

AVALIAÇÃO DAS ABORDAGENS CONCENTRADA E DISTRIBUÍDA DE ALOCAÇÃO DE BACIAS DE DETENÇÃO EM UMA REDE DE DRENAGEM HIPOTÉTICA

João Lucas do Carmo Ponciano¹ & Julio Gomes²

RESUMO - O escoamento superficial urbano é um assunto de grande importância para o gerenciamento dos recursos hídricos. Dispositivos capazes de controlar o escoamento devem estar ligados às paisagens urbanas de modo integrado e com múltiplos usos. As infraestruturas verdes buscam essa ideia integradora. Dentre essas infraestruturas verdes estão as bacias de retenção, dispositivos capazes de capturar o escoamento superficial por um período de tempo e lançá-lo de modo gradual à jusante. Uma importante decisão na adoção de tais dispositivos é sua localização junto à rede de drenagem. Tradicionalmente, os reservatórios são alocados de forma concentrada, no entanto, nos últimos anos, observa-se uma tendência de distribuição da retenção ao longo da bacia. No presente trabalho, com o objetivo de avaliar as abordagens concentrada e distribuída, definiu-se uma rede hipotética, onde foram simulados 14 cenários de localização de reservatórios de retenção. Os resultados mostraram que os volumes são menores quanto menor o número de reservatórios. Contudo, a abordagem concentrada se mostra limitada quando ocorrem eventos com tempo de recorrência maior do que o utilizado para o dimensionamento da rede de drenagem. Por fim, a abordagem distribuída permitiu a diminuição dos diâmetros da rede nos trechos localizados a jusante dos reservatórios.

ABSTRACT – Urban surface runoff is an important subject for the water resources management. Devices able to control the flow must be connected to the urban landscapes in an integrated way and with multiple uses. The Green Infrastructures pursue this integrated idea. Among the green infrastructures are the detention basins, devices able to retain the runoff for a period and to release it gradually downstream. An important decision in the adoption of such devices is their location in the drainage network. Traditionally, reservoirs are allocated in a concentrated way, however, in recent years there has been a trend of detention distribution along the watershed. In the present work, with the aim of evaluating the concentrated and distributed approaches, a hypothetical network was defined, where 14 scenarios detention reservoir location were simulated. The results showed that the required volumes are smaller when the numbers of reservoirs decreases. However, the concentrated approach is limited when events with greater recurrence times than those used for drainage network design occur. Finally, the distributed approach allowed the reduction of the network diameters in the sections located downstream of the reservoirs.

PALAVRAS-CHAVE - Hidrologia Urbana; Localização de Bacias de Retenção; Modelagem Hidrológica.

¹ UFPR, PPGERHA, Cx. Postal 19011, 81531-990, Curitiba, PR, Brasil, Fone: 41 3361-3210, Fax: 41 3361-3143. joaolponciano@gmail.com

² UFPR, PPGERHA, Cx. Postal 19011, 81531-990, Curitiba, PR, Brasil, Fone: 41 3361-3210, Fax: 41 3361-3143. jgomes.dhs@ufpr.br

INTRODUÇÃO

A urbanização é responsável por impactos substanciais na hidrologia das bacias hidrográficas e afeta os recursos hídricos em escala local e regional. Superfícies impermeáveis, associadas ao desenvolvimento urbano, impedem a infiltração de chuvas, com o conseqüente aumento dos volumes de escoamento e do pico de fluxo (Loperfido *et al.*, 2014; Thomas *et al.*, 2016).

As paisagens urbanas devem empregar políticas e tecnologias para manter a resiliência dos ambientes urbanos diante dos impactos causados pela própria urbanização. O planejamento deve considerar a necessidade de manter padrões hidrológicos de pré desenvolvimento e fornecer proteção aos ambientes aquáticos (Li e Bergen, 2018).

