Artigo Técnico

Avaliação do desempenho hidráulico de um sistema de drenagem de águas pluviais urbanas

Evaluation of the hydraulic performance of an urban stormwater drainage system

José Anderson do Nascimento Batista^{1*}, Andressa Juliana Boldrin²

RESUMO

A ausência de planejamento e da integração entre as entidades responsáveis pelo gerenciamento da infraestrutura urbana associada à ocupação inadequada do espaço da cidade ocasiona sobrecargas em determinados trechos da rede pluvial. O presente trabalho tem o objetivo de avaliar o desempenho hidráulico do sistema de drenagem de águas pluviais urbanas do Campus Universitário "Professor Zeferino Vaz", de tal forma que sejam identificados quais trechos apresentam sobrecarga e eventualmente inundações locais. Normalmente, em áreas urbanas, os dados hidrológicos disponíveis restringem-se aos dados pluviométricos. Dessa forma, são necessários métodos de transformação de chuva-vazão para o cálculo das vazões afluentes à rede de drenagem. Após a determinação das vazões afluentes, foram avaliadas as condições hidráulicas de operação em regime permanente variado. Por meio de índices de desempenho hidráulico reportados na literatura, foram avaliados graus de sobrecarga em cada trecho da rede de drenagem urbana. Além disso, a elaboração da matriz de contribuição hidráulica da rede de drenagem possibilitou identificar as causas das sobrecargas em cada trecho. As avaliações das redes do campus realizadas com período de retorno de 5 anos mostraram que o campus possui pelo menos 12 pontos de alagamento. Nesse sentido, o índice de desempenho hidráulico e a matriz de contribuições poderão constituir um importante instrumento também para uma eventual reabilitação dessas redes.

Palavras-chave: águas pluviais; rede pluvial urbana; índice de desempenho hidráulico.

ABSTRACT

The lack of effective planning and integration between the urban infrastructure administrations associated with the widespread soil development provokes surcharge over the storm sewer pipe network. This work aimed to assess the hydraulic performance of an urban stormwater sewer pipe network located at the main campus of the State University of Campinas, São Paulo, Brazil, in such a manner that it is possible to identify those surcharged reaches and eventually local floods. Since flow rates are not available in urban watersheds, the overland flow was estimated by rainfall-runoff transformation methods. Next, the steady state hydraulic analysis was used to estimate the hydraulic heads in the pipe network. Hydraulic performance index, the ratio of overcharge in each pipe network segment and the hydraulic contribution matrix showed what segments cause each manhole surge. The results for the five-years return period rainfall show that there are at least 12 manhole surge locations in the area, which are vulnerable to local floods. In this sense, the hydraulic performance index and the contribution matrix may be important instruments also for an eventual rehabilitation work to the stormwater sewer pipe network in this area.

Keywords: stormwater; urban stormwater drainage network; hydraulic performance index.

INTRODUÇÃO

Os sistemas de drenagem de águas pluviais urbanas são constituídos por todas as superfícies e condutos urbanos responsáveis pela condução das águas pluviais até os cursos d'água. Entre as diversas fontes de incerteza do período de retorno de um sistema hidrológico, neste caso, os de drenagem urbana, encontram-se as causas naturais

e as epistemológicas (BINLEY *et al.*, 1991; MERZ; THIEKEN, 2005). Entre as naturais encontram-se o aumento da taxa de ocupação do solo (inerente ao processo de urbanização) e a discrepâncias entre as dimensões executadas e projetadas (que incluem as antideclividades, conforme trechos observados no presente estudo). Entre aquelas que representam inconsistências metodológicas estão a representatividade

¹Professor da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP) - Campinas (SP), Brasil.

²Engenheira Ambiental na Secretaria Municipal de Habitação, Obras e Urbanismo - Itupeva (SP), Brasil.

*Autor correspondente: nbatista@fec.unicamp.br

Recebido em: 19/10/16 - Aceito em: 02/02/17 - Reg. ABES: 170663

da distribuição espacial da chuva (BRUNI *et al.*, 2015) e a representatividade das superfícies de escoamento difuso e de escoamento concentrado (CHANG; WANG; CHEN, 2015).

