

Investigação Experimental dos Valores de Coeficiente de Descarga em Tubos de Saída de Microrreservatórios

Pedro de P. Drumond*, Márcia M. L. P. Coelho*, Priscilla M. Moura*

pedrubb@yahoo.com.br; lara@ehr.ufmg.br; priscilla.moura@ehr.ufmg.br

Recebido: 07/08/13 - revisado: 15/10/13 - aceito: 14/01/14

RESUMO

A utilização de microrreservatórios para controle de drenagem na fonte pode proporcionar a melhoria do sistema de drenagem urbana, desde que estes sejam dimensionados adequadamente. Nos projetos de drenagem é comum adotar-se o valor de 0,61 para coeficiente de descarga, sem avaliar a classificação da literatura clássica das tubulações de descarga, se funcionam como orifícios, bocais ou tubos curtos, classificação esta referente à relação entre comprimento e diâmetro da tubulação (L/D). Este fato pode ocasionar ineficiência do microrreservatório no amortecimento do pico de cheia. Este artigo analisa os valores de coeficiente de descarga utilizados na equação geral dos orifícios para dimensionar as tubulações de descarga de microrreservatórios. Para avaliar experimentalmente os valores de coeficiente de descarga para diferentes cargas hidráulicas, foi construído em laboratório um microrreservatório com $1,40\text{ m}^3$, com tubos de descarga colocados junto ao fundo do reservatório, fabricados com material plástico, de comprimentos de 15 e 25 cm e diâmetros de: 20 mm, 25 mm, 32 mm, 40 mm, 50 mm, 60 mm e 75 mm. Os ensaios em laboratório foram feitos para alturas de nível d'água no interior do microrreservatório que variaram a cada 10 cm, entre as alturas de 30 a 120 cm. Os resultados das simulações realizadas mostraram que de um modo geral os valores encontrados para os coeficientes de descarga variaram entre 0,88 e 0,96, não apresentando significante alteração devido ao nível de água no reservatório, na faixa de estudo ($2 < L/D < 13$). Esses valores foram superiores aos recomendados pela literatura e aproximadamente 50% maiores do que o valor usualmente utilizado em projetos de drenagem. Por fim, através de exemplo, mostrou-se o acréscimo de vazão provocado pelo dimensionamento incorreto dos tubos de descarga dos microrreservatórios e destacou-se a importância de maior rigor na adoção do coeficiente de descarga, com base na relação L/D e posição com relação ao fundo do reservatório.

Palavras-chave: microrreservatório; orifício; coeficiente de descarga.

INTRODUÇÃO

Para Baptista *et al.* (2005), o conceito de “tecnologias alternativas” ou compensatórias de drenagem busca neutralizar os efeitos da urbanização sobre os processos hidrológicos, com benefícios para a qualidade de vida e a preservação ambiental.

O uso de técnicas compensatórias com dispositivos de controle de drenagem na fonte, como por exemplo, microrreservatórios, pode proporcionar melhorias no funcionamento do sistema de drenagem urbana dos municípios.

Esses reservatórios de pequeno porte, instalados em lotes urbanos, captam as águas pluviais das áreas impermeabilizadas do terreno (em geral, telhados e pisos), armazenam o excedente de água

pluvial gerado com a redução da parcela de infiltração e lançam vazões controladas no sistema de drenagem. Esse controle pode proporcionar a manutenção das vazões de pré-urbanização, ou seja, vazões anteriores às condições de impermeabilização do solo.

Algumas cidades brasileiras já possuem legislação obrigando os empreendedores a instalarem esses dispositivos de controle, nos casos de impermeabilização excessiva do solo. Drumond *et al.* (2011) verificaram que dentre as legislações municipais brasileiras, o Decreto Municipal nº 15.371/06 de Porto Alegre é a mais restritiva, exigindo-se volumes de reserva de água pluvial aproximadamente 7 (sete) vezes maiores do que a Lei nº 9.959/10 de Belo Horizonte e o Código de Obras de Guarulhos, que possuem legislações mais brandas. Foram avaliadas ainda: a Lei nº 13.276/02 de São Paulo, o Decreto nº 23.940/04 do Rio de Janeiro e o Decreto nº 176/07 de Curitiba.

*Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos – Universidade Federal de Minas Gerais

O projeto hidráulico de microrreservatório deve ser desenvolvido considerando-se dois aspectos principais: a vazão máxima a ser lançada na rede pública de drenagem e o volume necessário para armazenar temporariamente a quantidade de água excedente entre o hidrograma de entrada e o hidrograma de saída desejado.

A instalação de microrreservatórios em lotes tendo como princípio a manutenção das condições naturais do terreno exige que a vazão máxima de saída após a impermeabilização do solo não ultrapasse a vazão máxima nas condições com o solo permeável. Outra possibilidade de se determinar a vazão de restrição é baseá-la nos valores de vazão que o sistema de drenagem a jusante possa suportar.

As vazões de saída do microrreservatório são determinadas por meio das análises hidrológicas da área em estudo e hidráulicas da estrutura de descarga do microrreservatório.

A determinação do hidrograma gerado nas situações anterior e posterior à impermeabilização do solo pode ser feita utilizando-se diversos métodos de transformação chuva-vazão, como o Racional (PORTO, 1995), *Soil Conservation Service* (CHOW, 1988), *Snyder* (LINSLEY *et al.*, 1988), Santa Bárbara (TOMAZ, 2011), Hidrograma Unitário (CHOW, 1988), entre outros.

Um dos modelos mais utilizados para simular o amortecimento de cheias em reservatórios é o método elaborado por Puls em 1928 (BAPTISTA *et al.*, 2005), que possibilita a determinação do hidrograma de saída. O método utiliza a equação da continuidade e a relação entre armazenamento e vazão é obtida considerando-se a linha d'água no reservatório horizontal.

Para realizar a simulação com o método de Puls, antes é necessário estabelecer o tipo de estrutura de descarga que regulará a vazão de saída do microrreservatório. A vazão efluente do descarregador de fundo é função da carga hidráulica, da seção e da extensão da estrutura de descarga. Tubos curtos e com diâmetro inferior ao da entrada, como o mostrado em detalhe na Figura 1, são utilizados para realizar essa função de amortecimento.

Ramamurthi e Nandakumar (1999) afirmam que pequenas mudanças na forma do emboque, ou no material dos tubos podem acarretar significantes alterações na vazão escoada, bem como na estrutura do jato formado.

Os fatores intervenientes no dimensionamento dos tubos de descarga dos microrreservatórios são evidenciados por meio da análise teórica apresentada a seguir.

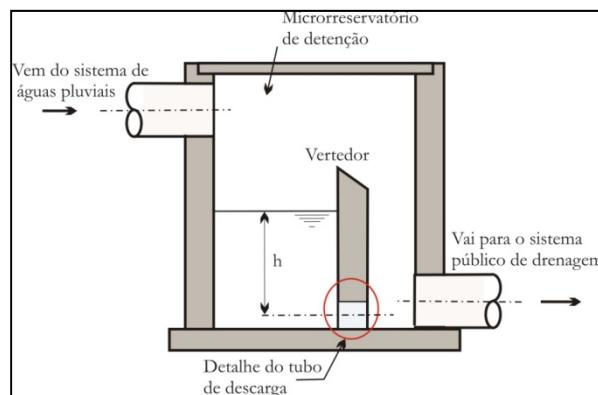


Figura 1 - Esquema (em corte) de um microrreservatório

Funcionamento Hidráulico

A modelação hidráulica da tubulação de descarga do microrreservatório pode ser realizada aplicando a equação de Bernoulli entre um ponto na superfície de água do microrreservatório e outro na saída do tubo de descarga, no eixo desta tubulação, ambos, sujeitos à pressão atmosférica. Assim, demonstra-se que a carga total (h) equivale à soma da carga cinética do escoamento, acrescida das perdas de carga contínua e localizada ao longo da tubulação, conforme expressa a equação (1).

$$h = \frac{U^2}{2g} + k \frac{U^2}{2g} + \frac{fL}{D} \frac{U^2}{2g} \quad (1)$$

em que:

U = velocidade média do escoamento (m/s);
 h =carga total, acima do eixo da tubulação (m); Nas situações em que a tubulação trabalha afogada a carga (h) corresponde à diferença entre os níveis de água a montante e a jusante da tubulação de descarga;

g = aceleração da gravidade (m/s^2);
 k = coeficiente de perda de carga localizada;
 L = comprimento da tubulação de descarga (m);
 D =diâmetro da tubulação (m);
 f =coeficiente de atrito da equação Universal, que depende da viscosidade da água, da asperezza da tubulação, além de D e U .

