) o sistema não é economicamente eficiente.

## METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO

Para avaliar as medidas de controle, dentro da realidade brasileira foi utilizada a seguinte seqüência metodológica: (i) padronização dos lotes urbanos a serem utilizados no estudo; (ii) caracterização das precipitações de análise; (iii) avaliação dos efeitos das alterações implantadas nos lotes hipotéticos sobre o hidrograma de saída da drenagem; (iv) avaliação do efeito das estruturas previstas; (v) avaliação econômica deste controle.

### Condições dos lotes

1. Utilizaram-se lotes de dimensões usuais da cidade de Porto Alegre, correspondendo às seguintes áreas: 300, 400, 500 e 600 m<sup>2</sup>, com frentes de 10, 12, 15 e 16 m, respectivamente. A distância adotada para o cálculo do tempo de concentração foi a diagonal do lote. Considerou-se declividade de 4%, depois de verificar que a mesma, numa determinada faixa de variação, não apresenta grandes diferenças nos resultados desejados.
2. As taxas de impermeabilização dos lotes foram consideradas em acordo com os limites de ocupação regidos pelo Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano (PDDU, 1987) da cidade de Porto Alegre (Tabela 1).

### Precipitação de projeto

As precipitações de projeto foram obtidas a partir da equação da curva i-d-f da cidade de Porto Alegre (Tucci, 1993):

$$P = \frac{1265.67 \cdot Tr^{0.052}}{(td + 12)^m}, \quad m = \frac{0.88}{Tr^{0.05}} \quad (1)$$

onde:  $P$  = intensidade da precipitação em mm/h;  $Tr$  = período de retorno em anos;  $td$  = duração da precipitação em minutos.

Os riscos utilizados foram 2 e 5 anos, que correspondem aos tempos de retorno utilizados para estudos de microdrenagem.

**Tabela 1. Ocupação e taxa de impermeabilização dos lotes.**

Características de ocupação	Área impermeável (%)
Lote natural (sem ocupação)	0
Lote ocupado com recuos para ajardinamento e laterais não impermeabilizados	50
Lote ocupado com recuos para ajardinamento impermeabilizado e recuos laterais não impermeabilizados	75
Lote ocupado com recuos para ajardinamento impermeabilizado e recuos laterais parcialmente impermeabilizados	80 – 90
Lote totalmente impermeabilizado	100

Foram utilizadas precipitações de 25 minutos de duração, o que forneceu intensidades constantes de 61 e 73 mm/h, para os períodos de retorno considerados.

### Simulação do escoamento no lote

Os hidrogramas de saída dos lotes urbanos com e sem reservatórios, correspondentes às precipitações de projeto para microdrenagem, foram obtidos através de um modelo precipitação-vazão, formado pelas seguintes partes:

- *separação do escoamento;*
- *propagação em superfície;*
- *determinação dos volumes de amortecimento;*
- *propagação em reservatório.*

*Separação do escoamento:* As perdas iniciais são consideradas constantes para todos os lotes, correspondentes a uma percentagem do volume de precipitação.

A equação de Philip (Genz, 1994) foi utilizada para estimar a infiltração, expressa por:

$$\text{Inf} = a_1 + 0.5 \cdot b_1 \cdot t^{-0.5} \quad (2)$$

onde:  $a_1$  e  $b_1$  = coeficientes empíricos;  $\text{Inf}$  = infiltração em mm/h;  $t$  = tempo em horas. Os coefi-

entes desta equação foram estimados por Genz (1994) com base em experimentos em algumas superfícies (Tabela 2).

**Tabela 2. Parâmetros da equação de Philips (Genz, 1994).**

Superfície	$a_1$	$b_1$
gramados	7	16
solo batido	-38	11

O volume da precipitação que resta sobre o lote após as perdas iniciais e a infiltração, é propagado por onda cinemática.

*Propagação na superfície:* A propagação do escoamento pluvial no lote se deu através do método da onda cinemática discretizado por um esquema implícito de diferenças finitas apresentado por Li et al. (1975).

As equações de onda cinemática para um plano de escoamento de largura semi-infinita são:

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = P \quad (3)$$

$$q = \alpha y^\beta$$

onde  $\alpha$  e  $\beta$  são coeficientes. Com base na equação

de Manning  $\alpha = \frac{n^{0,6}}{S^{0,3}}$  e  $\beta = 0,6$ ;  $n$  é o coeficiente

de rugosidade da equação de Manning e  $S$  é a declividade do fundo;  $q$  é a vazão por unidade de largura e  $y$  é a profundidade e  $P$  a precipitação.

Utilizando o seguinte esquema numérico:

$$\frac{\partial q}{\partial x} \cong \frac{q_{i+1}^{t+1} - q_i^{t+1}}{\Delta x} \quad \frac{\partial y}{\partial t} \cong \frac{y_{i+1}^{t+1} - y_{i+1}^t}{\Delta t} \quad (4)$$

nas Equações (3), resulta:

$$\frac{\Delta t}{\Delta x} q_{i+1}^{t+1} + \alpha (q_{i+1}^{t+1})^\beta = \frac{\Delta t}{\Delta x} q_i^{t+1} + \alpha (q_i^{t+1})^\beta + P_{i,i+1}^{t,t+1} \Delta t \quad (5)$$

Esta equação é resolvida por iteração através da expansão de série de Taylor de segunda ordem. A condição inicial é obtida por uma variante do esquema numérico que torna a solução linear.