Efeitos da distribuição espacial da chuva em bacias urbanas são evidenciados desde estudos dos anos 1990. Diferentemente das bacias permeáveis, que possuem a propriedade de uniformizar a distribuição da chuva no solo após as perdas por infiltração, bacias urbanas refletem o efeito da precipitação rapidamente sobre o terreno (EINFALT *et al.*, 2015). Por isso, pequenas bacias urbanas exibem os efeitos da distribuição espacial da chuva logo a partir de extensões significativamente menores do que as bacias permeáveis capazes de apresentar o mesmo efeito. A escala de variação mínima da precipitação para bacias urbanas ainda não é conhecida. Sabe-se atualmente que, em distâncias maiores que mil metros, a representatividade da variabilidade da chuva já se torna insuficiente para reproduzir as respostas hidrológicas das bacias (SCHELLART; SHEPHERD; SAUL, 2012). Bruni *et al.* (2015) realizaram experimentos de sensibilidade em um sistema pluvial urbano utilizando leituras indiretas de precipitação por meio de radar a uma resolução espacial (L_R) de 30 m e temporal de 1 min. Os autores utilizaram registros de quatro temporais para esse estudo, o qual, por meio de simulações, analisou o comportamento de um modelo semidistribuído com resolução de escoamento difuso (L_{RA}) à escala espacial de coberturas prediais e estacionamentos (5 a 100 m), sobre uma área de 3,4 km² em Rotterdam. O estudo mostra que o aumento da distância entre leituras de precipitação produz o efeito esmeril, descrito por Ogden e Julien (1994), que subestima o resultado do volume de chuva nas bacias, nesse caso para $0,2 < L_R/L_C < 0,5$, que corresponde a erros entre 5 e 20%, sendo L_C a raiz quadrada da área da bacia. O efeito esmeril consiste em que homogeneizações de precipitações que extrapolam a área da bacia subestimam o resultado do valor do volume da chuva na bacia. A distribuição de erros obtida também corroborou com o limite de $L_R/L_C = 0,4$; a partir do qual o efeito esmeril é mais acentuado (OGDEN; JULIEN, 1994). Em decorrência da subestimativa do volume de entrada, as vazões de pico mostraram queda na rede entre 40 e 60% para uma resolução de dados de chuva de 2.000 m, identificando-se um limite de $L_R/L_{RA} < 20,0$; para o qual a vazão máxima permanece dentro da faixa de 10% de erro em torno da obtida pela maior resolução espacial das leituras de precipitação.

Chang, Wang e Chen (2015) estudaram a representatividade das superfícies de um sistema pluvial urbano formado por 2,77 km² interligado com a área do campus da Universidade Nacional de Taipei, Taiwan. O sistema possui período de retorno projetado de cinco anos, correspondente aos registros de precipitações adotados de forma uniformemente distribuída para o estudo de incertezas epistemológicas dos escoamentos difuso e concentrado, simulado sobre uma base planialtimétrica com resolução de dois metros. Os autores estudaram diferentes estratégias de modelagem do escoamento, sendo que parte das estratégias representa os escoamentos difuso e concentrado em galerias

de modo acoplado. Assim, o volume extravasado das galerias é novamente submetido ao sistema de drenagem enquanto outras estratégias representam esses escoamentos de modo combinado, sem a reentrada de extravasamentos ao sistema. Observou-se que modelos acoplados apresentam maior representatividade, especialmente em trechos iniciais da drenagem, sendo os trechos intermediários e finais das tubulações bem representados por ambas estratégias. A estratégia combinada de utilização dos modelos tende a superestimar as sobrecargas de jusante para montante (CHANG; WANG; CHEN, 2015).

A modelagem hidrológica e hidráulica de sistemas de drenagem pluvial urbana permite caracterizar o desempenho desses sistemas com relação à capacidade de transporte dos condutos. Eventualmente, o posicionamento da cota manométrica na seção em relação à cota da geratriz superior e à cota topográfica do terreno determina diferentes condições de sobrecargas na rede pluvial urbana. Esse trabalho tem por objetivo apresentar o estudo de determinação do desempenho hidráulico de uma rede pluvial existente, a partir da modelagem hidrológica e hidráulica do sistema de drenagem urbana. A determinação do índice de desempenho hidráulico é capaz de detectar e localizar sobrecargas no sistema. A área de estudo compreende a área de contribuição do sistema de drenagem pluvial do Campus Universitário “Professor Zeferino Vaz”, localizado no distrito de Barão Geraldo, no município de Campinas, estado de São Paulo.

MATERIAIS E MÉTODOS

Área de estudo

Com aproximadamente 3 km², o Campus Universitário “Professor Zeferino Vaz” da Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP) está localizado no distrito de Barão Geraldo, no município de Campinas, estado de São Paulo, e possui uma população flutuante de aproximadamente 40 mil habitantes. A área de contribuição do sistema de drenagem de águas pluviais do local de estudo é de aproximadamente 6 km². Segundo a classificação climática de Koeppen, o tipo climático do município de Campinas é cwa (clima tropical de altitude, com inverno seco e verão chuvoso). A área de drenagem do campus inclui 1,5 km² de área externa ao campus, correspondente às porções de arruamentos reticulares encontrados a oeste e a sul da área, conforme ilustrado na Figura 1. O sistema de drenagem pluvial do campus corresponde a cinco redes independentes, sendo três delas destinadas à drenagem de áreas internas ao campus, localizadas na porção central (redes centrais 1, 2 e 3) e duas destinadas a evitar intercâmbio de águas pluviais para dentro do campus (rede oeste) e para fora do campus (rede norte).

Caracterização hidrológica

Para realizar a caracterização hidrológica do sistema de drenagem de águas pluviais é necessário avaliar o escoamento superficial. As principais

grandezas que caracterizam o escoamento superficial são a precipitação efetiva e a vazão de escoamento superficial direto. A estimativa do coeficiente de deflúvio foi realizada para as áreas de contribuição de poços de visita inferiores a 1 km² pelo método racional, com coeficiente de deflúvio dado de acordo com a Equação 1, conforme Urbonas, Guo e Tucker (1990) *apud* Urban Drainage and Flood Control District (UDFCD, 2007).

$$C_A = K_A + (1,31i^3 - 1,44i^2 + 1,135i - 0,12) \quad (1)$$

Sendo:

i = a fração impermeável da área de contribuição, expressa em décimos;

K_A vale $K_A = -0,08i + 0,09$ para solos tipo hidrológico A; e

$Tr = 5$ anos.

