

### **ANÁLISE DO FUNCIONAMENTO DOS MICRORRESERVATÓRIOS DE ÁGUAS PLUVIAIS, SEGUNDO A LEGISLAÇÃO DE BELO HORIZONTE.**

*Márcia Maria Lara Pinto Coelho<sup>1</sup>; Priscilla Macedo Moura<sup>2</sup>; Pedro de Paula Drumond<sup>3</sup>.*

**Resumo** – Este artigo analisa o funcionamento hidráulico de microrreservatórios de detenção das águas pluviais e as influências do método de cálculo normalmente adotado para os descarregadores de fundo, no amortecimento das cheias, tendo como referência a lei nº 7.166/96 de parcelamento, ocupação e uso do solo de Belo Horizonte. Esta lei exige a construção de microrreservatório para retardar o lançamento na rede pública para as construções que desrespeitam os valores das taxas de permeabilidade determinadas. Neste caso o microrreservatório deve ser dimensionado com capacidade de 30 litros/m<sup>2</sup> de área impermeabilizada acima do limite estabelecido em lei. Contudo, a simples reservação do volume necessário não garante o adequado funcionamento hidráulico da estrutura se o descarregador de fundo não for adequadamente dimensionado. Com o objetivo de avaliar os critérios da legislação vigente, e o funcionamento dos microrreservatórios foi adotado um projeto padrão de caixas de detenção para dois lotes de áreas iguais a 360m<sup>2</sup> e 600m<sup>2</sup>. As simulações de amortecimento dos microrreservatórios foram realizadas utilizando o método de Puls, com precipitações para o tempo de retorno de 10 anos. As eficiências alcançadas nas reduções das vazões efluentes, para os descarregadores de fundo redimensionados e precipitações de duração iguais a 30, 45 e 60 minutos, foram respectivamente: 72%, 64% e 56%. Os resultados demonstraram também a necessidade de se implementar na lei a questão da restrição da vazão efluente dos lotes.

**Abstract** – This paper examines the hydraulic operation of the storm water detention micro reservoir and the calculation method influences usually adopted for bottom dischargers for peak flow attenuation, having the Municipal Law of the land use and occupation 7.166/96 as reference. This law demands the construction of the micro reservoir in order to delay the discharge onto the public drainage system. This is related to constructions that disrespect the values of defined rates of permeability. In this case the micro reservoir must have the capacity of 30L/m<sup>2</sup> above the limit established by law. However, the mere reservation of the volume does not ensure the proper hydraulic functioning of the structure if the bottom discharger is not properly calculated. In order to evaluate the criteria of the valid legislation and the operation of the micro reservoir a standard box project of detention was adopted for two lots of equal area of 360m<sup>2</sup> and 600m<sup>2</sup>. The peak flow attenuation simulations for the micro reservoirs were obtained using Puls method with rainfall return time of 10 years. The reduction of effluent flows reached for resized bottom discharge and rainfall duration equal to 30, 45 and 60 minutes were 28%, 37% and 44% respectively. The results also demonstrated the necessity to implement in the law the issue restriction of the effluent flow of the lots.

**Palavras-Chave** – Microrreservatório, descarga de fundo e impermeabilização dos solos.

<sup>1</sup> Professora do Dep. Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da UFMG. Belo Horizonte – MG, Tel: + (31)3409.1873 – [lara@ehr.ufmg.br](mailto:lara@ehr.ufmg.br)

<sup>2</sup> Professora do Dep. Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da UFMG. Belo Horizonte – MG – [priscilla.moura@ehr.ufmg.br](mailto:priscilla.moura@ehr.ufmg.br).

<sup>3</sup> Mestrando do Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos – UFMG - [pedrubh@yahoo.com.br](mailto:pedrubh@yahoo.com.br).

## 1- INTRODUÇÃO

A concentração da população nas áreas urbanas tem provocado significativas alterações nos processos hidrológicos, com redução da interceptação, do armazenamento superficial e notadamente da infiltração e conseqüente aumento dos escoamentos superficiais. Por isso, os sistemas de drenagem têm sido cada vez mais exigidos, e muitas vezes são incapazes de conduzir a água drenada de maneira segura até o seu destino final, causando frequentes inundações, muitas vezes com perdas materiais e humanas.

A partir dos anos 1970 começou a surgir nos Estados Unidos e na Europa principalmente, uma nova maneira para tratar as conseqüências danosas da urbanização nos processos hidrológicos. Trata-se das “tecnologias alternativas” ou “compensatórias” que buscam compensar sistematicamente os efeitos da urbanização o mais próximo da fonte geradora. As soluções mais adotadas utilizam técnicas que facilitam a infiltração das águas pluviais e o aumento do tempo de percurso por meio do armazenamento temporário dessas águas (Baptista *et al.*, 2005).

Dentre as estruturas que utilizam as técnicas compensatórias encontram-se as bacias de detenção ou reservatórios de detenção. Essas estruturas se valem da acumulação temporária das águas pluviais e, eventualmente, do processo de infiltração para o retardo do escoamento, amortecendo as cheias na bacia. Enquadra-se nessa categoria as bacias de detenção ocupantes de grandes áreas, até os reservatórios individuais, localizados em lote, de dimensões reduzidas, também conhecidos por microrreservatórios domiciliares, objeto do trabalho ora apresentado.

Os microrreservatórios são estruturas muito simples, conforme se pode constatar pela Figura 1, e têm o objetivo de armazenar, por tempo relativamente curto, as águas pluviais provenientes de telhado, estacionamento, áreas impermeabilizadas, etc. Devem possuir dois dispositivos para a saída da água do reservatório. O primeiro, instalado no fundo do reservatório, deve operar todo o tempo do evento chuvoso e possuir uma dimensão que controle a vazão efluente. O outro, denominado extravasor, colocado na parte superior do reservatório, atua eventualmente, descarregando os excessos de água, nos casos em que as precipitações são superiores a de projeto.

Segundo Loganathan *et al.*(1985, *apud* Agra, 2001), esse dispositivo aumenta o tempo de concentração, atenua o pico do hidrograma de saída, possibilitando a recuperação da capacidade de amortecimento perdida pela impermeabilização. Alguns esforços têm sido feitos para regulamentar os critérios de utilização dessa estrutura. Contudo, os regulamentos são ainda deficientes, e os critérios e métodos de projeto são usualmente muito simplificados. O método pelo qual são dimensionados os descarregadores de fundo dos microrreservatórios é uma dessas situações de simplificações que podem ocasionar ineficiência desta estrutura em amortecer o pico de cheia. Este artigo é dedicado à análise do funcionamento hidráulico de microrreservatórios e as influências do

método de cálculo normalmente adotado para os descarregadores de fundo, no amortecimento das cheias, para o caso de dois microrreservatórios em dois lotes da cidade de Belo Horizonte.