Os parâmetros deste modelo são a discretização e os coeficientes da Equação (3). Para o escoamento superficial o coeficiente de Manning foi de 0,2 para grama (Genz, 1994) e 0,015 para áreas impermeáveis (Tucci, 1993).

A discretização temporal e espacial utilizada foi a mínima permitida pelo modelo computacional,  $\Delta t = 1$  segundo e  $\Delta x = 1$  cm, o que permitiu bons indicadores de precisão.

*Volumes de amortecimento:* Os volumes de detenção necessários aos reservatórios no interior dos lotes para manter as vazões de pico em condições de pré-desenvolvimento foram estimados através do somatório das diferenças entre as ordenadas do hidrograma de entrada no reservatório, considerado aquele da condição de pós-ocupação, e do hidrograma de saída do reservatório, supondo que este seja o da condição de pré-ocupação (McCuen, 1989).

$$\text{Volume} = \Delta t \cdot \sum_{t=1}^n (E_t - S_t) \quad (6)$$

para  $E_t > S_t$ , onde  $E_t$  é a vazão média de entrada no reservatório (Hidrograma de pós-ocupação) e  $S_t$  é a vazão média de saída no reservatório (Hidrograma de pré-ocupação).

*Propagação em reservatório:* A introdução de estruturas de amortecimento nos lotes foi estudada através da propagação do escoamento em reservatório pelo método de Pulz (Tucci, 1993), onde se buscou utilizar o menor volume de amortecimento possível, com base nos valores obtidos da relação anterior, associado às estruturas extravasoras dimensionadas como ótimas, ou seja, o conjunto (reservatório e estruturas extravasoras) foi determinado de forma a fornecer valores de pico mínimos, inferiores aos valores de vazões de pico de pré-ocupação, com a melhor combinação possível de tubos e volumes de amortecimento.

Este método consiste no princípio de conservação de massa, através da equação da continuidade, desprezando a variação longitudinal da vazão e da área ao longo do trecho, e com contribuição lateral igual a zero:

$$\frac{dS}{dt} = I - O \quad (7)$$

onde  $S$  é o armazenamento,  $I$  é a vazão de entrada e  $O$  é a vazão de saída.

Usando um esquema de diferenças finitas, tem-se:

$$S_2 - S_1 = \frac{1}{2}(I_1 + I_2) \cdot \Delta t - \frac{1}{2}(O_1 + O_2) \cdot \Delta t \quad (8)$$

onde os sub-índices 1 e 2 indicam os valores nos instantes de tempo  $t$  e  $t + 1$ .

A qualquer tempo  $t$ , os termos  $I_1$ ,  $I_2$ ,  $O_1$  e  $S_1$  são conhecidos, pois tem-se o hidrograma de entrada no reservatório e deve-se fornecer um armazenamento inicial. Os valores  $O_2$  e  $S_2$  são desconhecidos, logo rearrumando a equação, com termos desconhecidos de um lado e conhecidos do outro, tem-se:

$$\frac{1}{2}(I_1 + I_2) \cdot \Delta t + S_1 - \frac{1}{2} \cdot O_1 \cdot \Delta t = S_2 + \frac{1}{2} \cdot O_2 \cdot \Delta t \quad (9)$$

Necessita-se assim de mais uma equação para possibilitar solução a um sistema com duas variáveis desconhecidas. Esta segunda equação relaciona o armazenamento com a vazão de saída do reservatório.

A relação vazão-armazenamento é obtida a partir das relações cota-armazenamento e cota-vazão. A relação cota-armazenamento é resultado da cubagem volumétrica do reservatório, ou seja, a cada cota corresponde um volume. A relação cota-vazão é função das características das estruturas extravasoras do reservatório, que se resumem a vertedor e descarregador de fundo. No caso de vertedores, a equação geral é dada por:

$$Q = C_1 \cdot B \cdot (z - z_k)^{3/2} \quad (10)$$

onde:  $Q$  = vazão de saída;  $C_1$  = coeficiente de descarga;  $B$  = largura do vertedor;  $Z$  = cota da linha d'água e;  $Z_k$  = cota da crista do vertedor.

No caso de descarregador de fundo, a equação geral é:

$$Q = C_2 \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad (11)$$

onde:  $C_2$  = coeficiente de descarga;  $A$  = área da seção de saída;  $g$  = aceleração da gravidade e;  $h$  = diferença de nível entre montante e jusante do descarregador.

A obtenção da equação vazão função do armazenamento é feita através da fusão entre as relações cota-armazenamento e cota-vazão. Com esta equação determinada, parte-se então para a simulação do escoamento no reservatório, que é

realizada segundo o seguinte algoritmo para cada intervalo de tempo:

1. determinar a função  $O = f\left(O + \frac{2S}{\Delta t}\right)$ ;
2. estabelecer o volume inicial:  $S_0$ ; que depende de valores observados conhecidos ou de critérios do estudo. Com base no valor de  $S_0$ , determina-se o valor da vazão de saída inicial,  $O_0$ ;
3. deve-se determinar o termo da direita da equação de balanço para cada intervalo de tempo, visto que é conhecido o hidrograma de entrada no reservatório;
4. de posse do valor do termo da direita, conhece-se então o valor de  $O_2 + \frac{2S_2}{\Delta t}$ . Com este entra-se então na função  $O = f\left(O + \frac{2S}{\Delta t}\right)$  e determina-se o valor de  $O_2$ ;
5. com base no valor de  $O_2$  determina-se  $S_2$  por  $S_2 = f^{-1}(O_2)$ ;
6. para cada intervalo de tempo se repetem os passos 2 a 5.