Figura 1 - Mapa de tipos de cobertura do terreno na área de estudo.

Para os casos de áreas de contribuição superiores a 1 km², foi utilizado o método do *United States Soil Conservation Service* — US-SCS (atualmente *United States Natural Resources Conservation Service* — US-NRCS) para cálculo chuva efetiva.

A partir da análise do uso e ocupação do solo, a área de estudo foi dividida em quatro categorias: área verde, telhado, pavimento e cascalho. Tendo em vista que em cada bacia de contribuição há mais de um tipo de ocupação do solo, foi calculada a média ponderada, a qual representa a proporção de áreas impermeáveis diretamente conectadas, cuja definição é discutida por Oliveira e Guasselli (2011) e Fontes e Barbassa (2003).

A intensidade média da chuva intensa foi determinada para a área de estudo com período de retorno de cinco anos. Como não há disponibilidade de dados de intensidade, duração e frequência do local de estudo, o cálculo da altura da precipitação foi realizado por meio da fórmula generalizada proposta para o estado de São Paulo por Uehara, Zahed Filho e Palermo (1980) (Equação 2).

$$P_d^T = (0,22 \ln T + 0,50) (0,38 d^{0,31} - 0,39) P_{60}^{10} \quad (2)$$

Sendo:

P_d^T = a altura de chuva (mm) para período de retorno T e duração d;

$2 \leq T \leq 100$ = o período de retorno em anos;

$5 \leq d \leq 120$ = a duração da chuva em minutos; e

P_{60}^{10} = a altura da chuva (mm) para período de retorno de 10 anos e duração de 60 minutos.

Para a Equação 2, P_{60}^{10} foi obtida com base na série histórica de precipitações máximas diárias extraídas do posto pluviométrico D4-044 (prefixo do Departamento de Água e Energia Elétrica — DAEE), localizado a 1 km da bacia estudada. As precipitações máximas diárias foram submetidas às distribuições teóricas de probabilidade: normal, lognormal e Gumbel. A série de precipitações máximas apresentou assimetria amostral igual a 1,17; de forma que a distribuição de Gumbel mostrou o melhor ajuste. Logo, o parâmetro P_{60}^{10} foi obtido a partir de razões fixas observadas na literatura entre precipitações de 24 horas e leituras diárias ($P_{24h}/P_{diária} = 1,14$, segundo WEISS, 1964) e precipitações de 60 minutos e de 24 horas ($P_{60min}/P_{24h} = 0,59$, segundo DNOS *apud* PAIVA; PAIVA, 2001). A duração da chuva intensa foi especificada pelo tempo de concentração, esse determinado pelo método das velocidades. O tempo de retorno foi adotado de acordo com o tempo de retorno de projeto da rede do campus igual a cinco anos, o qual coincide com sistemas de drenagem de bacias semelhantes encontradas na literatura (e.g., CHANG; WANG; CHEN, 2015).

O método das velocidades, utilizado para a avaliação do tempo de concentração, corresponde ao método elaborado pelo Serviço de

Conservação dos Recursos Naturais dos Estados Unidos. Esse método assume que o tempo de concentração é a soma dos tempos de percurso dos trechos ao longo do escoamento desde o ponto inicial e mais distante do exutório (NATURAL RESOURCES CONSERVATION SERVICE, 2010). As parcelas que compõem o método das velocidades são divididas em escoamento difuso, escoamento concentrado raso e escoamento de canal aberto.

Caracterização hidráulica

O escoamento no sistema de drenagem de águas pluviais urbanas é caracterizado pelas alturas de escoamento (carga piezométrica) que devem evitar transbordamento, assim como pelas velocidades que devem evitar sedimentação e erosão. A entrada do escoamento no sistema ocorre por meio de ondas de vazões sucessivas em cada poço de visita. Devido à curta duração das chuvas intensas para bacias urbanas, o pico do escoamento é rapidamente atingido. Os picos de entrada de dois poços de visita consecutivos, portanto, possuem pouca defasagem de tempo, sendo aproximadamente simultâneos, o que permite a caracterização hidráulica de cada trecho a partir do regime permanente.

O cálculo da capacidade de transporte à seção de máximo desempenho permite identificar o regime de operação do conduto, no caso da entrada do poço de visita não ser encontrada afogada. No caso da entrada do poço de visita e da saída do poço de visita de montante serem encontradas afogadas, o trecho opera completamente em regime forçado. No caso de ambos, entrada do poço de visita e saída do poço de visita de montante, serem livres, o trecho é livre, restando verificar entre os regimes uniforme ou variado. Caso contrário, a entrada do poço de visita será afogada enquanto a saída do poço de visita a montante será livre. Então, tem-se o trecho em regime variado, devendo ser verificado entre bruscamente e gradualmente variado.

Avaliação do desempenho hidráulico

O desempenho hidráulico de um sistema de drenagem de águas pluviais urbanas pode ser avaliado por meio de um índice que está relacionado com as sobrecargas produzidas dentro do conduto e nas respectivas seções a montante.