A partir da equação (1) é possível explicitar a velocidade média (equação 2), onde o numerador corresponde à velocidade teórica do escoamento. A expressão do denominador representa o efeito das perdas de carga, cujo inverso corresponde ao coeficiente de velocidade (C_v), conforme expressão (3).

Assim, este coeficiente corrige a velocidade teórica para levar em consideração a sua redução devido às perdas de carga existentes (ver equação 4). Por conseguinte, esse coeficiente é sempre inferior à unidade.

$$U = \frac{\sqrt{2gh}}{\sqrt{1+k+fL/D}} \quad (2)$$

$$C_v = \frac{1}{\sqrt{1+k+fL/D}} \quad (3)$$

$$U = C_v \sqrt{2gh} \quad (4)$$

A vazão escoada pode ser obtida por meio da equação da continuidade, ou seja, pelo produto da velocidade média do escoamento, expressa na equação (4), pela área da seção transversal.

Contudo, quando a relação entre o comprimento e o diâmetro (L/D) da tubulação é inferior ou igual a 1,5 as linhas de fluxo convergem para uma seção mais contraída que a da abertura, denominada *vena contracta* (KING, 1954), localizada externamente à estrutura, como ilustra a Figura 2. Nesse caso, a determinação da vazão escoada depende da área da seção contraída, que é determinada por meio do coeficiente de contração (C_c). Este coeficiente é definido como a razão entre a área do jato (A_c) na *vena contracta* e a área da seção transversal do tubo de descarga (A), ou seja: $C_c = A_c/A$.

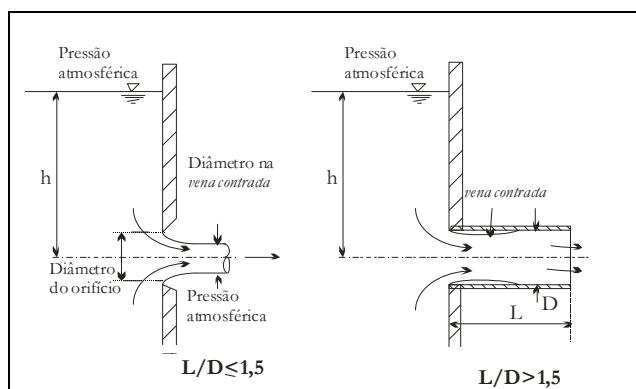


Figura 2 - Configuração do escoamento junto ao tubo de descarga

Experimentos realizados por Smith e Walker em 1923 (*apud* Brater *et. al.*, 1996) para orifícios circulares, com emboque de arestas vivas indicaram

valores de C_c entre 0,67 e 0,61. Na prática tem-se assumido para $L/D \leq 1,5$ o valor de $C_c = 0,61$ (LIENHARD V e LIENHARD IV, 1984). Contudo, segundo King (1954), quando o emboque tem arestas arredondadas, a contração é praticamente suprimida e C_c aproxima-se da unidade.

Para $L/D > 1,5$ o jato primeiro contrai e depois expande, preenchendo o interior do conduto. Assim sendo, o coeficiente de contração é igual à unidade ($C_c = 1,0$).

Considerando o produto do coeficiente de contração C_c pelo coeficiente de velocidade C_v igual ao coeficiente de descarga ($C_d = C_c \cdot C_v$), a vazão escoada no tubo de descarga pode ser expressa pela equação (5):

$$Q = C_d A \sqrt{2gh} \quad (5)$$

onde: Q = vazão (m^3/s); C_d = coeficiente de descarga; A = área da seção transversal do tubo (m^2); h = corresponde à carga total sobre o eixo do tubo (m).

King (1954) descreve que a proximidade de um orifício a uma superfície perpendicular ao seu plano impede a aproximação livre da água em todas as direções e restringe a contração. Se o orifício tem qualquer porção do seu bordo nivelada com a parte inferior ou um lado do canal de alimentação, a contração dessa porção é totalmente suprimida.

Azevedo Netto (1998) recomenda que para a contração da veia modificada, ou mesmo suprimida, em orifícios circulares, deve-se calcular um novo coeficiente de descarga utilizando a seguinte equação (6):

$$C_d' = C_d (1 + 0,13k) \quad (6)$$

onde: C_d' = coeficiente de descarga modificado; C_d = coeficiente de descarga; k = perímetro da parte em que há supressão sobre perímetro total do orifício. Para orifício junto a uma parede lateral, $k=0,25$; para orifício junto ao fundo, $k=0,25$; para orifícios junto ao fundo e a uma parede lateral, $k=0,50$; para orifícios junto ao fundo e a duas paredes laterais, $k=0,75$.

Pelo exposto anteriormente, conclui-se que o coeficiente de descarga é altamente dependente da relação L/D e da proximidade do orifício junto a paredes e ao fundo, fatores que influenciam a perda de carga. Dentre esses merecem destaque as perdas de carga localizadas, notadamente a que ocorre no emboque, bem como a rugosidade do tubo. Além

disso, a temperatura do fluido tende alterar as propriedades físicas do fluido, principalmente a viscosidade cinemática (ν) e consequentemente o número de Reynolds.

A bibliografia técnica, em geral, assume que estruturas com comprimento relativo inferior ou igual a 1,5 são classificadas como orifícios. Para valores acima desse valor será adotada a classificação sugerida por Azevedo Netto (1988), apresentada na Tabela 1.

Tabela 1 – Classificação das tubulações de descarga

| Classificação | Relação L / D |
|---------------|--------------------|
| Orifício | $L/D \leq 1,5$ |
| Bocal | $1,5 < L/D \leq 3$ |
| Tubo curto | $3 < L/D \leq 500$ |

Fonte: Azevedo Netto (1998)

Conforme mencionado anteriormente, quando a relação L/D é inferior a 1,5 tem-se adotado na prática $C_d=0,61$. Contudo, os dispositivos de descarga dos microrreservatórios raramente se enquadram nessa faixa, tendo quase sempre L/D superior a 1,5. Para Brater *et al.* (1996) os coeficientes de descarga para bocais apresentam valores que variam de 0,78 a 0,83. O valor médio geralmente utilizado na prática é 0,82. Quando se trata de tubos curtos ($3 < L/D \leq 500$), o coeficiente de atrito (f) exerce maior influência em C_v (ver equação 3) e consequentemente no valor de C_d . A Tabela 2 apresenta alguns resultados de experimentos realizados para tubos fabricados com diferentes materiais, que comprova que o coeficiente de descarga reduz com o aumento da relação L/D . Os experimentos de Eytelvein (*apud* AZEVEDO NETTO, 1956) foram realizados com tubos de ferro fundido novo e diâmetro de 0,30 m. Os experimentos de Azevedo Netto (1956) foram conduzidos em tubos de aço galvanizado com diâmetros de 3/4", 1", 1 1/2" e 2" (*sic*) e os de Yarnell *et al.* (*apud* King, 1954) em tubos de concreto, diâmetro igual a 0,30 m.