Neste modelo os parâmetros a serem definidos dependem do tipo de estrutura utilizada para detenção, na definição das Equações (10) e (11) e na curva cota x volume.

## SIMULAÇÃO DO IMPACTO DA URBANIZAÇÃO

Os resultados das simulações mostraram aumentos nos valores de pico e nos volumes totais escoados dos hidrogramas de saída dos lotes em crescente ocupação, com relação à condição de pré-urbanização. O aumento nas vazões de pico e nos volumes escoados são ilustrados pelas Figuras 1 e 2, respectivamente.

Como se verifica, o aumento em volumes escoados é bem mais significativo do que em vazões de pico dos hidrogramas.

Determinados os hidrogramas de saída dos lotes nas diferentes condições, obtiveram-se então os volumes de amortecimento necessários à manutenção das suas condições de pré-ocupação. Os volumes são apresentados na Tabela 3.

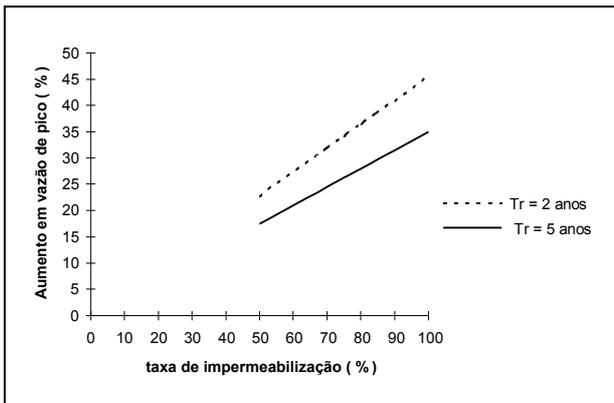
Pode-se verificar que para as condições definidas para os lotes, no caso daquele de maiores dimensões ( $600 \text{ m}^2$ ), com impermeabilização

**Tabela 3. Volumes de amortecimento para lotes com variação de impermeabilização e Tr de 2 e 5 anos.**

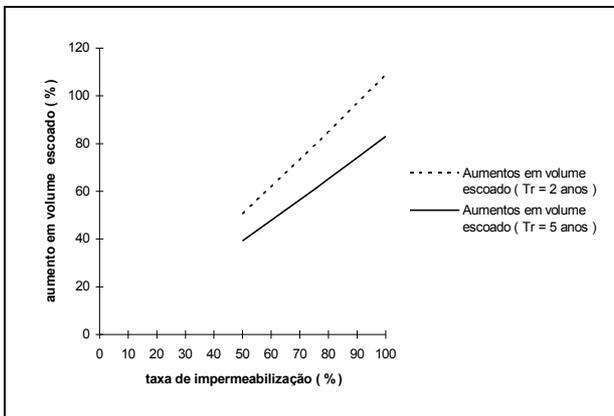
Lotes	Tr	Tx. Imp. (%)	Vol. detenção ( $\text{m}^3$ )	
01	2 anos	50	0,735	
		75	0,967	
		80	1,014	
		90	1,112	
		100	1,205	
	300 $\text{m}^2$	5 anos	50	0,760
			75	1,003
			80	1,054
			90	1,154
			100	1,250
02	2 anos	50	0,880	
		75	1,190	
		80	1,252	
		90	1,383	
		100	1,507	
	400 $\text{m}^2$	5 anos	50	0,914
			75	1,238
			80	1,305
			90	1,439
			100	1,567
03	2 anos	50	1,025	
		75	1,413	
		80	1,491	
		90	1,553	
		100	1,808	
	500 $\text{m}^2$	5 anos	50	1,067
			75	1,472
			80	1,556
			90	1,723
			100	1,884
04	2 anos	50	1,172	
		75	1,544	
		80	1,732	
		90	1,926	
		100	2,113	
	600 $\text{m}^2$	5 anos	50	1,222
			75	1,709
			80	1,809
			90	2,011
			100	2,204

máxima, necessitar-se-ia de um volume de amortecimento da ordem de  $2,2 \text{ m}^3$  para manter a vazão de pico em valor equivalente ao da condição de pré-ocupação; enquanto que considerando-se taxas da ordem de 50%, para o mesmo lote, o volume localiza-se próximo a  $1 \text{ m}^3$ , valor correspondente ao volume de um reservatório usual de abastecimento residencial. Vale ressaltar que os

valores citados não levam em consideração a atuação das estruturas extravasoras dos reservatórios.



**Figura 1. Aumentos relativos em vazões de pico para 2 e 5 anos de Tr.**



**Figura 2. Aumentos relativos em volumes escoados para 2 e 5 anos de Tr.**

## ESTRUTURAS DE CONTROLE

Os reservatórios implantados foram idealizados com base nas disponibilidades de materiais, espaço mínimo de ocupação, características peculiares da drenagem brasileira e estudos anteriores. Os mesmos estão descritos na Tabela 4 e detalhados nas Figuras 3 e 4. Neste detalhamento não são identificados sistemas de limpeza com grades, essenciais para um dispositivo deste tipo.