A condição de escoamento livre é a desejada na rede de drenagem de águas pluviais urbanas. A sobrecarga ou inundação acontece no momento em que o sistema de drenagem de águas pluviais não tem capacidade de transporte para a vazão proveniente da precipitação no regime livre, passando a operar em regime forçado.

Utilizando as Equações 3 e 4, Bennis, Bengassem e Lamarre (2003) elaboraram uma matriz que permite visualizar o grau de contribuição de cada conduto para a sobrecarga e o transbordamento no sistema de drenagem de águas pluviais urbanas e assim avaliar o desempenho hidráulico do sistema. A Equação 5 mensura o índice de desempenho hidráulico global do conduto.

$$N_a^a = N_{\min} + (N_{\max} - N_{\min}) \left(\frac{H_a^{\text{MON}} - H_a}{G_a} \right) \quad (3)$$

$$N_a^b = (N_{\max} - N_{\min}) \left(\frac{H_a^{\text{JUS}} - H_b^{\text{JUS}}}{G_a} \right) \quad (4)$$

$$N_a = N_{\min} + (N_{\max} - N_{\min}) \left(\frac{H_a^{\text{MON}}}{G_a} \right) \quad (5)$$

Em que:

N_a^a = o chamado de sobrecarga que o tubo “a” causa dentro de si;

$N_{\min}$ = a cota piezométrica inicial (mínima) da sobrecarga;

$N_{\max}$ = a cota piezométrica admissível;

H_a^{MON} = a cota piezométrica no poço de visita a montante do tubo “a”;

N_a^b = o chamado de contribuição do tubo a jusante “b” para a sobrecarga do tubo a montante “a”;

H_a^{JUS} = a cota piezométrica no poço de visita a jusante no tubo “a”;

H_b^{JUS} = a cota piezométrica a jusante do tubo “b”;

G_a = a profundidade do tubo “a” à seção de montante; e

N_a = o grau de sobrecarga do tubo “a”, expresso em função da porcentagem da profundidade do poço de visita a montante, variando de $N_{\min}=0\%$ a $N_{\max}=100\%$.

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Resultado da análise hidrológica

Baseado na classificação hidrológica do solo para as condições brasileiras proposta por Sartori (2004 *apud* SARTORI; LOMBARDI NETO; GENOVEZ, 2005) e na classificação obtida pelo Mapa Pedológico do Estado de São Paulo, folha 02/04 (OLIVEIRA *et al.*, 1999), o solo da área de estudo está inserido no grupo hidrológico A. Assim, a Tabela 1 apresenta o valor do coeficiente de deflúvio para os terrenos inseridos em áreas de contribuição inferiores a 1 km² corrigidos para o grupo hidrológico e o período de retorno conforme Equação 1. As vazões obtidas estão apresentadas nas Tabelas 2 a 5, coluna Q_{desejada} .

Tabela 1 – Coeficiente de deflúvio para os usos dos solos da local de estudo.

Uso do solo	Porcentagem impermeável	K_a (fator de correção para solo tipo A)	C_a (coeficiente de deflúvio para solo tipo A)
Pavimento	100%	0,010	0,895
Telhado	90%	0,018	0,708
Área verde	5%	0,086	0,019
Cascalho	40%	0,058	0,245

Resultados da análise hidráulica

O desempenho hidráulico da rede de drenagem de águas pluviais é inferido por meio da linha de energia e da linha piezométrica. Assim, nesta seção são apresentados os resultados obtidos por meio da avaliação hidráulica, em que foram considerados as seguintes variáveis: velocidade, altura piezométrica, carga manométrica e vazão. O número de Manning foi assumido igual a 0,016.

Nas Tabelas 5 a 7, os números em *itálico* indicam escoamento nas condições de projeto (escoamento livre), números em **negrito** indicam escoamento fora das condições (carga superior ao diâmetro e velocidades fora do intervalo de 0,75 a 5,00 m.s⁻¹) e números sublinhados indicam carga piezométrica igual à cota do terreno. Cabe ressaltar que nas tabelas 5 a 7, os trechos estão ordenados de jusante para montante e a coluna $Q_{\text{saída corrigida}}$ é a vazão que o conduto em cada um dos trechos é capaz de transportar sob o regime de escoamento livre. Quando essa vazão é inferior à vazão obtida pelos cálculos hidrológicos, ocorre o represamento sobre o terreno. Nas subseções a seguir serão apresentados os principais resultados de cada rede de drenagem de águas pluviais estudada.

Rede Central 1

Verificou-se que o escoamento na maioria dos trechos da Rede Central 1 é forçado em decorrência de duas razões:

1. a vazão transportada obtida pelos cálculos hidrológicos supera a vazão máxima que o conduto é capaz de transportar no regime de escoamento livre;
2. a carga manométrica na saída do trecho supera o diâmetro do conduto.

A simulação hidráulica indicou a ocorrência de extravasamento em 9 dos 23 trechos da Rede Central 1, conforme apresentado na coluna p/γ calculado, na Tabela 2.

Foram consideradas adequadas as velocidades pertencentes ao intervalo entre 0,75 e 5,00 m.s⁻¹. De acordo com os resultados apresentados na Tabela 2, observou-se que em 2 dos 23 trechos da Rede Central 1, ocorreu o ressalto livre, em que o regime de escoamento passou de uniforme para variado. No trecho 07-09, em que ocorreu o ressalto livre, as velocidades de entrada e saída foram diferentes, ao passo que no trecho 08-53, as velocidades permaneceram constantes. Contudo, a perda de energia significativa (3,21 mca) no trecho 08-53 culminou na ocorrência do ressalto livre.