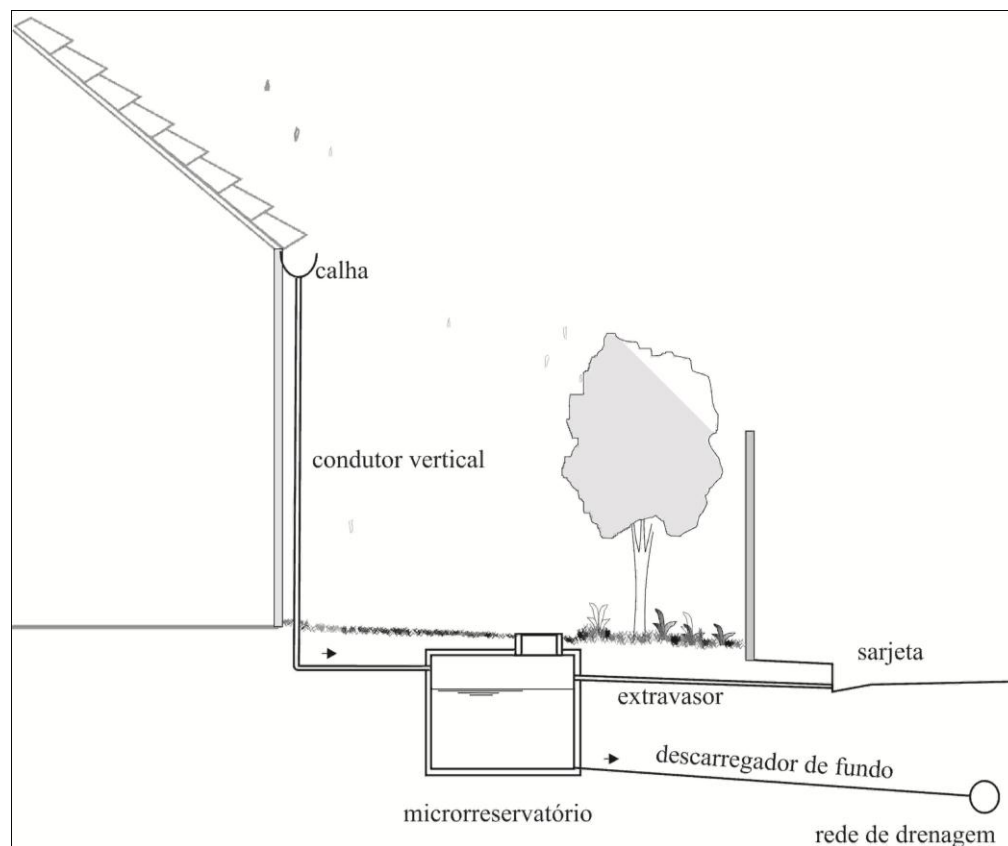


Figura 1 – Microrreservatório de retenção

## 2- REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nos itens seguintes faz-se uma breve revisão da bibliografia a respeito de algumas pesquisas sobre os microrreservatórios de retenção e as legislações existentes no Brasil concernentes ao uso destes dispositivos, para embasar e justificar a importância deste artigo.

### a- Estudos a respeito de microrreservatório de retenção

No Brasil, diversas instituições de pesquisas têm se dedicado a esse assunto, destacando-se os trabalhos efetuados no IPH/UFRGS (Cruz, 1998; Agra, 2001; Tassi, 2002) e na UFMG (Moura, 2004; Almeida, 2005). Na sequência é apresentada uma síntese destas pesquisas, enfocando informações pertinentes ao tema em questão.

Cruz *et al.* (1998) fez simulações sobre o uso de microrreservatório em lotes de 300 m<sup>2</sup> a 600 m<sup>2</sup>, com precipitações características da cidade de Porto Alegre, onde os volumes escoados, quando comparados aos volumes nas condições de pré-urbanização foram de 39% a 109% superiores, para

períodos de retorno de 2 a 5 anos, respectivamente. Considerando as condições de impermeabilização de 100% e período de retorno de 5 anos, Cruz *et al* (1998) obtiveram um volume de detenção de 1,25 m<sup>3</sup> para o lote de 300 m<sup>2</sup> e 2,20 m<sup>3</sup> para o lote de 600 m<sup>2</sup>.

Agra (2001) construiu um microrreservatório com 1,0 m<sup>3</sup> de capacidade, sendo a base retangular de 2,0 m x 1,0 m e altura de 0,50 m, para receber as águas pluviais provenientes de um telhado de 337,5 m<sup>2</sup> instalado no IPH (Instituto de Pesquisas Hidráulicas/ UFRGS). As vazões de entrada e saída foram monitoradas por meio de linígrafos. Os dados coletados em oito eventos permitiram concluir que o reservatório foi eficiente nas reduções das vazões de pico avaliadas, obtendo reduções entre 7% e 50%, porém o microrreservatório não permitiu um aumento no tempo de resposta da bacia. Para dimensionar a descarga, Agra (2001) admitiu que esta funcionasse como orifício, com coeficiente de descarga, Cd, igual a 0,61. Contudo, com base nos dados levantados o valor médio desse coeficiente esteve entre 0,21 e 0,30, indicando outro modelo de funcionamento.

Com base numa bacia hipotética Tassi (2002) estudou o efeito da utilização de microrreservatório de lote sobre a macrodrenagem urbana, para precipitações com período de retorno de 5 anos. Neste estudo Tassi obteve níveis de eficiência na bacia ente 50% e 70%, aproximadamente, de acordo com a vazão de saída dos lotes. Para vazões de restrição de até 3 vezes a vazão de pré-urbanização, esta eficiência praticamente não foi alterada. Contudo, considerando o planejamento da bacia hidrográfica como um todo, dotada de rede de drenagem e microrreservatório nos lotes, Tassi e Villanueva (2004) concluíram que a medida de controle sugerida pode ser ineficiente técnica e/ou economicamente. A análise econômica mostrou a possibilidade de se economizar 33% na implantação de redes de drenagem ao se controlar a vazão de pré-urbanização e 14% ao se controlar cinco vezes a vazão de pré-urbanização. Entretanto, o custo global das obras na bacia, considerando redes de drenagem e microrreservatórios, em geral foi 21% maior que a construção de uma rede de drenagem para escoar as vazões geradas em uma bacia.

Para avaliação *a priori* de sistemas de drenagem urbana, Moura (2004) definiu indicadores econômicos financeiros onde custos de implantação, manutenção e operação e a vida útil dos sistemas de drenagem foram estudados para algumas tecnologias compensatórias, dentre essas estão incluídos os microrreservatórios. Com base na utilização destes indicadores, Moura (2004) desenvolveu uma metodologia de auxílio à decisão baseada em análise multicritério, integrando tanto os indicadores de custos quanto os de desempenho propostos por Castro (2002), representativos de aspectos de eficiência técnica, ambientais e sociais. Esta metodologia foi aplicada a quatro estudos de caso, em locais em que foram contemplados diversos arranjos de projetos de drenagem, incluindo desde técnicas clássicas às técnicas alternativas. Os estudos de caso realizados

demonstraram que as alternativas de projetos que utilizam técnicas alternativas de drenagem foram as mais bem classificadas, demonstrando potencial de implantação das mesmas.

Para avaliar a eficiência do controle de cheias em sistemas de micro e macro drenagem, Almeida (2005) realizou algumas simulações combinando diferentes soluções compensatórias e comparou-as com sistemas que empregam soluções clássicas de drenagem pluvial. As simulações foram realizadas considerando lotes de 1000 m<sup>2</sup>, situados na bacia Olhos D'água, em Belo Horizonte. Para as simulações foram utilizadas chuvas com duração de 1 hora, período de retorno de 10 anos, conforme recomendação da Sudecap<sup>1</sup>, para a cidade de Belo Horizonte e microrreservatórios de 10 m<sup>3</sup> de capacidade. O descarregador de fundo foi dimensionado para uma vazão de restrição no lote igual à vazão da pré-urbanização, funcionando como orifício com 70 mm de diâmetro, sujeito a uma carga máxima de água igual a 1,0 m. As simulações evidenciaram uma eficiência da ordem de 114%, quando efetuadas na escala de lote, e 104% para escala da parcela constituída de 30 lotes.