O gerenciamento de águas pluviais urbanas é um assunto crítico. Um melhor controle das águas pluviais é, portanto, uma grande preocupação dos gestores das águas urbanas. Até recentemente, a abordagem padrão de “*infraestrutura cinza*” para o controle de águas pluviais era construir sistemas com grande capacidade e que afastam as águas para jusante da forma mais rápida possível. Contudo, uma cidade que leva em conta a hidrologia urbana, a segurança do abastecimento de água, a proteção da saúde pública e o controle de enchentes busca uma abordagem mais sustentável para o gerenciamento das águas pluviais. De forma geral, as abordagens ambientais podem ser tratadas como Infraestruturas Verdes, que incluem bacias de detenção (Eathon, 2018; Li e Bergen, 2018).

As inundações urbanas podem ser mitigadas por meio da melhoria dos sistemas de drenagem de águas pluviais. A atenuação dos fluxos de pico é um princípio fundamental do controle de inundações. As bacias de detenção podem atingir esse objetivo e são reconhecidas como uma prática estrutural eficiente e econômica em comparação às práticas tradicionais, como o aumento do diâmetro e inclinação dos tubos. Estas estruturas são frequentemente multifuncionais, adaptando-se à perda de sedimentos e nutrientes das paisagens urbanas (Thomas *et al.*, 2016; Wang *et al.*, 2017).

O volume de armazenamento é determinado pela magnitude dos fluxos esperados. Além do dimensionamento dos reservatórios, uma questão central no planejamento de atenuação de inundações é a seleção de locais adequados para as bacias de detenção dentro da bacia (Bellu *et al.*, 2016). Diferentes localizações das bacias de detenção gerarão impactos distintos a jusante, de modo que os reservatórios podem ter eficiências diferentes se colocados em posições distintas em uma bacia hidrográfica (Wang *et al.*, 2017).

Tradicionalmente, bacias de detenção têm sido empregadas de maneira concentrada com foco na mitigação do pico de descarga e para minimizar alterações hidrológicas em comparação com condições urbanizadas; no entanto, problemas hidrológicos ainda persistem. Mais recentemente, tais

reservatórios começaram a ser implementados de modo distribuído para gerenciar o escoamento de águas pluviais na paisagem e mais perto de sua fonte (Loperfido *et al.*, 2014). Estruturas distribuídas oferecem a capacidade de atenuar os fluxos de pico através da bacia e descentralizar o risco de falha (Thomas *et al.*, 2016).

A localização das bacias de retenção em uma bacia hidrográfica influenciará a eficiência não apenas dos reservatórios individualmente, mas também a eficiência da rede de reservatórios. Como obter a número ideal e definir os locais adequados para cada bacia de retenção é uma questão complexa e devem ser usadas ferramentas que possam auxiliar nessa decisão (Wang *et al.*, 2017).

Existem muitas ferramentas e abordagens para avaliar Infraestruturas Verdes, indo do extremamente complexo, exigindo dados e experiência consideráveis, até as técnicas mais simples e fáceis de usar que empregam dados amplamente disponíveis. A simulação baseada em modelos realistas fornece uma abordagem para prever o desempenho hidrológico das bacias de retenção. Uma quantidade substancial de estudos foi conduzida sobre as abordagens de simulação hidrológica de diferentes práticas de manejo de águas pluviais com base em modelos físicos ou matemáticos. De todos os modelos hidrológicos, o SWMM é considerado um dos modelos mais promissores para representar as características hidrológicas urbanas com base na análise dos modelos hidrológicos atualmente mais utilizados (Eathon, 2018; Sun *et al.*, 2014).

O presente trabalho buscou avaliar comparativamente as abordagens concentrada e distribuída para localização de bacias de retenção para o gerenciamento do escoamento superficial. Essa avaliação foi feita por meio da definição de uma rede hipotética de drenagem com a simulação do escoamento usando o modelo SWMM. Utilizando-se diferentes cenários, foram avaliados fatores como volume dos reservatórios, diâmetros da rede, hidrogramas de saída e inundações ocorridas em um evento de maior tempo de recorrência do que o usado para o dimensionamento da rede.