Rede Central 2

Os resultados do diagnóstico hidráulico da Rede Central 2, apresentado na Tabela 3, demonstram que:

1. no trecho 03-09, a tubulação é capaz de transportar a vazão estimada, entretanto, o regime de escoamento é forçado e ocorre a sobrecarga devido à diminuição da declividade do conduto;

- no trecho 09-54 ocorre o ressalto afogado devido à mudança do escoamento supercrítico a montante para o escoamento subcrítico a jusante; informação obtida por meio do cálculo do número de Froude, que para o trecho 09-54 é igual a 2,24;
- em 6 dos 13 trechos, a carga manométrica foi superior ao diâmetro do conduto, determinando o escoamento forçado;
- o trecho 31-32, localizado no início da rede de drenagem de águas pluviais, apresenta anti-declividade, que contraria a finalidade do sistema de drenagem, de favorecer o escoamento por gravidade ao longo de trechos com declividades mínimas capazes de evitar o depósito de sedimentos.

Rede Central 3

Com o comportamento hidráulico da Rede Central 3, apresentado na Tabela 4, foi possível verificar que:

- no trecho 22-31 ocorre o ressalto livre devido à perda de carga causada pela diminuição da declividade da tubulação a jusante;
- o trecho 01-04 apresenta declividade negativa (-0,03%), afetando o escoamento das águas pluviais tanto no conduto a montante quanto no conduto a jusante;
- os trechos 01-04 e 01-30 ocorreu o extravasamento, visto que esses condutos não comportam a vazão previamente calculada pela hidrologia;
- o regime forçado pode ocorrer também devido à diminuição do diâmetro do tubo, como observado no trecho 01-30. A redução do diâmetro do conduto é acompanhada da inversão de declividade a jusante;
- o transbordamento ocorreu no trecho 05-L, mesmo o conduto sendo capaz de transportar a vazão obtida pelos cálculos hidrológicos; isso provavelmente ocorreu devido aos efeitos que as sobrecargas a jusante exerceram sobre esse trecho;

Tabela 2 – Comportamento hidráulico da Rede Central 1.

Trecho	Q_{desejada} (m ³ /s)	S (%)	$V_{\text{saída}}$ (m.s ⁻¹)	$H_{m_{\text{saída}}}$ mca	$E_{\text{saída}}$ mca	Regime	p/γ entrada Calculado mca	V_{entrada} (m.s ⁻¹)	$H_{m_{\text{entrada}}}$ mca	E_{entrada} mca	$Q_{\text{saída}}^{\text{corrigida}}$ (m ³ .s ⁻¹)
14-27	2,010	0,72	1,90	577,04	577,22	forçado	4,24	1,90	577,98	578,16	0,95
05-14	2,010	0,91	3,31	577,78	578,34	forçado	2,75	3,31	579,42	579,98	1,660
05-10	2,053	1,16	3,04	579,51	579,98	forçado	4,31	3,04	581,13	581,60	1,530
04-10	2,102	1,56	2,00	581,40	581,60	forçado	5,43	2,00	582,12	582,32	1,010
04-08	2,258	0,72	1,42	582,22	582,32	forçado	4,60	1,42	582,60	582,70	0,710
08-53	2,316	4,09	4,61	581,62	582,70	ressalto livre	3,00	4,61	584,83	585,91	2,320
49-53	2,489	0,44	1,19	585,84	585,91	forçado	4,90	1,19	586,07	586,14	0,600
49-57	2,489	1,93	2,96	585,70	586,14	forçado	4,55	2,96	587,08	587,53	1,490
15-57	2,406	8,60	1,48	587,41	587,53	forçado	1,44	1,48	587,81	587,92	0,420
10-15	2,420	0,42	3,25	587,41	587,95	forçado	1,42	3,25	588,25	588,79	0,920
09-10	2,404	3,64	1,61	588,66	588,79	forçado	1,15	1,61	589,04	589,17	0,450
08-09	2,421	4,57	1,22	589,10	589,17	forçado	0,76	1,22	589,22	589,30	0,350
07-08	2,456	0,18	0,50	589,28	589,30	forçado	0,94	0,50	589,30	589,31	0,140
06-07	2,452	8,64	2,47	589,15	589,46	forçado	1,14	2,47	589,49	589,80	0,700
05-06	2,450	2,98	0,93	589,76	589,80	forçado	1,67	0,93	589,83	589,87	0,260
05-09	0,922	3,33	3,67	589,53	590,21	livre	0,50	3,67	590,86	591,54	0,920
07-09	0,624	3,69	2,21	591,30	591,54	ressalto livre	0,51	2,44	592,88	593,18	0,620
05-07	0,648	2,51	3,12	592,78	593,28	livre	0,41	3,12	594,11	594,61	0,650
02-05	0,322	2,12	2,14	594,38	594,61	forçado	1,50	2,14	595,53	595,76	0,270
01-02	0,254	21,34	5,56	594,69	596,26	livre	0,16	5,56	595,20	596,77	0,250
01-03	0,245	2,05	1,95	596,58	596,77	forçado	1,25	1,95	596,98	597,18	0,250
02-03	0,004	3,44	0,03	597,18	597,18	forçado	1,32	0,03	597,18	597,18	0,004
01-02	0,004	2,20	0,03	597,18	597,18	forçado	0,55	0,03	597,18	597,18	0,004