#### **b- Legislações a respeito do uso dos microrreservatórios**

O uso dessas estruturas é crescente no Brasil, sendo previsto, recomendado ou obrigatório na legislação de diversos municípios brasileiros, como Belo Horizonte, São Paulo, Rio de Janeiro, Porto Alegre, entre outros. Os critérios utilizados para o dimensionamento dos microrreservatórios de retenção, de uma forma geral, se fundamentam no princípio que a urbanização não deve ampliar os picos naturais ou anteriores (Tassi, 2002).

Em Belo Horizonte a lei n° 7.166/96 de parcelamento, ocupação e uso do solo da cidade torna obrigatória a construção de microrreservatório para retardar o lançamento na rede pública para as construções que impermeabilizem o solo do terreno acima das taxas de permeabilidades definidas. O volume do microrreservatório deve comportar 30 litros por metro quadrado de área impermeabilizada acima do limite estabelecido em lei. Existe uma recomendação geral que a vazão de lançamento na rede pública não seja superior a 100 l/s, não importando o tamanho do lote.

A lei municipal n° 13.276/02 de São Paulo e o decreto municipal n° 23.940/04 do Rio de Janeiro torna obrigatória a construção de reservatórios para acumulação de água de chuva aos empreendimentos com área impermeabilizada superior a 500 m<sup>2</sup>, cujo volume deve ser calculado pela equação 1:

$$V = 0,15.Ai.IP.t \quad (1)$$

---

<sup>1</sup> Sudecap – Superintendência de Desenvolvimento da Capital (Autarquia Municipal)

onde:  $V$  = volume do reservatório ( $m^3$ );  $A_i$  = área impermeabilizada ( $m^2$ );  $IP$  = índice pluviométrico igual a 0,06m/h para São Paulo e parte do Rio de Janeiro (áreas de planejamento 1, 2 e 4) e 0,07m/h para as áreas de planejamento 3 e 5 do Rio de Janeiro;  $t$  = tempo de duração da chuva igual a um hora.

O Código de Obras de 2001 da cidade de Guarulhos – SP exige a construção de reservatório de retenção nos lotes urbanos edificados existentes. A capacidade de retenção do dispositivo varia de 500 litros para lotes de 125  $m^2$  e aumenta progressivamente até chegar a 3.500 litros para lotes de até 600 $m^2$ , acima desse valor multiplica-se a área por 6 litros/ $m^2$ .

A cidade de Curitiba, por meio do decreto número 176/07, estabelece que empreendimentos com áreas superiores a 3000  $m^2$  e que apresentem redução da taxa de permeabilidade de 25% devem possuir reservatórios de retenção, com critérios estabelecidos para o volume do reservatório, conforme mostra a equação (2) e para o diâmetro do orifício do descarregador de fundo.

$$V = 0,20.A_i.IP.t \quad (2)$$

onde:  $V$  = volume do reservatório ( $m^3$ );  $A_i$  = área impermeabilizada ( $m^2$ );  $IP$  = índice pluviométrico igual a 0,08 m/h;  $t$  = tempo de duração da chuva igual a uma hora.

Essa legislação define os diâmetros dos descarregadores de fundo variando desde 25 mm para volumes de até 3 $m^3$  até 500 mm para volumes compreendidos entre 1301 e 2000 $m^3$ .

O decreto municipal nº 15.371/06, para a cidade de Porto Alegre, estabelece o critério de se lançar na rede pública uma vazão máxima de 20,8 l/s.ha quando a ocupação resultar em impermeabilização da área. Esse critério abre a possibilidade do uso de outras técnicas compensatórias, ou mesmo a combinação destas técnicas. A capacidade do reservatório a ser implantado deve ser calculada por meio da equação seguinte:

$$V = 4,25A.A_i \quad (3)$$

onde:  $V$  = volume de armazenamento ( $m^3$ );  $A$  = área drenada (ha) e  $A_i$  = área impermeável (% da área total  $A$ ).

Uma análise a respeito das leis e normas apresentadas anteriormente permite verificar que estas pouco se assemelham, com exceção das cidades do Rio de Janeiro e São Paulo. As especificidades locais, com relação à hidrologia, topografia, urbanização etc. justificam parcialmente as diferenças dos volumes de armazenamento, contudo, tamanha discrepância leva a concluir sobre a necessidade premente de mais estudos e pesquisas a respeito do tema. Outro ponto a destacar diz respeito à restrição da vazão efluente dos microrreservatórios, tão importante no impacto no sistema de drenagem e que só foi abordada na legislação das Cidades de Porto Alegre e de Curitiba.

### 3- ANÁLISE DA MODELAGEM HIDRÁULICA DOS DESCARREGADORES DE FUNDO

A modelação do escoamento de descarregadores de fundo de microrreservatórios pode ser realizada com base na teoria clássica dos orifícios, bocais, vertedores e tubos curtos. Para orientar a classificação desse tipo de conduto, Azevedo Netto e Alvarez (1982) recomendam adotar a relação entre o comprimento (L) e o diâmetro (D), segundo a convenção a seguir:

- Orifícios  $L/D < 1,5$
- Bocais  $1,5 \leq L/D \leq 3,0$
- Tubos muito curtos  $3,0 < L/D \leq 500$
- Tubulações curtas  $500 < L/D \leq 4000$
- Tubulações longas  $L/D > 4000$

A localização dos microrreservatórios de retenção nos lotes, não permite que a saída dos descarregadores de fundo esteja sempre próxima do ponto de lançamento. A Figura 2 permite visualizar algumas das situações possíveis do esgotamento desses dispositivos e concluir que dependendo do projeto do microrreservatório e da sua localização em relação ao ponto de esgotamento no sistema de microdrenagem a tubulação do descarregador pode ser classificada entre os cinco tipos citados anteriormente (orifício, bocal, tubulações muito curtas, curtas e longas). Embora a base teórica e o enquadramento nessa classificação não sejam complexos, na maioria dos trabalhos realizados, os autores consideram os descarregadores de fundo como orifícios, não importando qual seja a relação L/D.