Todos são dotados de descarregador de fundo e vertedor, com exceção do 4, que não apresenta vertedor. Os vertedores têm comprimento constante (1 m) e os descarregadores de fundo são constituídos por tubos em PVC de diâmetros comerciais.

Os coeficientes de descarga para o vertedor e tubos em PVC de fundo foram:  $C_1 = 1,5$  e  $C_2 = 0,61$  (Neves, 1968).

**Tabela 4. Estruturas de controle analisadas.**

Número	Descrição
1	Reservatório lacrado com 1 m de profundidade.
2	Reservatório lacrado com 0,40 m de profundidade.
3	Reservatório cilíndrico com 0,60 m de diâmetro.
4	Reservatório aberto gramado.
5	Reservatório com infiltração em solo batido de 1 m de profundidade.
6	Reservatório com infiltração em solo batido de 0,40 m de profundidade.

## SIMULAÇÃO DOS RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO

As seis estruturas idealizadas foram utilizadas considerando os volumes da Tabela 3 e volumes padronizados de: 1; 1,5; 2; 2,5 e 3 m<sup>3</sup>, por facilidades construtivas e de estudo da informação, associados às estruturas de extravasamento, representadas por vertedores e tubos de descarga de fundo.

O modelo foi utilizado para os lotes escolhidos e precipitações definidas. Os resultados apresentados nas Tabelas 5 a 10 ilustram o comportamento dos diferentes dispositivos aplicados aos lotes com relação à atenuação da vazão de pico. São mostradas, para o maior lote, as vazões de pico dos hidrogramas sem controle; os volumes dos reservatórios (m<sup>3</sup>) com o número de tubos e seus diâmetros (mm); as vazões de pico com o controle implantado e os tempos de armazenamento da água nos reservatórios, para todas as situações simuladas nos lotes hipotéticos. Vale ressaltar que os volumes de amortecimento mostrados juntamente com as estruturas extravasoras são os que melhores resultados apresentaram dentre todos os simulados, ou seja, provocaram as maiores reduções nos valores de vazão de pico com o menor volume padronizado possível.

As estruturas simuladas mostraram-se eficientes no abatimento da vazão de pico, com seus volumes de detenção variando entre 1 e 2,5 m<sup>3</sup>. A