Q_{desejada} : vazão afluente; S: declividade do trecho; $V_{\text{saída}}$: velocidade de saída; $H_{m_{\text{saída}}}$: carga manométrica de saída; $E_{\text{saída}}$: energia de saída; p/γ : carga hidráulica; V_{entrada} : velocidade de entrada; $H_{m_{\text{entrada}}}$: carga manométrica de entrada; E_{entrada} : energia de entrada; $Q_{\text{saída}}^{\text{corrigida}}$: vazão de saída corrigida.

Tabela 3 - Comportamento hidráulico da Rede Central 2.

Trecho	Q_{desejada} (m³/s)	S (%)	$V_{\text{saída}}$ (m.s⁻¹)	$H_{m_{\text{saída}}}$ mca	$E_{\text{saída}}$ mca	Regime	p/γ entrada Calculado mca	V_{entrada} (m.s⁻¹)	$H_{m_{\text{entrada}}}$ mca	E_{entrada} mca	$Q_{\text{saída}}^{\text{corrigida}}$ (m³.s⁻¹)
15-27	5,04	1,05	3,75	577,31	578,02	livre	1,07	3,75	578,39	579,10	5,04
03-15	5,04	1,40	4,26	578,27	579,20	livre	0,95	4,26	578,97	579,90	5,04
03-11	4,90	1,31	2,78	579,50	579,90	livre	0,97	4,35	579,75	580,72	4,90
03-11	4,90	1,29	2,78	580,32	580,72	livre	0,97	4,35	580,56	581,53	4,90
03-09	4,84	0,24	2,74	581,15	581,53	forçado	2,17	2,74	581,98	582,36	4,84
09-54	4,80	2,74	2,71	581,99	582,36	ressalto afogado	1,14	3,33	582,47	583,03	4,80
47-54	4,70	1,19	3,90	582,30	583,07	livre	0,97	3,90	582,83	583,60	4,70
47-48	4,70	2,34	5,06	582,64	583,94	livre	0,78	5,06	583,31	584,61	4,70
25-48	4,73	1,64	4,18	583,73	584,62	forçado	2,42	4,18	586,13	587,02	4,73
25-29	4,46	1,79	2,52	586,70	587,02	forçado	2,10	2,52	587,59	587,92	4,46
29-31	4,46	2,92	2,52	587,59	587,92	forçado	2,11	2,52	588,00	588,32	4,46
31-32	4,46	-15,37	2,50	588,00	588,32	forçado	4,34	2,50	588,39	588,71	4,42
32-L	2,65	1,81	1,50	588,59	588,71	forçado	1,60	1,50	589,10	589,21	2,65

Q_{desejada} : vazão afluente; S: declividade do trecho; $V_{\text{saída}}$: velocidade de saída; $H_{m_{\text{saída}}}$: carga manométrica de saída; $E_{\text{saída}}$: energia de saída; p/γ : carga hidráulica;
 V_{entrada} : velocidade de entrada; $H_{m_{\text{entrada}}}$: carga manométrica de entrada; E_{entrada} : energia de entrada; $Q_{\text{saída}}^{\text{corrigida}}$: vazão de saída corrigida.

Tabela 4 - Comportamento hidráulico da Rede Central 3.

Trecho	Q_{desejada} (m³/s)	S (%)	$V_{\text{saída}}$ (m.s⁻¹)	$H_{m_{\text{saída}}}$ mca	$E_{\text{saída}}$ mca	Regime	p/γ entrada Calculado mca	V_{entrada} (m.s⁻¹)	$H_{m_{\text{entrada}}}$ mca	E_{entrada} mca	$Q_{\text{saída}}^{\text{corrigida}}$ (m³.s⁻¹)
22-53	5,708	0,82	3,21	577,15	577,68	forçado	2,11	3,21	578,30	578,83	5,673
22-31	5,749	1,70	3,25	578,29	578,83	ressalto livre	2,30	3,25	579,69	580,23	5,749
30-31	5,749	2,38	2,57	579,89	580,23	forçado	4,25	2,57	580,70	581,04	2,907
30-203	5,749	3,22	5,73	579,80	581,47	livre	1,00	5,73	580,33	582,00	5,749
148-203	5,606	2,05	2,75	581,61	582,00	forçado	3,02	2,75	582,53	582,91	3,107
147-148	5,601	1,68	2,69	582,55	582,91	forçado	2,26	2,69	583,55	583,92	3,044
98-147	5,601	1,26	2,43	583,62	583,92	forçado	2,82	2,43	584,01	584,31	2,751
97-98	5,481	1,19	2,25	584,05	584,31	forçado	2,62	2,25	584,73	584,99	2,541
95-97	5,481	0,94	2,13	584,76	584,99	forçado	2,75	2,13	585,35	585,58	2,413
06-95	5,481	0,29	4,65	584,55	585,65	forçado	2,83	4,65	586,10	587,20	5,257
04-06	5,083	1,30	0,61	587,18	587,20	forçado	3,38	0,61	587,23	587,25	0,692
01-04	4,980	-0,03	2,19	587,00	587,25	forçado	4,20	2,19	587,61	587,85	2,478
01-30	5,036	1,15	2,19	587,61	587,85	forçado	3,35	2,19	588,51	588,75	2,478
30-34	5,036	0,72	2,85	588,34	588,75	forçado	3,25	2,85	589,31	589,73	5,036
34-35	5,020	3,59	2,84	589,32	589,73	forçado	3,25	2,84	589,83	590,24	5,020
05-35	5,032	1,01	2,59	589,90	590,24	forçado	4,22	2,59	590,50	590,84	2,931
05-L	1,791	0,97	1,58	590,71	590,84	forçado	2,20	1,58	591,12	591,25	1,791