Tabela 2 – Coeficientes de descarga para tubos curtos

| L/D | Eytelvein | Azevedo Netto | Yarnell <i>et al.</i> |
|-----|-----------|---------------|-----------------------|
| 10 | 0,77 | | 0,78 |
| 20 | 0,73 | 0,73 | 0,77 |
| 30 | 0,70 | 0,70 | 0,76 |
| 40 | 0,66 | 0,64 | 0,74 |

A bibliografia técnica a respeito de coeficientes de descarga para orifícios é antiga, mas bem consolidada, graças aos experimentos de Hamilton e Smith (1886), Smith e Walker (1923), Medaugh e Johnson (1940) (*apud* BRATER *et. al.*, 1996). Contudo, quando se trata de bocais e tubos curtos, poucos trabalhos tratam do tema. A maioria dos experimentos realizados para a determinação do coeficiente de descarga em tubos curtos remonta o início do século XX e por isso não contempla os tubos plásticos, hoje em dia de uso frequente nas instalações hidráulicas.

Além disso, as estruturas de descarga nos microrreservatórios são localizadas junto ao fundo, esse posicionamento provoca a supressão parcial da contração da *vena contracta* no orifício, o que não é levado em conta na adoção dos valores de coeficiente de descarga na maioria dos projetos.

Por isso, neste trabalho foram avaliados experimentalmente os coeficientes de descarga para tubos de PVC, com alguns diâmetros e comprimentos escolhidos, tendo em vista o seu uso em microrreservatórios.

Estudos realizados com microrreservatórios no Brasil

Agra (2001) analisou o funcionamento, para precipitações reais, de um microrreservatório de 1 m³, com altura de 50 cm, construído para receber a área de contribuição de um telhado de 337,5 m² (15 m x 22,5 m). Foram avaliadas duas configurações de tubulações de saída, uma com dois diâmetros de 40 mm e outra com um diâmetro de 50 mm .

Dos 32 eventos chuvosos monitorados entre agosto de 2000 e janeiro de 2001, foram apresentadas as análises de oito eventos. Verificou-se que os valores encontrados para os coeficientes de descarga tiveram grande variação, como mostra a Tabela 3, atribuídos a três problemas observados: a deposição de sedimentos e folhas, a instabilidade da linha d'água e a discretização dos linígrafos. Os valores de coeficiente de descarga foram calculados para os pares de cota-vazão, com alturas superiores ao diâmetro do tubo utilizado.

Agra (2001) descreveu ainda que, em razão da grande variabilidade dos resultados apresentados, seria necessária a realização de estudos mais detalhados sobre as estruturas de saída, para verificar se funcionam como orifícios, bocais ou tubos curtos.

No estudo não foram informados os comprimentos dos tubos e a relação L/D, utilizada para classificar a estruturas de descarga.

Tabela 3 – Resultados dos Cds por evento

| Evento | C_d (médio) | C_d (máximo) | C_d (mínimo) | Desvio Padrão |
|-----------------------|---------------|----------------|----------------|---------------|
| $l_2 D=40 \text{ mm}$ | 1 0,24 | 0,96 | 0,01 | 0,18 |
| | 2 0,22 | 0,48 | 0,09 | 0,08 |
| | 3 0,17 | 0,73 | 0,00 | 0,10 |
| | 4 0,17 | 0,77 | 0,01 | 0,13 |
| | 5 0,24 | 0,93 | 0,01 | 0,21 |
| | 6 0,12 | 0,80 | 0,00 | 0,14 |
| | 7 0,32 | 0,84 | 0,03 | 0,18 |
| | 8 0,47 | 0,67 | 0,02 | 0,16 |

Fonte: Agra (2001)

Em outro estudo realizado na Universidade Federal do Rio Grande do Sul/UFGRS, Tassi (2002) simulou a implantação de microrreservatórios em lotes de 300 e 600 m² em uma bacia com 977 ha e com as mesmas características de uma bacia urbana da cidade de Porto Alegre, para verificar o impacto gerado nas redes de micro e macrodrenagem.

Foram avaliadas diferentes configurações dos microrreservatórios, como funcionamento *online* ou *off-line*, volumes que variaram de 2 a 8 m³ e estruturas de descarga com diâmetros que variaram de 10 a 40 mm.

Os coeficientes de descarga adotados foram obtidos por meio de curvas determinadas por Mello Porto (2001) para orifícios, que variaram entre 0,61 a 0,65, em função do diâmetro e da carga hidráulica.

Constata-se assim, que mesmo sendo simples a base teórica e a classificação (orifícios, bocais e tubos curtos), na maioria dos trabalhos realizados, os autores consideram os descarregadores de fundo como orifícios, não importando qual seja a relação L/D (Lencastre, 1972).

A adoção inadequada desses coeficientes de descarga pode levar a erros graves de dimensionamento desse dispositivo, reduzindo a eficiência do microrreservatório como amortecedor do pico de cheia.

MATERIAL E MÉTODOS

Com o objetivo de avaliar os valores de coeficiente de descarga, foi construído um microrreservatório com volume total de 1,40 m³ no CPH - Centro de Pesquisas Hidráulicas e de Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais. Foram verificadas as capacidades de esgotamento de qua-

torze tubos de descarga, com diferentes diâmetros e comprimentos para 10 alturas de nível d'água no interior do microrreservatório.

Materiais utilizados

O aparato experimental foi construído, em chapas de madeira naval compensada, com dimensões de 1,00 m para a largura e o comprimento e 1,40 m para a altura e revestido internamente com massa impermeabilizante. Foram instaladas na parte inferior do microrreservatório, tubulações de descarga, com diâmetros nominais de: 20mm, 25 mm, 32 mm, 40 mm, 50 mm, 60 mm e 75 mm. Estes diâmetros foram escolhidos como sendo os prováveis para realizar o amortecimento do pico de vazão em lotes urbanos.

Para cada um desses diâmetros foram testados tubos com comprimentos de 15 e 25 cm. Estes comprimentos foram escolhidos por possuírem as dimensões prováveis das paredes de um microrreservatório, conforme a disposição do tijolo, feita com tijolos cerâmicos requeimados, considerando ainda o seu revestimento.

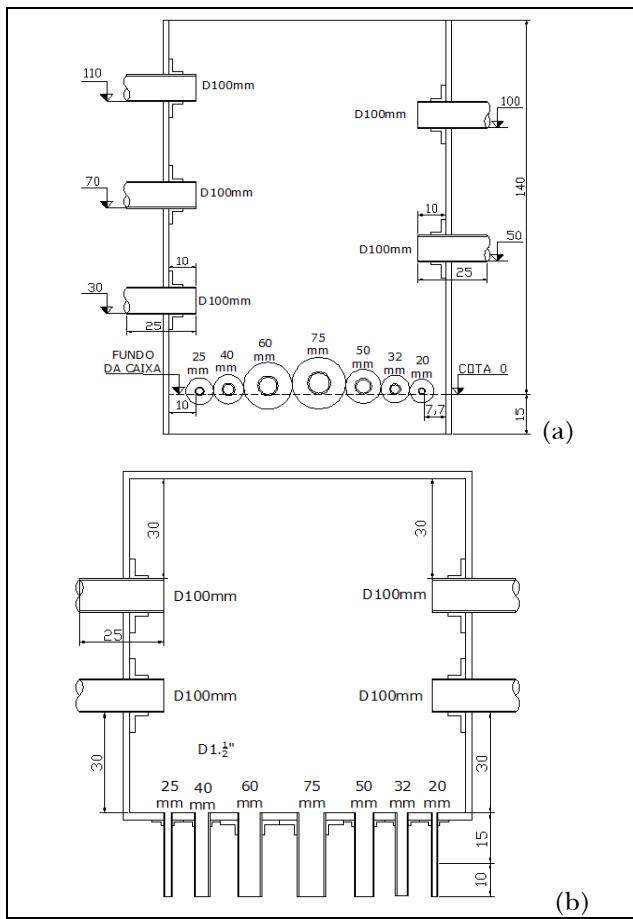
Além das tubulações de descarga foram colocados extravasores, com diâmetros de 4", na parte lateral do microrreservatório. Esses distavam 10 cm um do outro entre as alturas de 30 cm e 120 cm do fundo do microrreservatório. Os extravasores foram construídos com a finalidade de manter a carga hidráulica no interior do microrreservatório constante. Buscou-se realizar os ensaios, quando a vazão de saída do extravasores encontravam-se baixas e estabilizadas.