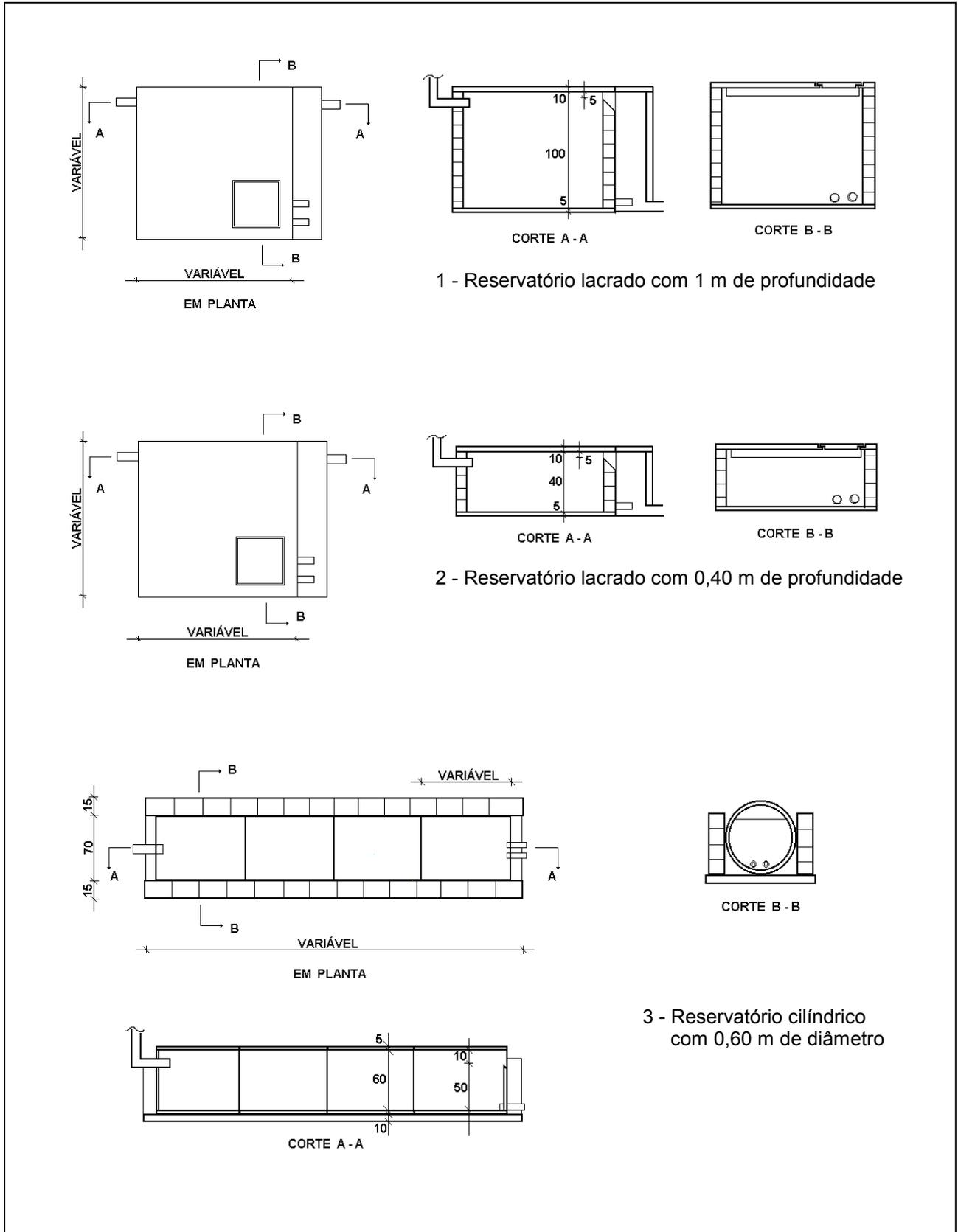


Figura 3. Esquemas construtivos dos reservatórios 1, 2 e 3.

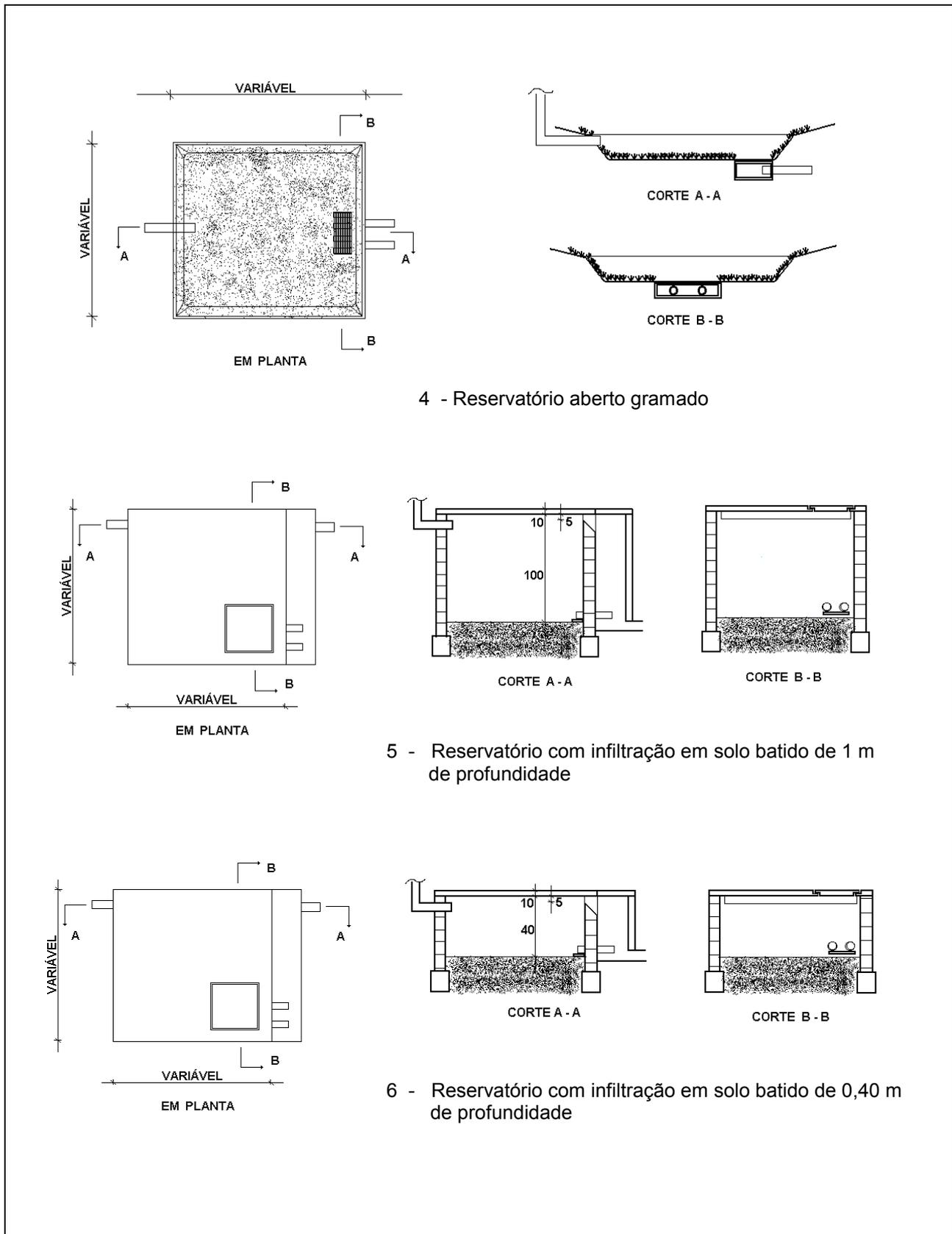


Figura 4. Esquemas construtivos dos reservatórios 4, 5 e 6.