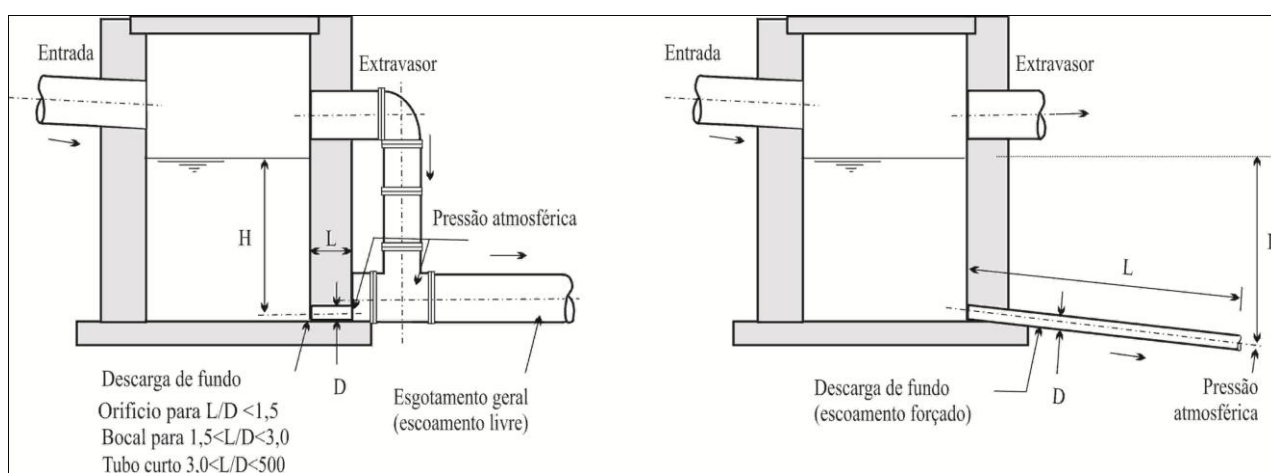


Figura 2 – Classificação dos descarregadores de fundo, segundo o tipo do microrreservatório e da relação L/D

Para orifício, bocal ou tubo muito curto, descarregando livremente para a atmosfera, a formulação a ser usada é dada pela equação (4):

$$Q = C_d A \sqrt{2gH} \quad (4)$$

Onde: Q = vazão escoada no conduto em (m<sup>3</sup>/s), normalmente estabelecida com base na situação de pré-urbanização ou de modo a compatibilizar com a capacidade do sistema de drenagem da bacia; H = diferença de nível entre a superfície livre da água no microrreservatório e a linha de centro da seção de saída da tubulação em (m); A = seção transversal do tubo em (m<sup>2</sup>); C<sub>d</sub> = coeficiente de descarga do orifício, ou do bocal ou ainda do tubo muito curto.

O coeficiente C<sub>d</sub> traduz o efeito das perdas de carga contínuas e localizadas, devendo ser obtido experimentalmente. A bibliografia clássica recomenda para orifícios em geral o valor médio de C<sub>d</sub>=0,61 e para bocais C<sub>d</sub>=0,82. Em consequência da viscosidade, rugosidade das paredes e da velocidade, para tubos muito curtos os valores de C<sub>d</sub> decrescem com o aumento de L/D. Bazard *apud* Azevedo Netto e Alvarez (1982) recomenda valores práticos que variam desde C<sub>d</sub>=0,50 para L/D=100, até C<sub>d</sub>=0,77 para L/D= 10, cujo conjunto pode ser sintetizado pela equação (5), cujo coeficiente de correlação é 0,99.

$$C_d = -0,0031.(L/D) + 0,79 \quad (5)$$

Enquanto nos orifícios, bocais e tubos muito curtos prevalecem a energia cinética e as perdas de carga localizadas, nas demais tubulações (L>500D) predominam as perdas contínuas. As expressões gerais de perda de carga contínuas e localizadas são aplicáveis neste caso.

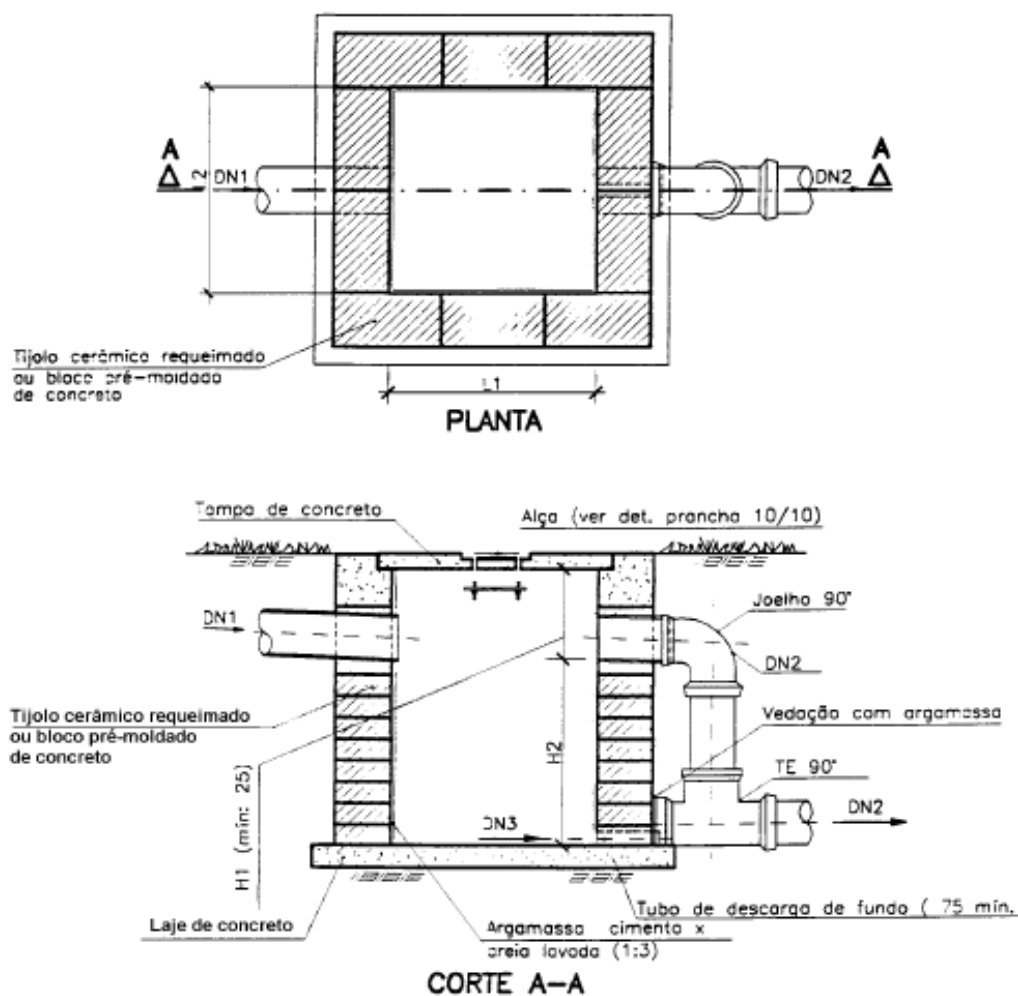
A grande variabilidade do coeficiente de descarga permite concluir que a adoção indiscriminada dos descarregadores de fundo como orifício pode levar a erros graves de dimensionamento desse dispositivo e reduzir a eficiência do microrreservatório, como amortecedor do pico de cheia.

#### **4- AVALIAÇÕES DOS CRITÉRIOS HIDRÁULICOS DE DIMENSIONAMENTO EM BELO HORIZONTE**

Conforme destacado no Plano Diretor de Drenagem Urbana de Porto Alegre a simples determinação do volume necessário não garante o adequado funcionamento hidráulico da estrutura. Além disso, alguns critérios de projeto adotados são muito simplificados, sendo este o caso dos descarregadores de fundo dos microrreservatórios. Por esse motivo, apresenta-se no presente item uma análise a respeito desse dispositivo e uma avaliação do seu impacto no funcionamento dos microrreservatórios para a cidade de Belo Horizonte.