A entrada de água no microrreservatório foi feita por um tubo de alimentação perfurado localizado na parte superior. Foram feitos oito furos, de maneira a permitir uma melhor distribuição e reduzir a perturbação no nível d'água.

Na Figura 3 (a) é mostrado o projeto com a vista frontal do microrreservatório e na Figura 3 (b) é mostrado o microrreservatório em planta.

Realização dos ensaios

Como descrito anteriormente, nos ensaios, analisaram-se as capacidades de esgotamento de 14 diferentes tubulações de saída com o objetivo de apurar os valores de coeficientes de descarga em microrreservatórios. O esquema de fluxo do conjunto experimental é mostrado na Figura 5.



**Figura 3 - Detalhe do microrreservatório (a) Vista frontal
(b) Planta. As dimensões são apresentadas em centímetros**

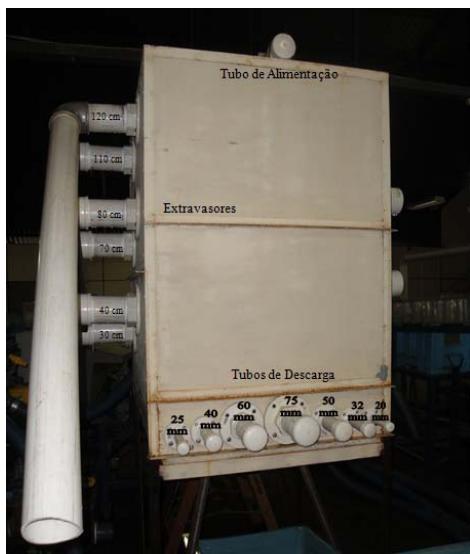


Figura 4 - Foto do microrreservatório construído no CPH/UFMG

Em cada ensaio foram testadas uma tubulação de descarga e uma carga hidráulica, mantida constante através do extravasor que se encontrava aberto. Os outros tubos de descarga e de extravasamento foram tampados durante a execução dos ensaios.

O procedimento para a realização dos ensaios é descrito a seguir:

1. Após a ligação da bomba, controlava-se a vazão de entrada de água no microrreservatório, por meio do inversor de frequência conectado à bomba;
2. A altura d'água no interior do microrreservatório foi monitorada em tempo real por meio de um sensor de nível, com nível de precisão de 0,25%, colocado no interior do microrreservatório, permitindo o registro da altura do nível d'água estabilizada. O excesso de água era expelido pelo extravasor;
3. Mantendo-se a altura do nível d'água estabilizada, utilizou-se um mangote de 100 mm para direcionar a água do tubo de descarga testado para uma caixa volumétrica. Com o auxílio de um cronômetro registrou-se o tempo de enchimento do volume da caixa.

Dividindo-se o volume de medição pelo tempo de enchimento, calculava-se a vazão de saída. Para cada ensaio foram realizadas três medições de vazão e determinada a sua média aritmética.

Os coeficientes de descarga foram calculados utilizando-se a equação (5), com base na carga (h), nas dimensões internas do tubo de descarga e na vazão medida.

A caixa de medição utilizada para calcular a vazão possuía um volume de 330 litros e foi previamente calibrada, por meio de um recipiente de 15 litros e de um balão volumétrico de 1 litro. Durante a calibragem, além dos volumes, verificaram-se os pesos do balão volumétrico e do recipiente, utilizando-se uma balança.

Para realizar os ensaios foi necessária a participação de duas pessoas, uma para controlar o mangote, que direcionava as águas do tubo de descarga até a caixa de medição, e outra para marcar, com um cronômetro, o tempo de enchimento do volume da caixa, como mostra a Figura 6. Ao final de cada simulação, a água contida na caixa de medição era transferida para o reservatório.

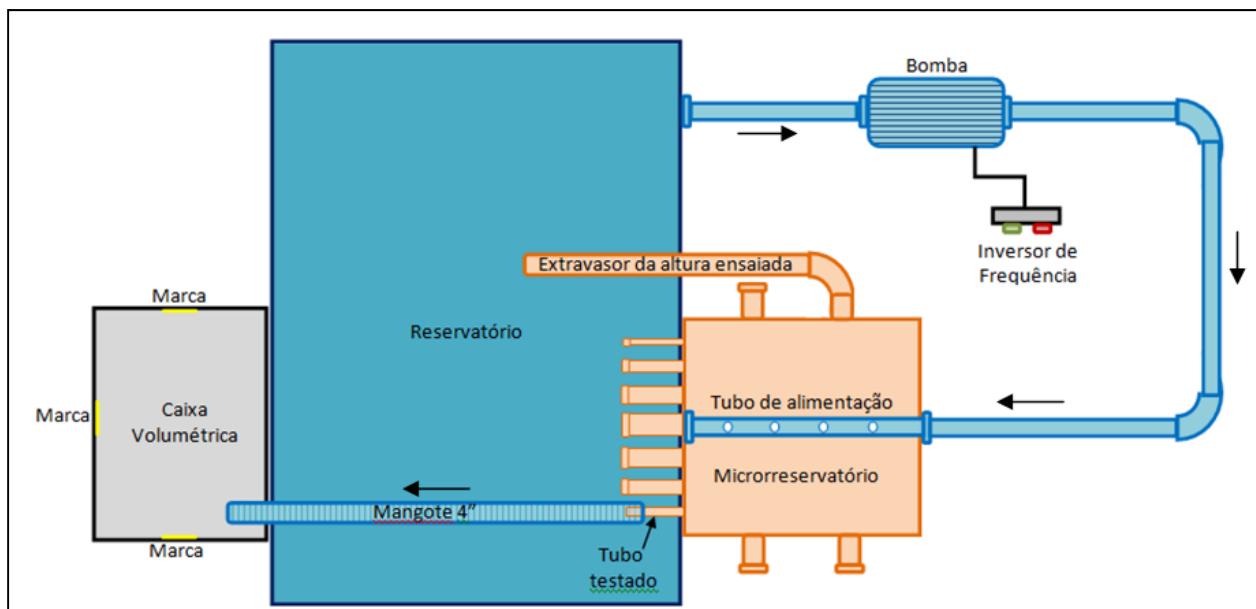


Figura 5 - Esquema em Planta do conjunto experimental



Figura 6 - Medição da vazão de saída do tubo DN 20 mm E L = 25 cm na simulação com NA = 40 cm

Para determinar o tamanho real dos diâmetros internos de cada um dos tubos simulados usou-se um paquímetro. Observou-se que houve uma pequena variação entre os diâmetros informados pelo fabricante e os medidos, como é apresentado na Tabela 4. Para a determinação do coeficiente de descarga nas simulações realizadas em laboratório utilizou-se o diâmetro interno medido em cada um dos tubos.

Os ensaios foram iniciados com os tubos de descarga com comprimento de 15 cm, para alturas de nível d'água que variaram de 30 a 120 cm, e posteriormente com os tubos com comprimento de 25 cm.