Q_{desejada} : vazão afluente; S: declividade do trecho; $V_{\text{saída}}$: velocidade de saída; $H_{m_{\text{saída}}}$: carga manométrica de saída; $E_{\text{saída}}$: energia de saída; p/γ : carga hidráulica;
 V_{entrada} : velocidade de entrada; $H_{m_{\text{entrada}}}$: carga manométrica de entrada; E_{entrada} : energia de entrada; $Q_{\text{saída}}^{\text{corrigida}}$: vazão de saída corrigida.

Tabela 5 - Comportamento hidráulico da Rede Central - Trecho Final.

Trecho	Q_{desejada} (m ³ /s)	S (%)	$V_{\text{saída}}$ (m.s ⁻¹)	$H_{m_{\text{saída}}}$ mca	$E_{\text{saída}}$ mca	Regime	p/g entrada Calculado mca	V_{entrada} (m.s ⁻¹)	$H_{m_{\text{entrada}}}$ mca	E_{entrada} mca	$Q_{\text{saída}}^{\text{corrigida}}$ (m ³ .s ⁻¹)
53-0c	11,87	4,12	7,843	575,91	579,05	livre	0,91	7,84	576,56	579,70	11,87
26-53	3,25	0,56	1,839	579,52	579,70	forçado	3,89	1,84	579,88	580,05	3,25
26-27	12,35	4,33	7,692	577,27	580,28	livre	1,28	7,69	577,52	580,53	12,35

Q_{desejada} : vazão afluente; S: declividade do trecho; $V_{\text{saída}}$: velocidade de saída; $H_{m_{\text{saída}}}$: carga manométrica de saída; $E_{\text{saída}}$: energia de saída; p/g: carga hidráulica;
 V_{entrada} : velocidade de entrada; $H_{m_{\text{entrada}}}$: carga manométrica de entrada; E_{entrada} : energia de entrada; $Q_{\text{saída}}^{\text{corrigida}}$: vazão de saída corrigida.

Tabela 6 - Índice de desempenho hidráulico da Rede Central 1.

Trecho	Na (%)	Contribuição global de cada tubo na sobrecarga da rede (%)	Trecho (cont.)	Na (%) (cont.)	Contribuição global de cada tubo na sobrecarga da rede (%) (cont.)	Trecho (cont.)	Na (%) (cont.)	Contribuição global de cada tubo na sobrecarga da rede (%) (cont.)
14-27	5	10	15-57	26	0	07-09	0	5
05-14	29	16	10-15	98	7	05-07	0	5
05-10	56	7	09-10	73	3	02-05	35	5
04-10	46	2	08-09	12	4	01-02	0	3
04-08	58	2	07-08	20	6	01-03	100	6
08-53	44	2	06-07	22	5	02-03	100	0
49-53	78	2	05-06	19	5	01-02	100	0
49-57	85	0	05-09	0	5			

Na: índice dado pela Equação 5.

Tabela 7 - Matriz da contribuição hidráulica da Rede Central 1.

Trecho	14-27	05-14	05-10	04-10	04-08	08-53	49-53	49-57	15-57	10-15	09-10	08-09	07-08	06-07	05-06	05-09	07-09	05-07	02-05	01-02	01-03	02-03	01-02
14-27	0	0	13	32	39	30	37	67	100	0	18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	68	100
05-14		24	25	42	53	40	49	80	100	24	100	31	0	0	0	0	0	0	0	47	0	100	100
05-10			25	21	26	20	24	53	100	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	13	71
04-10				0	0	0	0	27	78	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
04-08					0	0	0	27	78	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
08-53						0	0	27	78	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
49-53							24	27	78	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
49-57								0	13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15-57									0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10-15										49	73	0	0	0	0	0	0	0	0	24	0	100	100
09-10											0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	57	100
08-09												0	0	0	0	0	0	0	0	24	0	100	100
07-08													9	8	11	7	0	0	7	61	0	100	100
06-07														5	5	3	0	0	3	53	0	100	100
05-06															0	0	0	0	0	47	0	100	100
05-09																0	0	0	0	47	0	100	100
07-09																	0	0	12	71	0	100	100
05-07																		0	12	71	0	100	100
02-05																			24	47	0	100	100
01-02																				0	0	78	100
01-03																					100	100	100
02-03																						0	0
01-02																							0

6. a vazão transportada obtida pelos cálculos hidrológicos é superior à vazão máxima que o conduto é capaz de transportar no regime de escoamento livre, ocasionando a sobrecarga de 13 de 17 trechos.