A Figura 3 mostra a caixa padrão adotada pela Sudecap para a cidade de Belo Horizonte, indicada para locais onde seja desaconselhável a infiltração de águas pluviais no solo, ou ainda onde o lençol subterrâneo de água situa-se em profundidade inferior a altura da caixa.



L1 (m)	L2 (m)	H2 (m)	V (litro)
0,60	0,60	0,50	180
0,60	0,60	0,60	216
0,60	0,60	0,70	252
0,80	0,80	0,80	512
0,80	0,80	0,90	576
1,00	1,00	1,00	1000
1,00	1,00	1,10	1100
1,00	1,00	1,20	1200
1,20	1,20	1,30	1872
1,20	1,20	1,40	2016
1,20	1,20	1,50	2160
1,20	1,20	1,60	2304
1,20	1,20	1,70	2448

$$\text{VOLUME ÚTIL}(V=L1 \times L2 \times H2)$$

Figura 3. Caixa de detenção padrão

Fonte: Sudecap (2008)

Pode-se perceber observando a Figura 3 que a caixa de detenção possui três condutos, sendo o primeiro de diâmetro DN1 destinado à vazão afluyente ao microrreservatório, o segundo de diâmetro DN2 para o esgotamento geral, incluindo as vazões provenientes do descarregador de fundo e do extravasor e o terceiro conduto de diâmetro DN3 do descarregador de fundo, onde o valor indicado como diâmetro mínimo é 75 mm. Tudo indica que houve um equívoco na determinação desse valor, pois para o controle da vazão efluente é necessário à restrição desta, não se permitindo a adoção de um valor mínimo. Vale ressaltar que, sendo o escoamento livre na tubulação do esgotamento geral e DN2 superior a DN3, pode-se supor condição atmosférica na saída do descarregador de fundo. Assim, o descarregador de fundo pode ser considerado um orifício, bocal ou tubo curto, dependendo da relação L/D.

Por esse motivo, avalia-se aqui o diâmetro desses descarregadores de fundo e o funcionamento da caixa de detenção, considerando a hipótese que o microrreservatório recebe, tão somente, a vazão proveniente da área impermeabilizada acima do limite estabelecido pela LPOUS. Para atingir esses objetivos são desenvolvidas as seguintes atividades:

- Definição da taxa de permeabilidade mínima e do volume do microrreservatório;
- Determinação das vazões afluentes ao microrreservatório e de restrição do sistema de drenagem;
- Determinação das dimensões do descarregador de fundo;
- Simulações hidrológica e hidráulica dos microrreservatórios.

#### **a- Definição da taxa de permeabilidade mínima e do volume do microrreservatório**

A lei nº 7.166/96 de parcelamento, ocupação e uso do solo - LPOUS da cidade de Belo Horizonte e alterações introduzidas pela Lei nº 9.959/10 exige a construção de microrreservatórios para a impermeabilização do terreno acima dos limites estabelecidos para as zonas de ocupação mostradas na Tabela 1, estando excluídas as localizadas nas ZPAM (Zona de Preservação Ambiental), ZP (Zona de Proteção) e ZEIS (Zona de Especial Interesse Social). O critério estabelecido para a capacidade dos microrreservatórios é de 30L (30 litros) de água pluvial por metro quadrado de terreno impermeabilizado que exceda o limite estabelecido em lei.

Tabela 1 – Parâmetros definidos na LPOUS de Belo Horizonte

Zona de ocupação	Taxa de permeabilidade mínima		Capacidade do microrreservatório (m <sup>3</sup> )	
	A≤360 m <sup>2</sup>	A>360m <sup>2</sup>	A≤360 m <sup>2</sup>	A>360m <sup>2</sup>
ZA - Zona adensada ZAP - Zona de Adensamento Preferencial ZAR – Zona de Adensamento Restrito ZC - Zona Central ZE - Zona de Grandes Equipamentos	10%	20%	30 L . 0,1.A = 0,003A	30 L . 0,2.A = 0,006A

Obs.: “A” corresponde a área do lote

Para analisar o efeito das taxas no dimensionamento dos microrreservatórios serão estudados dois lotes de áreas correspondentes a 360m<sup>2</sup> e 600m<sup>2</sup>, ambos com solos totalmente impermeabilizados. Assim, as áreas impermeabilizadas além do que é permitido pela LPOUS para os lotes estudados de 360m<sup>2</sup> e 600m<sup>2</sup> são Ai=36m<sup>2</sup> e 120m<sup>2</sup> e os volumes requeridos pelos microrreservatórios são de 1,08m<sup>3</sup> e 3,6m<sup>3</sup>, respectivamente.

#### b- Determinação das vazões

A Sudecap, órgão responsável pelo sistema de drenagem urbana da cidade, recomenda a utilização do método Racional, dado pela equação (6):

$$Q = C.IP.A \quad (6)$$

Onde: Q vazão em m<sup>3</sup>/s, C = coeficiente de escoamento, IP intensidade pluviométrica local em m/s; A= área em m<sup>2</sup>.

Os valores de C e IP foram adotados conforme critérios estabelecidos para os sistemas de microdrenagem na “*Instrução técnica para elaboração de estudos e projetos de drenagem urbana do município de Belo Horizonte*”, expostos a seguir:

- C = 0,90 para terrenos impermeabilizados, utilizado para o cálculo da vazão afluente ao reservatório e
- C = 0,25 para terrenos não impermeabilizados, utilizado para o cálculo da vazão de restrição do sistema de drenagem local;
- IP = 194,5 mm/h para as precipitações com duração de 10 minutos e tempo de retorno de 10 anos.

A Tabela 2 contém os resultados das vazões calculadas pela equação (4) para as áreas de 36m<sup>2</sup> e 120m<sup>2</sup> afluentes aos lotes estudados, considerando os terrenos dessas parcelas impermeabilizados e permeabilizados.

Tabela 2 - Vazão para pré-dimensionamento

Área do lote que excede a LPOUS m <sup>2</sup>	Vazão (m <sup>3</sup> /s)	
	Terreno impermeabilizado	Terreno permeabilizado
36	0,00175	0,00049
120	0,00584	0,00162

### c- Determinação das dimensões dos descarregadores de fundo

O descarregador de fundo deve ser instalado no reservatório de forma a permitir a liberação gradual da água armazenada. A Tabela 3 contém os dados necessários para o dimensionamento deste dispositivo que é calculado pela equação (4). Os resultados das simulações apresentados na Tabela 4 consideram três possibilidades de funcionamento do descarregador de fundo: orifício, bocal e tubo curto. A última coluna da Tabela 4 indica a relação L/D, calculada para L=0,15m (espessura da parede) permitindo concluir que o descarregador de fundo deve ser considerado tubo curto.

Tabela 3 – Dados para dimensionamento do descarregador de fundo.

Área do lote	360 m <sup>2</sup>	600 m <sup>2</sup>
Volume do reservatório	1,08 m <sup>3</sup>	3,60 m <sup>3</sup>
Dimensões (ver Figura 3)	L1=1,0m, L2=1,0m, H2=1,1m	L1=2,4, L2=1,2m, H2=1,3m
Vazão de restrição/reservatório	0,00049 m <sup>3</sup> /s	0,00162m <sup>3</sup> /s

Tabela 4 – Dimensionamento do descarregador de fundo, segundo o padrão de funcionamento.