Tabela 4 – Diâmetro interno dos tubos testados e o informado pelo fabricante

| Diâmetro Nominal (mm) | Diâmetro interno (mm) | | |
|-----------------------|-----------------------|---------------|----------------|
| | Fabricante | Tubo L = 15cm | Tubo L = 25 cm |
| 20 | 19,2 | 19,9 | 19,6 |
| 25 | 25,0 | 26,1 | 25,6 |
| 32 | 32,6 | 34,1 | 34,4 |
| 40 | 42,0 | 39,7 | 39,7 |
| 50 | 50,6 | 49,3 | 50,1 |
| 60 | 65,6 | 65,1 | 65,3 |
| 75 | 75,4 | 77,8 | 77,4 |

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Nesse item serão descritos os resultados obtidos nas simulações efetuadas com o microrreservatório para a determinação da capacidade de esgotamento dos tubos de descarga de 15 e 25 cm de comprimento.

Tubos com comprimento de 15 cm

A Tabela 5 apresenta os resultados obtidos com os ensaios realizados com os tubos de descarga com comprimento de 15 cm.

Tabela 5 – Resultados das vazões de saída (l/s) do tubo de descarga com L=15 cm

| Altura do NA (cm) | Diâmetro nominal (mm) | | | | | | |
|----------------------------|-----------------------|------|------|------|------|-------|-------|
| | 20 | 25 | 32 | 40 | 50 | 60 | 75 |
| 30 | 0,72 | 1,19 | 2,08 | 2,83 | 3,94 | 7,50 | 10,62 |
| 40 | 0,83 | 1,38 | 2,43 | 3,21 | 4,69 | 8,58 | 12,19 |
| 50 | 0,90 | 1,49 | 2,67 | 3,69 | 5,16 | 9,61 | 13,75 |
| 60 | 0,98 | 1,63 | 2,90 | 3,93 | 5,56 | 11,00 | 15,48 |
| 70 | 1,05 | 1,75 | 3,12 | 4,27 | 6,15 | 11,44 | 16,83 |
| 80 | 1,14 | 1,98 | 3,50 | 4,70 | 6,85 | 12,68 | 17,68 |
| 90 | 1,21 | 2,07 | 3,72 | 4,91 | 7,28 | 12,90 | 18,72 |
| 100 | 1,28 | 2,20 | 3,95 | 5,20 | 7,64 | 13,84 | - |
| 110 | 1,34 | 2,32 | 4,15 | 5,54 | 8,05 | 14,79 | - |
| 120 | 1,39 | 2,41 | 4,30 | 5,75 | 8,36 | 15,11 | - |

Não foi possível realizar as simulações com os dois tubos de descarga de diâmetro de 75 mm para as alturas de 1,00 m, 1,10 m e 1,20 m, porque a bomba utilizada no experimento não era capaz de enviar as vazões necessárias para realizar esses testes ao tubo de alimentação. No cálculo da média aritmética para esses diâmetros foram utilizadas somente as medições feitas até a altura de 90 cm.

Considerando as vazões mostradas na tabela anterior, os diâmetros internos das tubulações testadas e a viscosidade cinemática da água entre 0,93 a $0,97 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ (temperatura da água entre 21,5°C e 23,5°C) foi possível calcular o número de Reynolds. Estes estiveram compreendidos entre os valores de 59962 e 330845, caracterizando o escoamento turbulento, em que os efeitos da viscosidade e do atrito são importantes.

Para avaliar a perda de carga nos tubos foram calculados os coeficientes de descarga utilizando-se a equação (5). Os resultados dos coeficientes de descarga e da média aritmética são apresentados na Tabela 6.

Os desvios padrões para os valores de coeficiente de descarga por diâmetro variaram de 0,66% a 2,26% e para os valores por altura variaram de 1,60% a 3,47%.

Os resultados obtidos com o tubo de diâmetro de 50 mm destoaram dos demais, apresentando os menores coeficientes de descarga. Após os ensaios, avaliou-se as possíveis causas para o aumento da perda de carga nesse tubo. Verificou-se a possibilidade de obstrução no tubo ou de não coincidência entre a sua geratriz inferior e o nível do fundo do microrreservatório, mas não foi percebido nenhuma

anormalidade. Assim, decidiu-se refazer os ensaios de todas as alturas para esse tubo.

Tabela 6 – Resultados dos C_d para os tubos de L= 15 cm

| Altura do NA (cm) | Diâmetro nominal (mm) | | | | | | | Média |
|----------------------------|-----------------------|------|------|------|------|------|------|-------|
| | 20 | 25 | 32 | 40 | 50 | 60 | 75 | |
| 30 | 0,97 | 0,94 | 0,97 | 0,98 | 0,89 | 0,98 | 0,99 | 0,96 |
| 40 | 0,97 | 0,94 | 0,97 | 0,95 | 0,91 | 0,96 | 0,96 | 0,95 |
| 50 | 0,93 | 0,90 | 0,95 | 0,97 | 0,88 | 0,95 | 0,96 | 0,94 |
| 60 | 0,92 | 0,90 | 0,94 | 0,94 | 0,87 | 0,99 | 0,98 | 0,94 |
| 70 | 0,92 | 0,90 | 0,93 | 0,94 | 0,89 | 0,95 | 0,98 | 0,93 |
| 80 | 0,93 | 0,95 | 0,98 | 0,97 | 0,92 | 0,98 | 0,96 | 0,96 |
| 90 | 0,93 | 0,93 | 0,98 | 0,96 | 0,92 | 0,94 | 0,96 | 0,95 |
| 100 | 0,94 | 0,94 | 0,99 | 0,96 | 0,91 | 0,95 | - | 0,95 |
| 110 | 0,93 | 0,94 | 0,99 | 0,97 | 0,92 | 0,97 | - | 0,95 |
| 120 | 0,92 | 0,94 | 0,98 | 0,97 | 0,91 | 0,95 | - | 0,94 |
| Média | 0,94 | 0,93 | 0,97 | 0,96 | 0,90 | 0,96 | 0,97 | - |

Os resultados médios dos coeficientes de descarga dos tubos com diâmetros 20 mm e 25 mm também foram menores que os demais. Entretanto, a proximidade desses tubos à parede pode ter influenciado no aumento da perda de carga. Percebeu-se que nas simulações para o diâmetro de 20 mm nas alturas de 30 cm e 40 cm os resultados apresentaram uma diferença maior em relação à média dos demais, o que provocou a realização de novos ensaios. A diferença do coeficiente de descarga encontrada no tubo com diâmetro de 25 mm, entre as alturas de 50 cm, 60 cm e 70 cm e o determinado para a altura de 80 cm foi considerável, e por isso decidiu-se refazer os testes.

Nas simulações com os tubos de descarga 32 mm, 40 mm, 60 mm e 75 mm foram encontrados valores elevados para os coeficientes de descarga, o que indica que a perda de carga foi pequena no funcionamento do microrreservatório com esses tubos. No intuito de confirmar alguns desses altos valores de coeficientes de descarga, algumas simulações foram refeitas.

Foram analisadas ainda as médias dos coeficientes de descarga para cada altura ensaiada e percebeu-se que a variação foi menor do que nas médias calculadas para cada tubo. As alturas de 30 cm e 80 cm foram as que obtiveram a maior média dos valores de coeficiente de descarga e a altura de 70 cm a menor.

No total foram repetidos 109 ensaios e os resultados podem ser observados na Tabela 7.

Comparando-se os valores das Tabelas 6 e 7, foi observado que de uma maneira geral houve uma redução dos coeficientes de descarga. Dos 53 resultados obtidos com os novos ensaios, em 43 houve redução do valor do coeficiente de descarga e em 10 houve um aumento em comparação ao primeiro ensaio.