MATERIAIS E MÉTODOS

Modelo Computacional Utilizado

O SWMM foi escolhido para a análise hidrológica e hidráulica do sistema de drenagem. O *Storm Water Management Model* (SWMM) é um modelo computacional desenvolvido pela Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos (U.S. EPA), sendo amplamente empregado no gerenciamento da drenagem urbana pela sua capacidade de simular a geração do escoamento em uma área, o escoamento superficial e o transporte de contaminantes (ROSSMAN, 2015). Neste trabalho, o modelo foi usado para simulação hidráulica da rede de drenagem e para o dimensionamento das

bacias de detenção, considerando-se diferentes cenários de número e localização das bacias de retenção.

Rede Hipotética de Drenagem

A Figura 1 apresenta a rede de drenagem hipotética utilizada no estudo. A rede é bastante simples composta de 5 nós e 4 trechos, todos com 100 m de comprimento. O desnível de cada trecho correspondeu a 1 m, resultando portanto em uma declividade comum igual a 1:100. Adotou-se coeficiente de Manning igual a 0,013 para todos os condutos (trechos).

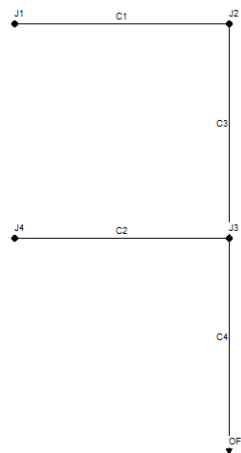


Figura 1 - Rede de drenagem hipotética (extraído do SWMM)

Considerando-se a rede apresentada na Figura 1, o fluxo ocorre dos nós J1 e J4 em direção à saída da rede (nó OF1). A rede de drenagem foi inicialmente dimensionada considerando-se uma vazão de projeto, definida para um tempo de recorrência de 2 anos, utilizando-se ainda o método racional e a equação de chuvas intensas para a cidade de Curitiba (Equação de Parigot de Souza). Estimou-se o tempo de concentração de cada área hipotética a ser drenada como igual a 6 minutos. A vazão de projeto resultou em, aproximadamente, 0,21 m³/s, valor este considerado afluente à rede nos nós J1, J2, J3 e J4 apenas, portanto sem aporte lateral (ao longo dos trechos). Desta forma, considerando-se regime permanente, as vazões de projeto dos condutos C1, C2, C3 e C4 foram, respectivamente, 0,21 m³/s, 0,21 m³/s, 0,42 m³/s e 0,84 m³/s.

Os diâmetros da rede de drenagem foram calculados a partir da Equação de Manning, particularizada para um conduto com seção circular e escoamento à seção plena:

$$D = \left(\frac{\frac{5}{4^3} n Q}{\pi S_0^{1/2}} \right)^{\frac{3}{8}} \quad (1)$$

onde D representa o diâmetro (m), Q a vazão de projeto (m^3/s), n o coeficiente de Manning e S_0 a declividade do conduto (m/m). Foram adotados os diâmetros comerciais disponíveis imediatamente superiores aos diâmetros calculados utilizando-se a Equação 1 e as respectivas vazões de projeto. Sendo assim, os diâmetros dos condutos C1, C2, C3 e C4 resultaram, respectivamente 0,40m, 0,40 m, 0,60 m e 0,70 m.

Hidrogramas de Projeto

Para as simulações com o modelo SWMM, foram utilizados dois hidrogramas de entrada para os nós J1, J2, J3 e J4 da rede de drenagem. O primeiro hidrograma foi definido para um tempo de recorrência de 2 anos, portanto, com vazão máxima aproximadamente igual a $0,21 m^3/s$. Adotou-se, por hipótese, que o tempo de recessão do hidrograma é igual a 3 vezes o tempo de ascensão. Considerando-se, portanto, o tempo de concentração da bacia como igual a 6 minutos, correspondendo ao tempo de ascensão, resultou em um hidrograma com tempo de base igual a 24 minutos. Adotou-se ainda um formato triangular para o hidrograma de entrada na rede. Este primeiro hidrograma foi utilizado para avaliar o volume dos reservatórios de retenção nos diferentes cenários analisados.