**Tabela 5. Resultados para o reservatório 1 - reservatório lacrado com 1 m de profundidade.**

Lote	Período de retorno	Taxa de Imperm. (%)	Vazão (l/s) sem detenção	Volume do reservatório / diâmetros dos tubos	Vazão (l/s) com detenção	Tempo de detenção (min)
04	2 ANOS	0	6,949	-	-	-
		50	8,524	1.0 M3 / 1D60	6,815	18
		75	9,311	1.5 M3 / 2D40	6,284	24
		80	9,469	1.5 M3 / 2D40	6,397	24
		90	9,784	2.0 M3 / 1D50	5,036	29
04		100	10,099	2.0 M3 / 1D60	6,733	30
600 M2	5 ANOS	0	9,002	-	-	-
		50	10,577	1.5 M3 / 1D60	7,199	16
		75	11,364	2.0 M3 / 1D60	7,095	24
		80	11,522	2.0 M3 / 1D60	7,201	24
		90	11,837	2.0 M3 / 1D60	7,412	30
		100	12,152	2.5 M3 / 1D60	7,045	32

**Tabela 6. Resultados para o reservatório 2 - reservatório lacrado com 0,40 m de profundidade.**

Lote	Período de retorno	Taxa de Imperm. (%)	Vazão (l/s) sem detenção	Volume do reservatório / diâmetros dos tubos	Vazão (l/s) com detenção	Tempo de detenção (min)
04	2 ANOS	0	6,949	-	-	-
		50	8,524	1.0 M3 / 2D50	6,382	25
		75	9,311	1.5 M3 / 2D50	6,237	18
		80	9,469	1.5 M3 / 2D50	6,350	24
		90	9,784	1.5 M3 / 2D50	6,575	25
04		100	10,099	2.0 M3 / 1D75	6,171	30
600 M2	5 ANOS	0	9,002	-	-	-
		50	10,577	1.5 M3 / 2D50	6,624	33
		75	11,364	1.5 M3 / 4D40	8,354	28
		80	11,522	1.5 M3 / 4D40	8,480	28
		90	11,837	2.0 M3 / 4D40	8,007	23
		100	12,152	2.0 M3 / 4D40	8,231	24

**Tabela 7. Resultados para o reservatório 3 - reservatório cilíndrico com 0,60 m de diâmetro.**

Lote	Período de retorno	Taxa de Imperm. (%)	Vazão (l/s) sem detenção	Volume do reservatório / diâmetros dos tubos	Vazão (l/s) com detenção	Tempo de detenção (min)
04	2 ANOS	0	6,949	-	-	-
		50	8,524	1.0 M3 / 3D40	6,684	13
		75	9,311	1.5 M3 / 4D32	6,054	16
		80	9,469	1.5 M3 / 4D32	6,377	17
		90	9,784	2.0 M3 / 4D32	5,762	20
04		100	10,099	2.0 M3 / 4D32	5,963	21
600 M2	5 ANOS	0	9,002	-	-	-
		50	10,577	1.5 M3 / 3D40	7,139	15
		75	11,364	1.5 M3 / 1D75	8,652	16
		80	11,522	2.0 M3 / 3D40	7,171	19
		90	11,837	2.0 M3 / 3D40	8,327	19
		100	12,152	2.0 M3 / 1D75	8,424	20

**Tabela 8. Resultados para o reservatório 4 - reservatório aberto gramado.**

Lote	Período de retorno	Taxa de Imperm. (%)	Vazão (l/s) sem detenção	Volume do reservatório / diâmetros dos tubos	Vazão (l/s) com detenção	Tempo de detenção (min)
04	2 ANOS	0	6,949	-	-	-
		50	8,524	1.0 M3 / 1D60	6,740	27
		75	9,311	1.5 M3 / 1D60	6,655	28
		80	9,469	1.5 M3 / 1D60	6,774	29
		90	9,784	2.0 M3 / 1D60	6,407	34
		100	10,099	2.0 M3 / 1D60	6,620	35
600 M2	5 ANOS	0	9,002	-	-	-
		50	10,577	1.5 M3 / 1D60	7,098	22
		75	11,364	2.0 M3 / 1D60	6,974	23
		80	11,522	2.0 M3 / 1D60	7,079	27
		90	11,837	2.0 M3 / 1D60	7,286	28
		100	12,152	2.0 M3 / 1D60	7,487	29

**Tabela 9. Resultados para o reservatório 5 - reservatório com infiltração em solo batido de 1 m de profundidade.**

Lote	Período de retorno	Taxa de Imperm. (%)	Vazão (l/s) sem detenção	Volume do reservatório / diâmetros dos tubos	Vazão (l/s) com detenção	Tempo de detenção (min)
04	2 ANOS	0	6,949	-	-	-
		50	8,524	1.0 M3 / 1D60	6,811	18
		75	9,311	1.5 M3 / 2D40	6,279	23
		80	9,469	1.5 M3 / 2D40	6,392	24
		90	9,784	2.0 M3 / 1D50	5,028	34
		100	10,099	2.0 M3 / 1D60	6,726	29
600 M2	5 ANOS	0	9,002	-	-	-
		50	10,577	1.5 M3 / 1D60	7,194	22
		75	11,364	1.5 M3 / 2D40	8,125	27
		80	11,522	2.0 M3 / 1D60	7,193	28
		90	11,837	2.0 M3 / 1D60	7,405	28
		100	12,152	2.5 M3 / 1D60	7,036	22