Simulação	Coeficiente de descarga - Cd	Diâmetro interno (mm)		L/D	
		Lote de 360 m <sup>2</sup>	Lote de 600 m <sup>2</sup>	Lote de 360 m <sup>2</sup>	Lote de 600 m <sup>2</sup>
Orifício	0,61	0,015	0,018	10,1	8,2
Bocal	0,82	0,013	0,016	11,8	9,5
Tubo curto	0,76	0,013	0,016	11,3	9,1

### d- Simulações hidrológica e hidráulica do microreservatório

Com o objetivo de avaliar o funcionamento dos microrreservatórios e os critérios da legislação vigente a respeito destes na cidade de Belo Horizonte serão realizadas simulações para os reservatórios de 1,08 m<sup>3</sup> e 3,60 m<sup>3</sup>, que contemplem os seguintes cenários:

- Cenário 1: lotes com microrreservatório (descarregador de fundo dimensionado com diâmetro de 75 mm);

- Cenário 2: lotes com microrreservatório (descarregador de fundo dimensionado segundo o pré-dimensionamento);

O método de Puls é empregado neste trabalho para avaliação do efeito dos reservatórios no amortecimento das cheias. Este método considera a variação do armazenamento no tempo, como uma função das vazões de entrada e saída no reservatório, combinando a equação da continuidade discretizada com as equações de controle hidráulico de saída, podendo ser expresso pela equação (7):

$$(I_t + I_{t+1}) + \left( \frac{2S_t}{\Delta t} - Q_t \right) = \left( \frac{2S_{t+1}}{\Delta t} + Q_{t+1} \right) \quad (7)$$

Onde: I=vazão à entrada; Q=vazão à saída; S=volume armazenado; t=tempo

As incógnitas do problema são Q e S no tempo t+1. A relação entre Q e S é estabelecida com base nas curvas altura da lâmina d'água *versus* volume e altura da lâmina d'água *versus* vazão.

As vazões de entrada são calculadas com base na equação (6) para as áreas impermeáveis (36 m<sup>2</sup> e 120m<sup>2</sup>) e intensidades pluviométricas obtidas com por meio da equação IDF (Intensidade-duração-frequência das precipitações) estabelecida por Guimarães Pinheiro e Naghettini (1997) para Belo Horizonte e distribuição temporal das precipitações segundo o método de Huff, proposta pelos mesmos autores para Belo Horizonte. Esta equação foi escolhida por fundamentar-se em um estudo mais recente e amplo do que aquele utilizado no pré-dimensionamento. A distribuição temporal das chuvas obtidas por meio dessa equação com duração de 30, 45 e 60 minutos, associada ao período de retorno de 10 anos é apresentada na Tabela 5.

Tabela 5 – Distribuição temporal das precipitações com durações de 30, 45 e 60 minutos, para período de retorno de 10 anos.

t (min)	IP (mm/h)			t (min)	IP (mm/h)		
	Duração (minutos)				Duração (minutos)		
	30	45	30		30	45	60
0	0,00	0,00	0,00	35		53,69	52,99
5	15,01	11,47	9,46	40		54,79	56,83
10	28,94	22,93	18,92	45		55,89	58,75
15	37,70	33,16	28,37	50			59,65
20	45,10	40,07	36,47	55			60,56
25	47,34	46,52	42,34	60			61,46
30	48,77	51,68	47,51				

## 5- MODELAGEM DOS MICRORRESERVATÓRIOS – RESULTADOS OBTIDOS

São apresentados neste item os resultados obtidos nos estudos realizados segundo os cenários e critérios apresentados no item anterior. Na Figura 4 são mostrados os hidrogramas referentes às áreas impermeabilizadas de  $36\text{m}^2$  e  $120\text{m}^2$ , correspondentes à percentagem de área que ultrapassam o limite estabelecido na LPOUS dos lotes de  $360\text{ m}^2$  e  $600\text{ m}^2$ , respectivamente. Os eventos de chuva estudados foram de 30 minutos, 45 e 60 minutos, durações para as quais o volume total de precipitação é próximo ao volume dos microrreservatórios. A duração crítica ocorreu para chuvas de 30 minutos.

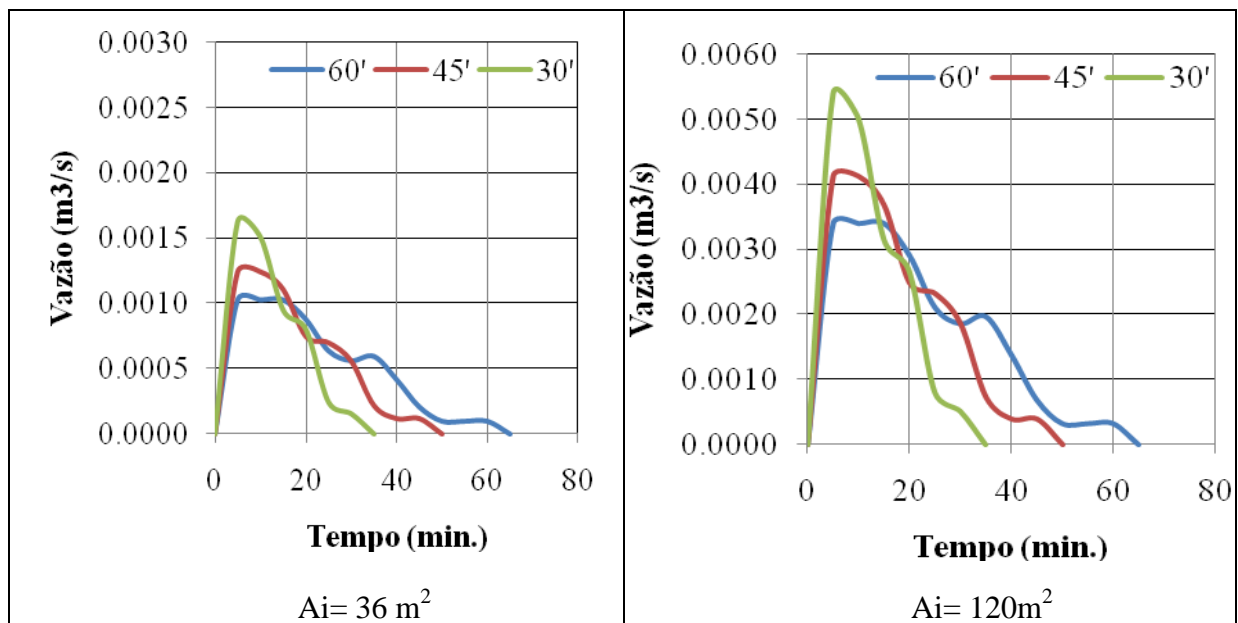


Figura 4- Hidrograma para as áreas de  $36\text{m}^2$  e  $120\text{m}^2$  e durações de 30, 45 e 60 minutos.

As Tabelas 6 e 7 apresentam os resultados das simulações realizadas para avaliar as inserções dos dois reservatórios propostos nos lotes de  $360\text{ m}^2$  e  $600\text{ m}^2$ , de volumes correspondentes a  $1,08\text{m}^3$  e  $3,60\text{ m}^3$ , respectivamente, considerando precipitações de 30, 45 e 60 minutos. Os resultados mostrados na Tabela 6 se referem às condições propostas pela Sudecap, em que o diâmetro do descarregador de fundo é igual ao valor proposto pela Sudecap ( $D=75\text{mm}$ ). Neste caso, pode-se notar que não só houve amortecimento da cheia, mas uma pequena elevação da vazão efluente.