O segundo hidrograma apresenta as mesmas características do primeiro hidrograma, sendo a única diferença o valor de vazão máxima, definido para um tempo de recorrência de 20 anos e que resultou em aproximadamente $0,38 m^3/s$. Este segundo hidrograma foi usado para avaliar a inundação na bacia sob a hipótese da ocorrência de um evento de maior magnitude em comparação ao utilizado para o dimensionamento da rede e para a distribuição dos reservatórios de retenção. A Figura 2 apresenta os hidrogramas de entrada na rede para os tempos de recorrência de 2 anos e 20 anos.

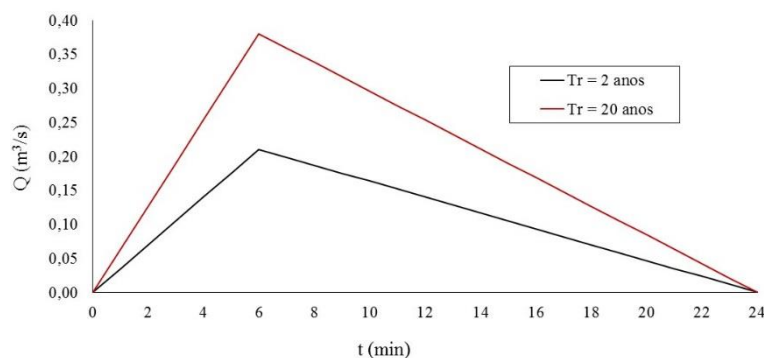


Figura 2 – Hidrogramas de entrada na rede de drenagem para as simulações com o SWMM

Reservatórios de Detenção

Os reservatórios de detenção tem por função atenuar o pico de vazão na saída da rede drenagem. Adotou-se, como critério de dimensionamento das bacias de detenção, que a vazão na saída da rede de drenagem deve ser, no máximo, igual à vazão de pré-desenvolvimento da bacia. Considerou-se, por hipótese, que o desenvolvimento da bacia, caracterizado por transformações no uso e ocupação do solo e, inclusive, pela própria implantação da rede de drenagem, produziu um aumento de 4 vezes na vazão de pico. Portanto, sendo a vazão na saída da rede igual a aproximadamente $0,84 \text{ m}^3/\text{s}$, qualquer cenário de número e localização de reservatórios de detenção deve ser tal que a vazão na saída da rede seja, no máximo, igual a $0,21 \text{ m}^3/\text{s}$. A Figura 3 apresenta as possíveis localizações para os reservatórios de detenção, considerando-se a rede de drenagem hipotética definida para o trabalho.

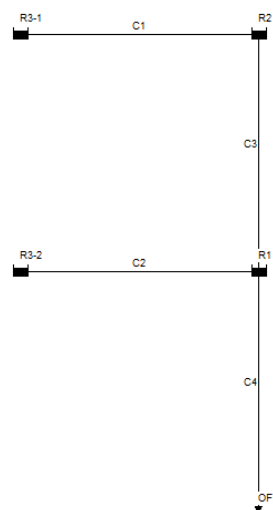


Figura 3 – Possíveis localizações dos reservatórios de detenção (extraído do SWMM).