Tabela 7 – Resultados finais de C_d para os tubos de $L=15\text{cm}$

| Altura do (cm) | Diâmetro nominal (mm) | | | | | | | Média |
|----------------------|-----------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 20 | 25 | 32 | 40 | 50 | 60 | 75 | |
| 30 | 0,93* | 0,93* | 0,96* | 0,95* | 0,90* | 0,96* | 0,95* | 0,94 |
| 40 | 0,93* | 0,94 | 0,95* | 0,93* | 0,91* | 0,97* | 0,94* | 0,94 |
| 50 | 0,93 | 0,94* | 0,94* | 0,93* | 0,89* | 0,94* | 0,94* | 0,93 |
| 60 | 0,91* | 0,93* | 0,95* | 0,94* | 0,88* | 0,93* | 0,99* | 0,93 |
| 70 | 0,91* | 0,92* | 0,95* | 0,95* | 0,89* | 0,96* | 0,99* | 0,94 |
| 80 | 0,93 | 0,91* | 0,95* | 0,93* | 0,90* | 0,94* | 0,95* | 0,93 |
| 90 | 0,93 | 0,91* | 0,95* | 0,92* | 0,89* | 0,94 | 0,96 | 0,93 |
| 100 | 0,94 | 0,94 | 0,95* | 0,94* | 0,86* | 0,95 | - | 0,93 |
| 110 | 0,93 | 0,94 | 0,95* | 0,93* | 0,90* | 0,95* | - | 0,93 |
| 120 | 0,92 | 0,94 | 0,95* | 0,93* | 0,89* | 0,95 | - | 0,93 |
| Média | 0,93 | 0,93 | 0,95 | 0,94 | 0,89 | 0,95 | 0,96 | - |

* Testes refeitos

Observou-se que apenas no tubo com diâmetro de 25 mm o valor da média continuou o mesmo, nos tubos com diâmetros de 32 mm e 40 mm houve redução de cerca de 2% e nos demais houve uma redução da média de 1%.

Mesmo com as novas medições o tubo de diâmetro de 50 mm apresentou valores de coeficiente de descarga inferiores aos demais. Foram observadas pequenas imperfeições internas do tubo com 50 mm que podem ser o motivo do aumento da perda de carga. Os erros padrões das 30 medições dos coeficientes de descarga (correspondente as 3 medições feitas para as 10 alturas testadas) feitas para cada tubo são mostrados na Tabela 8.

A variação dos valores dos coeficientes de descarga nos ensaios dos tubos testados pode ter ocorrido pelos seguintes fatores:

- As temperaturas da água utilizada nos ensaios, que variaram de 21°C a 23,5 °C. Sabese que para diferentes temperaturas, a água possui diferentes densidades e viscosidades, o que influencia no escoamento e consequentemente na perda de carga. Considere-

rando apenas a variação das temperaturas medidas, os valores de coeficientes de descarga poderiam ter uma variação máxima de 4%;

- Variação na marcação do tempo de enchimento da caixa medidora de vazão. Mesmo que o registro do tempo de enchimento seja realizado por apenas uma pessoa, a dificuldade em acertar o tempo exato em que a água atingiu a marcação pode acarretar em pequenos erros que influenciam na definição do coeficiente de descarga;
- Insuficiência do volume disponível na caixa medidora de vazão. Nas medições de vazões maiores, a turbulência e o rápido enchimento da caixa podem ter prejudicado a marcação do tempo de enchimento. Considerando que se deveria ter um volume mínimo que atendesse o tempo de enchimento de 60 segundos, o volume da caixa volumétrica para os ensaios com os tubos de diâmetros de 50 mm (a partir da altura de 70 cm), 60 mm e 75 mm não foi satisfatório;
- Variação da altura do nível d'água. Apesar de se ter trabalhado com vazões que proporcionaram pequenas vazões de extravasamento, as variações das alturas de nível d'água dentro do microrreservatório podem ter afetado a determinação do coeficiente de descarga.

De um modo geral, os resultados mostraram que os valores encontrados para os coeficientes de descarga variaram entre 0,89 e 0,96. Estes são muito maiores dos que os recomendados pela bibliografia clássica. Por essa razão foi verificada a borda interna dos tubos de descarga, pois o arredondamento poderia provocar essa elevação. A Figura 7 mostra uma foto em que fica evidente que as bordas internas apresentaram arestas vivas.



Figura 7 - Foto da vista interna dos tubos de descarga

A Tabela 8 mostra a comparação entre as médias dos coeficientes de descarga determinados para cada tubo, após a realização dos novos ensaios, e os sugeridos pela bibliografia, conforme sua classificação como orifício, bocal ou tubo curto.

Tabela 8 – Comparação entre os C_d para os tubos de L= 15 cm

| Diâmetro Nominal (mm) | Relação L/D | Classificação | Valores de C_d | |
|-----------------------|-------------|---------------|------------------|----------------|
| | | | Clássico | Medidos (+ CV) |
| 20 | 8 | Tubo curto | 0,77 * | 0,93 ± 0,19% |
| 25 | 6 | Tubo curto | 0,77 * | 0,93 ± 0,72% |
| 32 | 4 | Tubo curto | 0,77 * | 0,95 ± 0,38% |
| 40 | 4 | Tubo curto | 0,77 * | 0,94 ± 0,69% |
| 50 | 3 | Bocal | 0,82 | 0,89 ± 0,75% |
| 60 | 2 | Bocal | 0,82 | 0,95 ± 0,79% |
| 75 | 2 | Bocal | 0,82 | 0,96 ± 0,49% |

* Obs: Como não foram encontrados na revisão bibliográfica valores de L/D inferiores a 10 para tubo curto, adotou-se o valor descrito na Tabela 2

A diferença entre os valores medidos e os propostos pela literatura clássica foram significativos. Para os tubos classificados como tubo curto, os coeficientes de descarga medidos foram em torno de 22% maiores que os da literatura. Já para os tubos classificados como bocal, a diferença entre os coeficientes de descarga esteve entre 7% e 16%.

Uma das causas desse aumento se deve a colocação da geratriz inferior dos tubos coincidente com o nível do fundo do microrreservatório, disposição típica dos condutos de descarga nessas estruturas. Como descrito anteriormente, essa posição restringe a contração da veia líquida. Porém, utilizando-se a equação 6, observa-se que o aumento esperado do coeficiente de descarga teórico deveria ser de apenas 3,25%, aproximadamente.

É usual em muitos projetos de reservatórios ser adotado o valor do coeficiente de descarga definido para orifícios (0,61), como foi o caso de Tassi (2002), sem se observar a classificação proposta pela literatura clássica. Assim, os valores reais de vazão de saída do microrreservatório podem ser até 50% maiores do que os valores projetados.

Tubo com comprimento de 25 cm

Após os ensaios realizados com os tubos de 15 cm, determinou-se a capacidade de esgotamento dos tubos de descarga com comprimento de 25 cm.

Em seguida aos cálculos das vazões médias, determinaram-se os coeficientes de descarga para cada tubo de descarga do microrreservatório, como pode ser visto na Tabela 9.