Os resultados mostrados na Tabela 7 correspondem à adoção de tubulações do descarregador de fundo dimensionadas conforme apresentado no item anterior, ou seja, diâmetro igual a  $13\text{mm}$  para o reservatório de  $1,08\text{ m}^3$  e para o reservatório de  $3,6\text{m}^3$  duas tubulações de saída de  $16\text{ mm}$  de diâmetro. Nestes casos, com a redução do diâmetro da tubulação do descarregador de fundo, houve

redução da vazão de pico na saída. As Figuras 5 e 6 ilustram o efeito do amortecimento, para as situações apresentadas nas Tabelas 6 e 7, para a duração das chuvas de 60 minutos.

Tabela 6 - Vazões afluentes e efluentes, considerando os descarregadores de fundo dos reservatórios com diâmetros iguais a 75 mm, para precipitações de durações iguais a 30, 45 e 60 minutos.

Reservatório		Durações das precipitações		
		30 min.	45 min.	60 min.
V=1,08 m <sup>3</sup>	Vazão afluente (l/s)	1,62	1,24	1,02
	Vazão efluente (l/s)	1,67	1,35	1,11
V=3,60 m <sup>3</sup>	Vazão afluente (l/s)	5,40	4,12	3,40
	Vazão efluente (l/s)	5,61	4,52	3,74

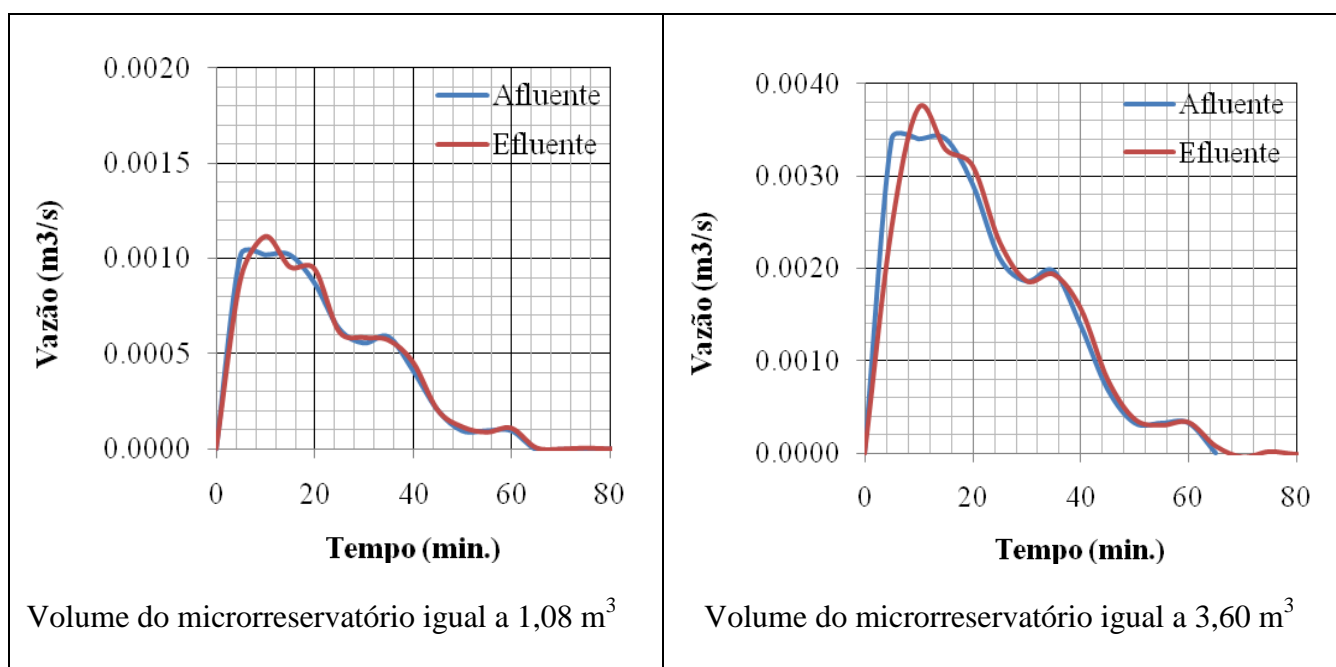


Figura 5 - Hidrograma afluente *versus* efluente para distribuição temporal de chuva de 60 minutos, utilizando descarregadores de fundo com diâmetros iguais a 75 mm.

Tabela 7 - Vazões afluentes e efluentes, considerando os descarregadores de fundo dos reservatórios com diâmetros “D”, para precipitações de durações iguais a 30, 45 e 60 minutos.

Microrreservatório		Durações das precipitações		
		30 min.	45 min.	60 min.
1,08 m <sup>3</sup> D= 13 mm	Vazão afluente (l/s)	1,62	1,24	1,02
	Vazão efluente (l/s)	0,45	0,45	0,45
3,60 m <sup>3</sup> D=16 mm	Vazão afluente (l/s)	5,40	4,13	3,40
	Vazão efluente (l/s)	1,45	1,46	1,51

Os valores encontrados para as vazões efluentes, apresentadas na Tabela 7, quando comparados com as vazões admitidas no pré-dimensionamento para terrenos permeáveis, mostradas na Tabela 2, foram 8% inferiores, aproximadamente.