Foram definidos então 13 diferentes cenários, representados por combinações distintas dos reservatórios de detenção na rede de drenagem. Inicialmente, definiu-se o volume necessário para detenção, caso fosse utilizado apenas um reservatório de detenção (R1), Cenário 01, abordagem mais concentrada. A partir do volume de detenção definido para o Cenário 01, foram definidos 3 cenários utilizando dois reservatórios (R1 e R2), Cenários 02 a 04. Cada um destes cenários, partia de um volume fixo para o reservatório R1, correspondente a respectivamente, 75%, 50% e 25% do volume de R1 calculado no Cenário 1. Na sequência, a partir dos volumes de R1 e R2, estabelecidos nos Cenários 02 a 04, foram definidas três variações *a*, *b* e *c* de cada um dos Cenários 02 a 04, nas quais eram utilizados 4 reservatórios (R1, R2, R3-1 e R3-2), abordagem mais distribuída. As variações *a*,

b e *c* eram definidas pelos mesmos volumes de R1 usados nos Cenários 02 a 04 e com volumes de R2 iguais a 75%, 50% e 25% dos estabelecidos nos Cenários 02 a 04.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Volume dos Reservatórios

A Tabela 1 apresenta o volume de cada reservatório e volume total de detenção nos 13 cenários analisados, considerando ainda o hidrograma de entrada na rede definido para um tempo de recorrência de 2 anos. Na referida tabela, os volumes relativos aos reservatórios R3-1 e R3-2 são representados somados e citados com R3 apenas.

Tabela 1 - Volume dos reservatórios de detenção e volume total de detenção

Cenário	Configuração dos Reservatórios (R1, R2 e R3)	Volume (m ³)			Soma do volume dos reservatórios (m ³)
		R1	R2	R3	
01	R1	3000	---	---	3000
02	0,75R1/R2	2250	900	---	3150
02a	0,75R1/0,75R2/R3	2250	675	150	3225
02b	0,75R1/0,50R2/R3	2250	450	300	3300
02c	0,75R1/0,25R2/R3	2250	225	450	3375
03	0,5R1/R2	1500	1800	---	3300
03a	0,5R1/0,75R2/R3	1500	1350	300	3450
03b	0,5R1/0,50R2/R3	1500	900	562,5	3525
03c	0,5R1/0,25R2/R3	1500	450	900	3750
04	0,25R1/R2	750	6000	---	6750
04a	0,25R1/0,75R2/R3	750	4500	375	6000
04b	0,25R1/0,50R2/R3	750	3000	525	4800
04c	0,25R1/0,25R2/R3	750	1500	750	3750

Os resultados apresentados na Tabela 1 mostram que, quanto menor o número de reservatórios, menor o volume de detenção necessário. Para um reservatório apenas (R1), Cenário 01, o volume de detenção resultou em 3.000 m³. No caso de dois reservatórios (R1 e R2), o menor volume de detenção resultou em 3.150 m³ para o Cenário 02, destacando-se que não foi possível a redução para a vazão de pré-desenvolvimento no Cenário 04, razão do destaque em vermelho na Tabela 1. Já para 4 reservatórios (R1, R2, R3-1 e R3-2), o menor volume de detenção resultou em 3.225 m³ para o Cenário 02a.

Como ilustração, a Figura 4 apresenta uma comparação dos hidrogramas de saída da rede para uma condição de sem reservatório de detenção e para os Cenários 01, 02, 02a, 02b e 02c, considerando-se ainda os hidrogramas de entrada na rede obtidos para tempo de recorrência de 2 anos.