**Tabela 10. Resultados para o reservatório 6 - reservatório com infiltração em solo batido de 0,40 m de profundidade.**

Lote	Período de retorno	Taxa de Imperm. (%)	Vazão (l/s) sem detenção	Volume do reservatório / diâmetros dos tubos	Vazão (l/s) com detenção	Tempo de detenção (min)
04	2 ANOS	0	6,949	-	-	-
		50	8,524	1.0 M3 / 2D50	6,375	23
		75	9,311	1.5 M3 / 2D50	6,231	24
		80	9,469	1.5 M3 / 2D50	6,342	25
		90	9,784	1.5 M3 / 2D50	6,570	26
		100	10,099	1.5 M3 / 1D75	6,831	25
600 M2	5 ANOS	0	9,002	-	-	-
		50	10,577	1.5 M3 / 2D50	6,618	23
		75	11,364	1.5 M3 / 4D40	8,348	26
		80	11,522	1.5 M3 / 4D40	8,473	28
		90	11,837	2.0 M3 / 4D40	7,998	29
		100	12,152	2.0 M3 / 4D40	8,223	29

sua ocupação em planta no interior dos lotes ficou sempre abaixo de 1% da área total.

As reduções nos valores de pico variaram muito de estrutura para estrutura e dentro de cada situação simulada. Em alguns casos, obteve-se redução da ordem de 2,5 vezes a necessária, enquanto que em outros a vazão de pré-ocupação foi alcançada com maior precisão.

Os tempos de detenção mostraram grande variabilidade mesmo em se considerando cada estrutura individualmente, variando em geral de 15 a 45 minutos. Em se considerando ocupações ideais dos lotes, ou seja, 50% de taxas impermeáveis, os tempos de detenção localizaram-se sempre abaixo de 30 minutos, o que pode ser considerado bom para a atuação em eventos consecutivos e funcionamento hidráulico das estruturas.

Os volumes infiltrados nas estruturas dotadas de áreas permeáveis (reservatórios 4, 5 e 6) foram muito baixos, ficando em torno de 0,12% para estruturas em solo batido e 1,10% para gramadas com relação aos volumes de entrada nas estruturas. Os baixos volumes refletem a pouca área de contato com a água pluvial, visto que as estruturas tinham como objetivo principal a redução de valores de vazões por amortecimento.

Alguns pontos importantes podem ser ressaltados com relação aos dispositivos simulados:

1. os reservatórios 1 e 5 apresentaram as menores taxas de ocupação em planta nos lotes, por suas maiores profundidades. No entanto, a utilização destes dispositivos fica restrita à profundidade do ponto de coleta da rede pluvial municipal e aos lotes com declividades bem elevadas;
2. os reservatórios 2, 3, 4 e 6 apresentaram 2 m<sup>3</sup> como volume máximo necessário;
3. o reservatório 3 (cilíndrico) apresentou os menores tempos de detenção dentre todos os simulados, o que pode representar uma melhor adequabilidade entre as curvas cota-volume deste tipo de dispositivo e as estruturas de extravasamento;
4. apesar dos baixos volumes infiltrados nas estruturas 5 e 6, a existência da infiltração possibilitou redução em volumes de amortecimento necessários com relação aos reservatórios 1 e 2 para as mesmas condições de simulação.

## AVALIAÇÃO ECONÔMICA

A análise dos custos envolvidos na implantação e manutenção dos dispositivos foi reali-

zada com base nos orçamentos individuais das estruturas e informações colhidas junto a empresas e órgãos municipais (Departamento de Esgotos Pluviais da cidade de Porto Alegre - DEP).

O orçamento individual de cada estrutura para cada situação de controle é apresentado na Tabela 11.

**Tabela 11. Custo total de implantação por tipo de dispositivo e por volume.**

Tipo de reservatório	(V) Volume (m <sup>3</sup> )	Custo total (US\$)
Reservatório de 1 m de profundidade lacrado (1)	1,0	306,77
	1,5	378,73
	2,0	450,69
	2,5	522,65
	3,0	594,61
Reservatório de 0,40 m de profundidade lacrado (2)	1,0	364,10
	1,5	448,11
	2,0	531,33
	2,5	614,55
Reservatório cilíndrico de 0,60 m de diâmetro (3)	1,0	281,77
	1,5	416,66
	2,0	551,55
	2,5	686,44
Reservatório aberto gramado (4)	1,0	84,60
	1,5	112,06
	2,0	139,51
	2,5	166,96
Reservatório de 1 m de profundidade com infiltração em solo batido (5)	1,0	283,56
	1,5	346,59
	2,0	409,62
	2,5	472,66
Reservatório de 0,40 m de profundidade com infiltração em solo batido (6)	1,0	314,90
	1,5	378,89
	2,0	442,87
	2,5	506,86
	3,0	570,84

Verificou-se que a estrutura aberta gramada (reservatório 4) tem custo de implantação da ordem de 3 a 4 vezes inferior ao das estruturas subterrâneas para o mesmo volume. O dispositivo cilíndrico tem custo equivalente aos demais subterrâneos até volumes da ordem de 2 m<sup>3</sup>, acima disto este tem valor de implantação bem elevado. As estruturas 1, 2, 5 e 6 tem curvas de custos com

comportamentos semelhantes, com superioridade para os dispositivos 2 e 6 por apresentarem maiores áreas em planta o que implica em maiores usos de concreto armado (lajes).