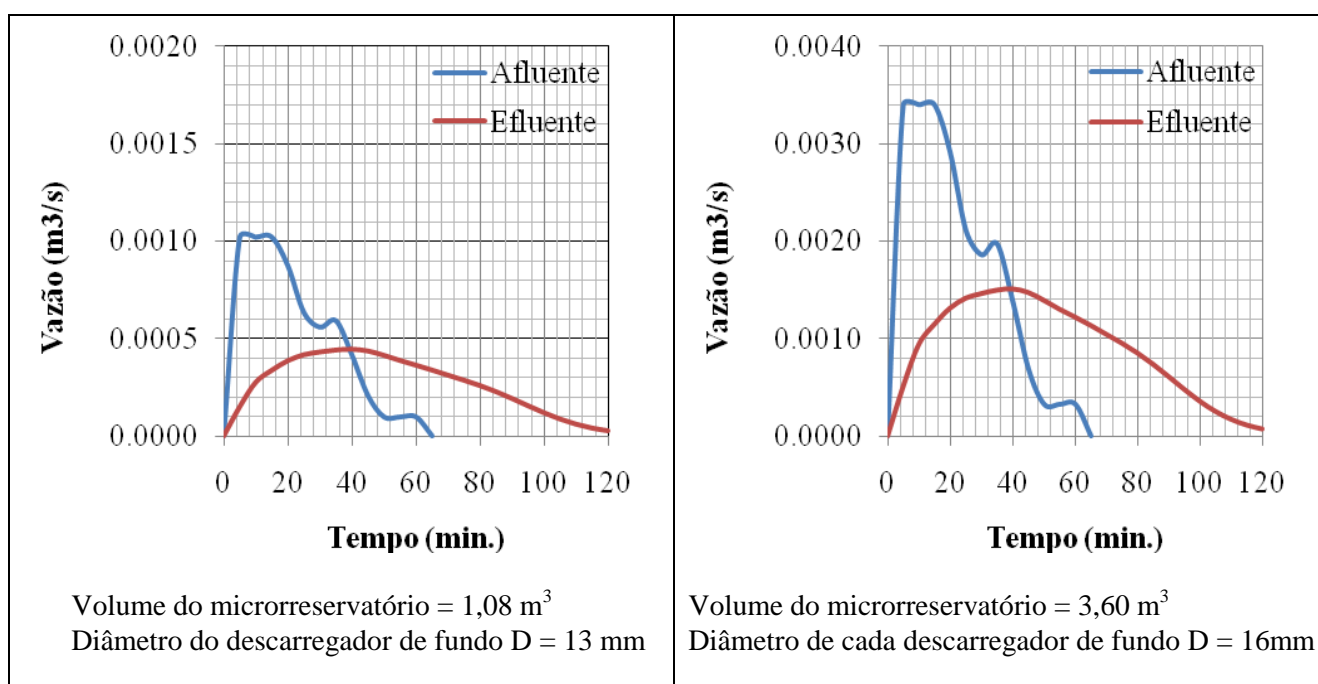


Figura 6 - Hidrograma afluente *versus* efluente para distribuição temporal de chuva de 60 minutos, utilizando descarregadores de fundo com diâmetros “D”.

Para avaliação da eficiência (E) dos microrreservatórios definiu-se como parâmetro principal de análise a capacidade de redução das vazões de pico, dada pela relação percentual entre a vazão efluente (Qe) e afluente (Qa) ao reservatório:

$$E = 100 \frac{Q_a - Q_e}{Q_a} \quad (8)$$



A eficiência máxima foi obtida com um descarregador de fundo com diâmetro de 13 mm para o microrreservatório de 1,08m<sup>3</sup>, com valores de 72%, 64% e 56%, para chuvas com durações de 30, 45 e 60 minutos, respectivamente e lâmina d'água máxima de 1,0 m. Para o reservatório de 3,6 m<sup>3</sup> com duas tubulações de saída de diâmetros iguais a 16 mm, as eficiências também estiveram dentro da mesma faixa, para lâmina d'água máxima de 1,14m.

## **6- CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES**

Os resultados apresentados anteriormente permitem concluir que os microrreservatórios podem exercer um papel importante no amortecimento dos picos das cheias, quando dimensionados adequadamente. Esta conclusão se baseou nas simulações do efeito da inserção de microrreservatórios, dimensionados para atender a parcela da área impermeabilizada acima do que é permitido na lei n° 7.166/96 de parcelamento, ocupação e uso do solo de Belo Horizonte. As simulações com descarregadores de fundo dimensionados segundo as recomendações da hidráulica clássica indicaram eficiências de 72%, 64% e 56%, para as durações das chuvas de 30, 45 e 60 minutos, respectivamente. As vazões efluentes nesses casos foram praticamente iguais às admitidas para terrenos permeáveis, reforçando a afirmação da importância desse dispositivo na atenuação dos picos de cheia. Contudo, os mesmos microrreservatórios, quando simulados com descarregadores de fundo tal como atualmente praticados na cidade de Belo Horizonte, não permitiram qualquer amortecimento, devido às dimensões adotadas para este dispositivo. Estes resultados evidenciam a necessidade de se implementar na lei a questão da restrição das vazões efluentes dos lotes.

Outro ponto importante a ressaltar diz respeito aos critérios de projeto adotados para os descarregadores de fundo dos microrreservatórios. No presente caso, devido às condições da instalação da caixa de detenção estudada, o descarregador de fundo foi considerado como tubo curto. Este fato ocasionou uma vazão efluente 25% superior a que teria sido se fosse considerada a hipótese de orifício, como normalmente é admitido. Por isto recomenda-se um maior cuidado na classificação hidráulica dos descarregadores de fundo e a verificação em laboratório dos coeficientes de descarga.

Para continuação desse trabalho, recomenda-se ainda estudar o impacto da inclusão de todo escoamento pluvial superficial do lote no microrreservatório dimensionado para receber somente a parcela da área impermeabilizada acima do que é permitido na LPOUS.

## AGRADECIMENTOS

Os autores desse trabalho agradecem à FAPEMIG - Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais, ao CNPq - Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico e à CAPES - Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior pelo apoio financeiro para o desenvolvimento científico e tecnológico das pesquisas realizadas.

## BIBLIOGRAFIA

AGRA, S.G. (2001). “*Estudo Experimental de Micro Reservatórios para Controle do Escoamento Superficial*”, Dissertação de Mestrado do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS – RS, 105p.

ALMEIDA, V.A. (2005). “Avaliação da eficiência de sistemas alternativos de drenagem urbana de águas pluviais”, Dissertação de Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da UFMG – MG, 139 p.

AZEVEDO NETTO, J.M., ALVAREZ, G.A. (1982). “Manual de hidráulica”, 7ª ed, vol, I, Edgar Blücher Ltda, São Paulo – SP, 335p.

BAPTISTA, M.B.; NASCIMENTO, N.O.; BARRAUD, S. (2005). “Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana”, ABRH, ed, UFRGS, Porto Alegre – RS, 266p.

BELO HORIZONTE, Lei 7165 de 27 de agosto de 1996, Institui o Plano Diretor do Município de Belo Horizonte. Disponível em: <<http://portal6.pbh.gov.br/dom/iniciaEdicao.do?method=DetalheArtigo&pk=1033105>>, Acesso em: 16 nov, 2010.

CASTRO, L.M.A. (2002). Proposição de Indicadores para a Avaliação de Sistemas de Drenagem Urbana. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, Universidade Federal de Minas Gerais, 118 p.

CRUZ, M.A.S., TUCCI, C.E.M., SILVEIRA, L.L. (1998) “Controle do escoamento com retenção”, Revista Brasileira de Recursos Hídricos volume 3 n,4, pp, 10-31.

GUIMARÃES PINHEIRO, M. M., NAGUETTINI, M. (1998) “Análise regional da frequência e distribuição temporal das tempestades na região metropolitana de Belo Horizonte – RMBH”. Revista Brasileira de Recursos Hídricos. Volume 3, n.4, Out/Dez 1998.

LOGANATHAN, V.G., DELLEUR, J.W., SEGARRA, R.I. (1985). “Planning detention storage for stormwater management”, Journal of Water Resource Planning and Management, ACSE, New York, v. 111, n.4, pp, 382-398, Oct, *apud* AGRA, S.G. (2001).

MOURA, P.M. (2004), “Contribuição para a avaliação global de sistemas de drenagem urbana”, Dissertação de Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da UFMG – MG, 146 p.

PREFEITURA MUNICIPAL DE PORTO ALEGRE (2005). Plano Diretor de Drenagem Urbana, Manual de Drenagem Urbana, Porto Alegre: IPH, 2005.

SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DA CAPITAL, (2008). *Caderno de encargos: Sudecap*. Diretoria de Planejamento e Gestão – 3ª edição – Belo Horizonte: Sudecap.

TASSI, R. (2002). “Efeito dos microrreservatórios de lote sobre a macrodrenagem urbana”, Dissertação de Mestrado do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS – RS, 156 p.

TASSI, R., VILLANUEVA, A. O. N. (2004) “Análise do impacto dos microrreservatórios de lote nos custos de uma rede de drenagem urbana”, RBRH-Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Volume 9, n.3, p 89-98, Jul/Set 2004.