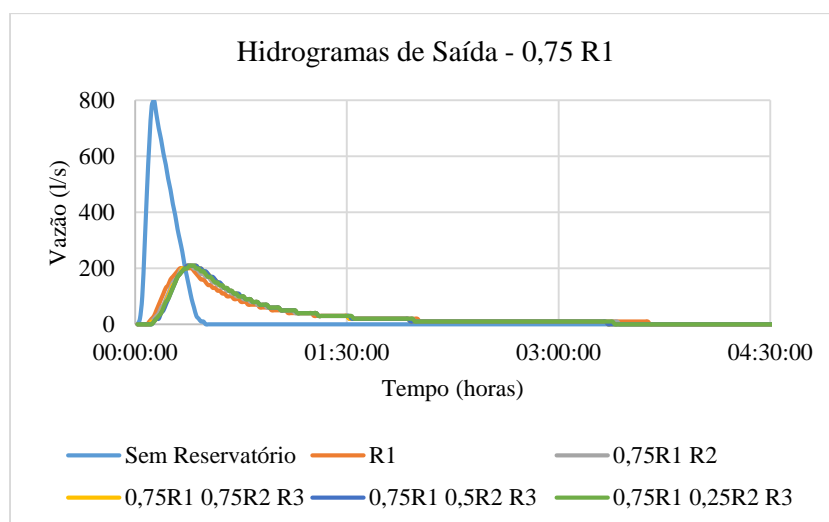


Figura 4 - Hidrogramas na saída da rede de drenagem para os Cenários 01, 02, 02a, 02b e 02c

Observa-se, a partir da Figura 4, que o comportamento dos hidrogramas na saída é muito semelhante nos diferentes cenários. Essa afirmação vale para os demais cenários analisados, com exceção do Cenário 04, onde não foi possível a redução para a vazão de pré-desenvolvimento. Verifica-se, em todos os cenários, vazões de pico, no máximo, iguais a vazão de pré-desenvolvimento ($0,21 \text{ m}^3/\text{s}$) e o atraso no pico do hidrograma.

Diâmetros Modificados

Com a redução das vazões máximas na rede de drenagem seria possível imaginar uma diminuição nos diâmetros de dimensionamento da rede. A Tabela 2 apresenta diâmetros possíveis de serem utilizados uma vez que haja reservatórios de detenção, considerando-se a situação de projeto ($Tr = 2$ anos). Na referida tabela, as células destacadas com sombreado cinza representam reduções de diâmetro em comparação à rede previamente dimensionada. Ainda, o Cenário 04 apresenta os valores riscados por constituir cenário inviável pelas simulações efetuadas. É importante ressaltar que nenhuma simulação foi feita com os novos diâmetros, estes foram calculados, a partir das vazões máximas verificadas em cada conduto nos cenários analisados e pela aplicação da Equação 1.

Tabela 2 - Possíveis diâmetros de dimensionamento nos cenários com reservatórios de detenção

Cenário	Vazão máxima (m ³ /s)				Diâmetro (m)			
	C1	C2	C3	C4	C1	C2	C3	C4
Sem Reservatório	0,208	0,208	0,417	0,833	0,4	0,4	0,6	0,7
01	0,208	0,208	0,390	0,210	0,4	0,4	0,6	0,5
02	0,208	0,208	0,210	0,210	0,4	0,4	0,5	0,5
02a	0,150	0,150	0,220	0,210	0,4	0,4	0,5	0,5
02b	0,130	0,130	0,220	0,210	0,4	0,4	0,5	0,5
02c	0,120	0,120	0,210	0,210	0,4	0,4	0,5	0,5
03	0,208	0,208	0,110	0,210	0,4	0,4	0,4	0,5
03a	0,140	0,140	0,120	0,210	0,4	0,4	0,4	0,5
03b	0,100	0,100	0,140	0,210	0,4	0,4	0,4	0,5
03c	0,070	0,070	0,170	0,210	0,3	0,3	0,4	0,5
04	0,208	0,208	0,020	0,260	0,4	0,4	0,2	0,5
04a	0,130	0,130	0,020	0,210	0,4	0,4	0,2	0,5
04b	0,110	0,110	0,040	0,210	0,4	0,4	0,3	0,5
04c	0,080	0,080	0,080	0,210	0,3	0,3	0,3	0,5

Observa-se, a partir da Tabela 2, que os cenários com maior número de reservatórios de detenção são aqueles que hipoteticamente permitiriam maiores reduções nos diâmetros de dimensionamento da rede de drenagem.

Inundações em Evento de Maior Magnitude

Conforme mencionado anteriormente, a rede de drenagem previamente dimensionada foi submetida a um evento hipotético com tempo de recorrência de 20 anos, superior portanto àquele utilizado para o dimensionamento da rede, considerando-se ainda os diferentes cenários de reservatórios de detenção. A Tabela 3 apresenta o resultados obtidos em termos de volumes de inundação estimados para a área de estudo nos cenários analisados. Este volume corresponderia ao volume não absorvido pela rede de drenagem e que produziria inundações na bacia hidrográfica drenada pela rede hipotética.