Tabela 9 – Resultados dos C_d para os tubos de L=25 cm

| Altura NA | Diâmetro nominal (mm) | | | | | | | Média |
|-----------|-----------------------|------|------|------|------|------|------|-------|
| | 20 | 25 | 32 | 40 | 50 | 60 | 75 | |
| 30 | 0,88 | 0,90 | 0,93 | 0,90 | 0,94 | 0,96 | 0,96 | 0,93 |
| 40 | 0,88 | 0,91 | 0,92 | 0,89 | 0,94 | 0,96 | 0,96 | 0,92 |
| 50 | 0,88 | 0,90 | 0,91 | 0,87 | 0,93 | 0,94 | 0,95 | 0,91 |
| 60 | 0,88 | 0,90 | 0,91 | 0,88 | 0,92 | 0,94 | 0,94 | 0,91 |
| 70 | 0,88 | 0,89 | 0,91 | 0,88 | 0,93 | 0,94 | 0,96 | 0,91 |
| 80 | 0,87 | 0,89 | 0,91 | 0,88 | 0,93 | 0,94 | 0,97 | 0,91 |
| 90 | 0,89 | 0,90 | 0,91 | 0,88 | 0,94 | 0,96 | 0,96 | 0,92 |
| 100 | 0,88 | 0,90 | 0,92 | 0,87 | 0,93 | 0,97 | - | 0,91 |
| 110 | 0,88 | 0,90 | 0,90 | 0,88 | 0,93 | 0,96 | - | 0,91 |
| 120 | 0,88 | 0,90 | 0,91 | 0,88 | 0,93 | 0,97 | - | 0,91 |
| Média | 0,88 | 0,90 | 0,91 | 0,88 | 0,93 | 0,95 | 0,96 | - |

Os desvios padrões para os valores de coeficiente de descarga por diâmetro variaram de 0,49% a 1,40% e para os valores por altura variaram de 2,31% a 3,44%.

De um modo geral, os coeficientes de descarga dos tubos de 25 cm foram inferiores aos dos tubos de 15 cm, como era de se esperar, já que o maior comprimento do tubo faz aumentar a resistência ao escoamento. Para o tubo com diâmetro de 50 mm, a média do coeficiente de descarga foi cerca de 4% superior à determinada para o tubo de 15 cm. A elevação da média do coeficiente de descarga para esse diâmetro indica que provavelmente as imperfeições internas do tubo de 15 cm devem ter provocado o aumento da perda de carga em seus ensaios.

A média do coeficiente de descarga do tubo com diâmetro de 40 mm foi a que apresentou maior queda em comparação à simulação com o tubo de 15 cm. Examinou-se o tubo a procura de algum defeito interno, mas nada foi constatado.

Desconsiderando os resultados do tubo com diâmetro de 40 mm pode-se observar que há uma tendência de crescimento do valor do coeficiente de descarga com o aumento do diâmetro do tubo. Essa tendência indica que a redução dos valores da relação L/D acarreta no aumento do coeficiente de descarga.

Analisando os valores médios calculados para cada altura de nível d'água, observa-se que a variação dos coeficientes de descarga com o aumento das

alturas de nível d'água foi menor no tubo com comprimento de 25 cm do que com o de 15 cm.

Os valores obtidos com a simulação dos tubos com comprimento de 25 cm foram comparados com os propostos pela literatura clássica, como mostra a Tabela 10. Foram calculados também os erros padrões das medições feitas para cada tubo.

Tabela 10 – Comparação entre os C_d para os tubos L=25 cm

| Diâmetro nominal (mm) | Relação L/D | Classificação | Valores de C_d | |
|-----------------------|-------------|---------------|------------------|----------------|
| | | | Clássico | Medidos (+ CV) |
| 20 | 13 | Tubo curto | 0,77 | 0,88 ± 0,09% |
| 25 | 10 | Tubo curto | 0,77 | 0,90 ± 0,28% |
| 32 | 7 | Tubo curto | 0,77 | 0,91 ± 0,50% |
| 40 | 6 | Tubo curto | 0,77 | 0,88 ± 0,48% |
| 50 | 5 | Tubo curto | 0,77 | 0,93 ± 0,50% |
| 60 | 4 | Tubo curto | 0,77 | 0,95 ± 0,79% |
| 75 | 3 | Tubo curto | 0,77 | 0,96 ± 0,31% |

Obs: Como não foram encontrados na revisão bibliográfica valores de L/D inferiores a 10 para tubo curto, adotou-se o valor descrito na Tabela 2

Considerando a relação L/D definida pela literatura clássica, todos os tubos de 25 cm foram classificados como tubo curto, entretanto os valores medidos foram muito superiores aos determinados pela bibliografia. Para os tubos com diâmetros de 20 mm e 25 mm, em que a relação de L/D é próxima de 10, os valores clássicos foram mais de 10% inferiores aos medidos.

A bibliografia sobre coeficientes de descarga é escassa, principalmente para os valores de L/D aqui analisados ($2 \leq L/D \leq 13$). Conforme já citado anteriormente (ver Tabela 2), os experimentos de Eytelvein (*apud* AZEVEDO NETTO, 1956) foram realizados com tubos de ferro fundido novo e diâmetro de 0,30 m. Os experimentos de Azevedo Netto (1956) foram conduzidos em tubos de aço galvanizado com diâmetros de 3/4", 1", 1 1/2" e 2" e os de Yarnell *et al.* (*apud* KING, 1954) em tubos de concreto, diâmetro igual a 0,30 m. Os resultados aqui apresentados se referem a tubos de PVC, cujos diâmetros são próximos aos do experimento de Azevedo Netto (1956), em condições de temperatura bem próximas, porém diferem bastante da relação L/D e da rugosidade dos tubos utilizados, podendo justificar parcialmente essas diferenças. As informações sobre as pesquisas de Eytelvein e Yarnell *et al.* diferem substancialmente com relação aos diâmetros adotados, sobre as condições de emboque e provavelmente quanto a temperatura da água, não

sendo portanto uma boa referência para comparação.

Analizando-se os coeficientes de descarga encontrados durante os ensaios da CPH/UMG e os determinados no estudo de Agra (2001), pode-se perceber que os valores máximos nos dois estudos estão muito próximos. Não se sabe qual era o comprimento do tubo de descarga e a altura do nível d'água para os valores encontrados por Agra (2001), mas em dois eventos de chuvas reais, foram verificados que os coeficientes de descarga foram superiores a 0,90 (Tabela 3).

Comparação entre projetos com diferentes coeficientes de descarga

Para exemplificar a diferença do amortecimento de picos de vazão, com a adoção de valores diferenciados de coeficiente de descarga, foi avaliado o dimensionamento de um microrreservatório para situações com valores de C_d de 0,61 e 0,90. O primeiro valor é usualmente utilizado em projetos de drenagem e o segundo está próximo ao observado nos ensaios realizados em laboratório.

O microrreservatório foi projetado para amortecer o acréscimo da vazão de pico com a impermeabilização total de um lote de 360 m² na Região Metropolitana de Belo Horizonte - RMBH. A vazão máxima de saída a ser permitida foi calculada como sendo igual ao do terreno em suas condições naturais.

No estudo foram utilizados os métodos SCS e de Puls, para propagação no microrreservatório, além da equação geral dos orifícios (Eq. 5). As vazões de pico calculadas para o solo na condição natural e impermeabilizada foram respectivamente, 2,53 L/s e 11,90 L/s.

O volume definido para o microrreservatório dimensionado com C_d de 0,61 foi de 7,7 m³ e o diâmetro interno calculado para o tubo de saída foi de 32 mm.

A Figura 8 mostra o gráfico com os hidrogramas das vazões com o solo na condição natural, das vazões de saída do microrreservatório projetado com C_d de 0,61 e das vazões de saída do microrreservatório funcionando com C_d de 0,90.

Observou-se que o microrreservatório dimensionando poderia funcionar com vazões máximas superiores às projetadas. Enquanto no projeto foi prevista uma vazão máxima de 2,16 L/s, a vazão de pico que poderia estar sendo lançada na rede pública de drenagem seria de 3,03 L/s (aproximadamente 40% maior).