A consideração de custos de manutenção tem maior influência no caso do dispositivo aberto, visto que este tem menor custo de implantação e necessita de uma manutenção mais periódica, devido à problemas com a saúde pública; deste modo, este tipo de estrutura apresenta um custo de manutenção anual avaliado em US\$ 130,00, o que pode levá-lo a atingir o custo das demais em 4 ou 5 anos.

## CONCLUSÕES

As simulações em lotes urbanos hipotéticos mostraram aumentos em vazões de pico da ordem de 17 a 45% com relação aos valores de vazões de pico dos hidrogramas de saída, e acréscimos de 39 a 109% em volumes escoados com relação aos valores de saída dos lotes em condição de pré-ocupação.

As seis estruturas de amortecimento escolhidas foram inseridas nos lotes e simuladas buscando o abatimento de vazões de pico às condições de pré-ocupação. Os volumes de amortecimento para o maior lote simulado (600 m<sup>2</sup>) totalmente impermeabilizado ficaram em 2 ou 2,5 m<sup>3</sup>, dependendo do tipo de estrutura. Para condições de ocupação ideais, ou seja, um lote com 50% de áreas impermeáveis, os volumes de detenção ficaram entre 1 e 1,5 m<sup>3</sup>. A ocupação das estruturas em planta com relação à área total dos lotes não ultrapassou 1%. As estruturas apresentaram tempos de detenção de 25 a 30 minutos, em média.

O custo geral de implantação de um micro-reservatório subterrâneo para controle em lotes urbanos é em média entre US\$ 400,00 e US\$ 500,00. O custo de implantação deste tipo de dispositivo é cerca de 3 a 4 vezes superior ao de uma estrutura aberta gramada. O custo de manutenção foi estimado, ainda apresenta incertezas, mas deve ser fundamental para uma avaliação econômica mais precisa. Além disso, a avaliação econômica completa deve contemplar as alternativas a este sistema em cada caso, como planos de infiltração e o controle na saída do loteamento. A escolha de um ou outro dispositivo de controle depende não apenas da análise de todas as características apontadas acima, mas também do conhecimento das condições peculiares de cada lote urbano, como por exemplo, aspectos legais de ocupação, tipo de solo, profundidade do lençol

freático, profundidade da rede de coleta pluvial e recursos financeiros disponíveis.

## REFERÊNCIAS

- DEP / PMPA. (1992). *Caderno de Encargos*. Porto Alegre. Prefeitura Municipal.
- NEVES, E. T. (1968). *Curso de Hidráulica*. 2. ed. Porto Alegre: Globo. p111.
- GENZ, F. (1994). *Parâmetros para a previsão e controle de cheias urbanas*. Porto Alegre: UFRGS - Curso de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. D180. Dissertação de Mestrado.
- LI, R. M., SIMONS, D., STEVENS, M. A. (1975). Nonlinear Kinematic Wave Approximation for Water Routing. *Water Resources Research*, v11, n.2, p245-252.
- McCUEN, R. H. (1989). *Hydrologic Analysis and Design*. Englewood Cliffs: Prentice-Hall.
- PORTO ALEGRE (1987). Prefeitura Municipal. Secretaria de Planejamento Municipal. 1<sup>o</sup>. *PDDU: Plano Diretor de Desenvolvimento e Urbanização*. Porto Alegre.
- TUCCI, C. E. M. (1993). *Hidrologia: Ciência e Aplicação*. Editora da Universidade. ABRH. EDUSP - Porto Alegre, p943.
- TUCCI, C. E. M. (1995). *Drenagem Urbana*. ABRH. Editora da Universidade. UFRGS. Porto Alegre.
- TUCCI, C. E. M. (1997). Estimativa do volume para controle da drenagem no lote. Não publicado.

## **Runoff Control with Detention in Urban Lots**

### **ABSTRACT**

*Increase frequency of urban floods is currently observed due to uncontrolled occupation of the watershed. Various control mechanisms can be applied to the reduction or elimination of the negative effects of urbanization, such as increased detention in the minor drainage system. The use of detention reservoirs, associated with infiltration surfaces in lots, facilitates the reduction of runoff peaks to values compatible with those found before urbanization.*

*A mathematical hydrologic rainfall-runoff model was applied to quantify the volumes needed to reduce flooding in lots.*

*Six types of reservoirs were implemented in characteristic lots of the city of Porto Alegre submitted to increases in impermeable areas. The required volumes and the construction and maintenance costs were determined using the characteristic precipitations in the minor drainage system and the hydraulic behavior of each device.*

*The results showed that for the largest simulated lot, 600 m<sup>2</sup>, with total impermeabilization, detention volumes on the order from 2.5 to 3 m<sup>3</sup> would be necessary, and for a less intense occupation with 50% impermeabilization, detention volumes between 1 and 1.5 m<sup>3</sup> would be required. The construction costs varied in the tested reservoirs, but in the mean ranged from US\$ 300.00 and 500.00. The maintenance proved very important in the final cost of the structures with infiltrationmaking reservoirs with a very low construction cost reach high values over short periods such a 4 or 5 years.*