Verificando-se os valores apresentados na Tabela 03, observa-se que o cenário com 1 reservatórios apenas (R1), Cenário 01, resultou em um volume de inundação igual a 36.288 m³. Já os cenários com dois reservatórios (R1 e R2) resultaram em volumes de inundação iguais a 6.912 m³. Nos cenários com 4 reservatórios de detenção (R1, R2, R3-1 e R3-2) não se observou volume de inundação para o evento de tempo de recorrência de 20 anos. Como comparação ainda, em um cenário sem nenhum reservatório de detenção, estimou-se um volume de inundação de 49.464 m³.

Tabela 3 – Volume de inundação na bacia hidrográfica para um evento com tempo de recorrência de 20 anos

Cenário	Volume de inundação (m ³)	Cenário	Volume de inundação (m ³)	Cenário	Volume de inundação (m ³)
01	36.288	---	---	---	---
02	6.912	03	6.912	04	6.912
02a	0	03a	0	04a	0
02b	0	03b	0	04b	0
02c	0	03c	0	04c	0

CONCLUSÕES

A comparação dos resultados obtidos no presente estudo mostrou que a abordagem concentrada na localização dos reservatórios de detenção resultou em menores volumes de detenção, quando analisado um evento de mesma magnitude que o usado para o dimensionamento da rede de drenagem. Em contrapartida, para essa mesma situação, o uso da abordagem distribuída possibilitou uma maior redução nos diâmetros de dimensionamento da rede, acarretando em possível economia. Destaca-se que, na hipótese de um evento com magnitude superior à do evento utilizado no dimensionamento da rede de drenagem e na localização e dimensionamento dos reservatórios de detenção, a abordagem distribuída resultou em menores volumes de inundação na área atendida pela rede.

REFERÊNCIAS

- BELLU, A.; FERNANDEZ, L.S.F.; CORTES, R.M.V.; PACHECO, (2016). “A framework model for the dimensioning and allocation of a detention basin system: The case of a flood-prone mountainous watershed”. *Journal of Hydrology* 533 (1-14), pp. 567-580.
- EATHON, T.T. (2018). “Approach and case-study of green infrastructure screening analysis for urban stormwater control”. *Journal of Environmental Management* 209 (1-10), pp. 495-504.
- LI, L.; BERGEN, J.M. (2018). “Green infrastructure for sustainable urban water management: Practices of five forerunner cities”. *Cities* 74 (1-8), pp. 126-133.
- LOPERFIDO, J.V.; NOE, G.B.; JARNAGIN, S.T.; HOGAN, D.M. (2014). “Effects of distributed and centralized stormwater best management practices and land cover on urban stream hydrology at the catchment scale”. *Journal of Hydrology* 519 (1-12), pp. 2584–2595.
- ROSSMAN, L. A. (2015). *Storm Water Management Model User’s Manual Version 5.1*. Cincinnati: U. S. Environmental Protection Agency. USA, 353 p.
- SUN, Y.; LI, Q.; LIU, L.; XU, C.; LIU, Z. (2014). “Hydrological simulation approaches for BMPs and LID practices in highly urbanized area and development of hydrological performance indicator system”. *Water Science and Engineering* 7 (1-12) 143-154.
- THOMAS, N.W.; AMADO, A.A.; SCHILLING, K.E.; WEBER L.J. (2016). “Evaluating the efficacy of distributed detention structures to reduce downstream flooding under variable rainfall, antecedent soil, and structural storage conditions”. *Advances in Water Resources* 96 (1-14), pp. 74–87.
- WANG, M.; SUN, Y.; SWEETAPPLE, C. (2017). “Optimization of storage tank locations in an urban stormwater drainage system using a two-stage approach”. *Journal of Environmental Management* 204 (1-8), pp. 31-38.