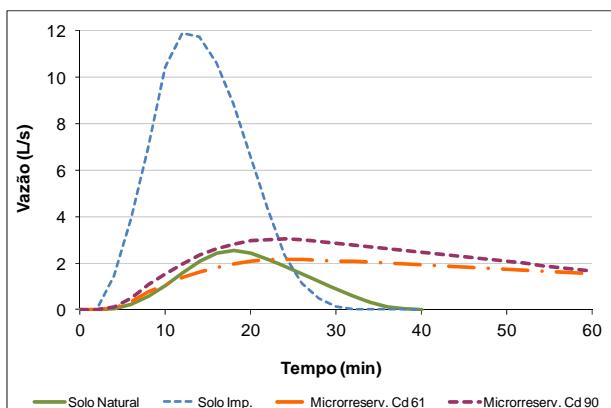


Figura 8 - Hidrogramas do solo natural e do micro reservatório com C_d 0,61 e 0,90

Caso o microrreservatório fosse dimensionado com o valor de coeficiente de descarga de 0,90, o volume útil deveria ser 7,25 m³ e o diâmetro interno da tubulação de saída 25 mm, para se ter uma vazão de pico de saída próxima à natural.

CONCLUSÕES

No estudo da capacidade de esgotamento dos tubos de descarga testados em laboratório foi possível verificar que o coeficiente de descarga médio encontrado foi muito superior aos indicados na revisão da literatura e usualmente utilizados em projetos de drenagem.

A diferença entre o coeficiente de descarga usualmente utilizado de 0,61 e o determinado em laboratório foi próxima a 50%. Já na comparação com os valores definidos pela Literatura Clássica a variação foi de cerca de 7 a 25%. Entretanto, como descrito anteriormente, a localização da estrutura de descarga próxima ao fundo restringe a contração da veia líquida e pode aumentar o valor do coeficiente de descarga em 3,25%, em comparação aos orifícios sem modificação da contração.

Os valores médios encontrados nas simulações realizadas em laboratório mostram que a perda de carga pode ser muito inferior à adotada em projetos. Assim sendo, as vazões descarregadas no sistema de drenagem serão superiores às planejadas, não provocando o amortecimento desejado para compensar a impermeabilização do solo.

Recomenda-se, portanto, maior rigor na adoção dos valores utilizados para os coeficientes de descarga, devendo ser observada a classificação clássica para orifícios, bocais e tubos curtos. Para projetos de microrreservatórios com tubos de saída locali-

zados no alinhamento do fundo da estrutura, sugere-se que os valores de C_d sejam próximos aos apresentados nas Tabelas 8 e 10, observando-se a relação entre o comprimento e o diâmetro.

Entretanto, salienta-se que as condições dos ensaios feitos no laboratório não são as mesmas existentes em microrreservatórios instalados em escala real, que estão sujeitos a interferências e obstruções por sedimentos, folhas e outros resíduos carreados durante o escoamento. Nesses casos, devem ser previstos dispositivos de proteção que impeçam a entrada de sedimentos e resíduos para garantir o bom funcionamento hidráulico da estrutura.

Novas pesquisas devem ser realizadas para verificar o funcionamento do microrreservatório em escala real, de modo a verificar o funcionamento dos dispositivos de proteção, avaliando-se, em especial, os valores dos coeficientes de descarga.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos à CAPES - Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (Projeto CAPES – COFECUB) e à FAPEMIG - Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais pelos apoios financeiros concedidos para o desenvolvimento científico e tecnológico das pesquisas realizadas.

REFERÊNCIAS

- AGRA, S. G. - Estudo Experimental de Microrreservatórios para o Controle do Escoamento Superficial. 2001. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- AZEVEDO NETTO, J. M. - A descarga livre em tubos curtos. Revista do Departamento de Água e Esgoto de São Paulo, ver. 27, 1956., PP. 59-60.
- AZEVEDO NETTO, J. M.; ARAÚJO, R., FERNANDEZ, M. F., ITO, A. E. - Manual de Hidráulica. Editora Edgar Blucher, 8^a edição, Edgard Blücher, 1998. 669 p.
- BAPTISTA, M.B., NASCIMENTO, N. de O. e BARRAUD, S. Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana. 1. Ed. Porto Alegre: ABRH, 2005. 266 p.
- BRATER, E. F., King, H. W., Lindell, J. E., and Wei, C. Y. - Handbook of Hydraulics, McGraw-Hill, New York. New York, 1996.

CHOW, V. T., MAIDMENT, D. R., MAYS, L. W. Applied hydrology. New York: McGraw-Hill, 1988. 572 p.

DRUMOND, P. P., COELHO, M. M. L. P., MOURA, P. M. Análise do volume de reserva de águas pluviais em lotes: comparação do caso de Belo Horizonte com outras cidades brasileiras. Publicado nos anais do XIX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, Maceió, 2011.

KING, H. W., BRATER, E. F. –Handbook of Hydraulics, McGraw-Hill, New York, 1954.

LENCASTRE, A. Manual de Hidráulica Geral. Editora Edgar Blucher, 1ª edição. São Paulo, 1972, 411 p.

LIENHARD, J. H., V e Lienhard, J. H., IV, *Velocity Coefficients for free jets from sharp-edged orifices*. 1984. ASCE Journal of Fluids Engineering. Vol. 106. No. 1, pp. 13 – 17.

LINSLEY, R. K.; KOHLER, M. A.; PAULHUS, J. L. H. Hydrology for Engineers. McGraw Hill, Singapura, 492 pp, 1988.

MELLO PORTO, R. Hidráulica Básica. Publicação EESC USP, 2ª edição, São Carlos, 2001, 519 p.

PORTO, R.L. Escoamento Superficial Direto. In: TUCCI, C.E.M., PORTO, R.L. e BARROS, M.T. (org.), Drenagem Urbana. Porto Alegre, Ed. da Universidade, ABRH/UFRGS, Coleção ABRH de Recursos Hídricos, v.5, 428p., cap.4, p.107-166, 1995.

RAMAMURTHI, K., Nandakumar, K. Characteristics of flow through small sharp-edged cylindrical orifices. 1999. Flow Measurement and Instrumentation. 10: p. 133-143.

YARNELL, D. L.; NAGLER, F. A.; WOODWARD, S. M. Flow of Water Through Culverts. Univ. Iowa. Studies in Engineering, 1926.

TASSI, R. Efeito dos microrreservatórios de lote sobre a macrodrenagem urbana. 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) – Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

TOMAZ, P., Cálculos hidrológicos e hidráulicos para obras municipais. São Paulo: Navegar Editora, 2011, 2 ed., p. 592.

Experimental Research Of Discharge Coefficient Values In OSD Outlet Tubes

ABSTRACT

The use of On-site Stormwater Detention - OSD can improve the drainage system as long as it is the proper size. In drainage projects it is common to adopt the value of 0.61 for the discharge coefficient, without evaluating the classification of discharge tubes in the literature, whether they are orifices, nozzles or short tubes,. This classification refers to the ratio of pipe length to diameter (L / D). This may render the OSD inefficient to damp the peak flood. This article analyzes the discharge coefficient values used in the general equation of the orifices to dimension OSD outlet tubes. In order to evaluate the discharge coefficient values experimentally for different hydraulic loads, an OSD was built in the laboratory measuring 1.40 m³, located at the bottom of the reservoir and discharge tubes, made of plastic, with the following diameters: 20 mm, 25 mm, 32 mm, 40 mm, 50 mm, 60 mm and 75 mm and 15 and 25 cm long. The laboratory tests were carried out for every 10 cm water-level heights in the interior of the OSD, ranging between heights from 30 to 120 cm. The results showed that generally the values found for the discharge coefficients ranged from 0.88 to 0.96 and did not show significant changes due to the OSD water level, in the range studied ($2 < L/D < 13$). These values were higher than those recommended in the literature and about 50% higher than the value usually used in drainage projects. Finally, as an example the increased flow caused by the incorrect sizing of the OSD discharge tube was shown and the importance of greater strictness in adopting discharge coefficients was highlighted, based on the L/D ratio and its position in relation to the bottom of the reservoir.

Key-words: SD; orifice; discharge coefficient.