Rede Central – Trecho Final

A Rede Central – Trecho Final recebe as contribuições da Rede Central 1, Rede Central 2 e Rede Central 3. Por meio da análise hidráulica da Rede Central – Trecho Final, apresentada na Tabela 5, verifica-se que:

1. nos trechos 53-0c e 26-27, em que o regime do escoamento é livre, a velocidade é superior a 5 m.s^{-1} , podendo ocasionar danos aos condutos e erosões no corpo receptor; as erosões no corpo receptor podem ser minimizadas com a implantação de dissipadores de energia entre o término da rede de drenagem de águas pluviais e o corpo d'água;
2. o escoamento é forçado no trecho 26-53 devido à diminuição drástica da declividade no sentido do escoamento das águas pluviais.

Resultados do índice de desempenho

A partir da metodologia proposta por Bennis, Bengassem e Lamarre (2003), foram obtidos índices de desempenho hidráulico e matrizes de

contribuição hidráulica para cada sub-rede da Rede Central. Observando os resultados da Tabela 6, verifica-se a origem das sobrecargas. Por exemplo, na Rede Central 1, o tubo 14-27 é hidráulicamente adequado, considerando somente o nível da água em função da sua profundidade. Contudo, ao longo da rede, os tubos a montante geram sobrecargas que ocasionam transbordamentos.

A Tabela 7 apresenta a matriz das contribuições de jusante para as sobrecargas, cuja diagonal principal é obtida por meio da Equação 3 e demais elementos pela Equação 4. A partir da matriz da Rede Central 1, verificou-se que 15 dos 23 trechos são hidráulicamente adequados, considerando o nível da água em função da profundidade do poço de visita a montante. Todavia, as sobrecargas ocorrem devido às contribuições dos condutos localizados a jusante, onde apenas os condutos 49-57, 15-57, 02-03 e 1-2 permanecem adequados hidráulicamente.

Com os resultados apresentados nas Tabelas 8 e 9, observa-se que em 7 dos 13 trechos da Rede Central 2 não ocorreram sobrecargas causadas pela própria deficiência hidráulica dos trechos em questão. Entretanto, considerando as sobrecargas ocasionadas pelos trechos situados a jusante, somente o conduto 32-L não contribui para a sobrecarga da Rede Central 2.

Tabela 8 – Índice de desempenho hidráulico da Rede Central 2.

Trecho	Na (%)	Contribuição global de cada tubo na sobrecarga da rede (%)	Trecho (cont.)	Na (%) (cont.)	Contribuição global de cada tubo na sobrecarga da rede (%) (cont.)	Trecho (cont.)	Na (%) (cont.)	Contribuição global de cada tubo na sobrecarga da rede (%) (cont.)
15-27	0,00	10	09-54	0,00	5	29-31	40,55	4
03-15	0,00	10	47-54	0,00	9	31-32	81,14	7
03-11	0,00	10	47-48	0,00	9	32-L	15,18	0
3-11	0,00	10	25-48	34,48	8			
03-09	23,11	11	25-29	33,60	4			

Na: índice dado pela Equação 5.

Tabela 9 – Matriz da contribuição hidráulica da Rede Central 2.

Trecho	15-27	03-15	03-11	03-11	03-09	09-54	47-54	47-48	25-48	25-29	29-31	31-32	32-L
15-27	0	0	0	0	0	20	0	0	8	51	40	17	100
03-15		0	0	0	0	20	0	0	8	51	40	17	100
03-11			0	0	0	20	0	0	8	51	40	17	100
3-11				0	0	20	0	0	8	51	40	17	100
03-09					23	20	0	0	8	51	40	17	100
09-54						0	0	0	0	14	0	0	100
47-54							0	0	8	51	40	17	100
47-48								0	8	51	40	17	100
25-48									26	35	20	9	100
25-29										0	0	0	100
29-31											0	0	100
31-32												64	100
32-L													0

Com os resultados apresentados na Tabela 10, verifica-se que em 16 dos 17 trechos da Rede Central 3 ocorreram sobrecargas e o no trecho 05-L houve o transbordamento.

Ao avaliar a matriz da contribuição hidráulica da Rede Central 3 (Tabela 11), verificou-se que em 9 de 17 trechos não ocorrem sobrecargas devido à falha hidráulica do próprio conduto. Todavia, considerando toda a rede de drenagem de águas pluviais, foi verificado que os trechos 22-53, 30-31, 30-203, 147-148, 97-98, 95-97 e 34-35 foram sobrecarregados em virtude das contribuições de jusante.

Com os resultados apresentados nas Tabelas 12 e 13, observa-se que o trecho 53-Oc não apresenta falha hidráulica. Entretanto, esse trecho contribui em 6% para a sobrecarga do trecho 26-53 e em 63% para a sobrecarga do trecho 26-27.

CONCLUSÕES

Ao avaliar os resultados do índice de desempenho hidráulico da rede central, foram observados transbordamentos devido ao excesso no acúmulo de carga em 12 poços de visita, assim como excesso no acúmulo

de vazão em 28 poços de visita. Por um lado, é interessante a ocorrência de sobrecargas à medida que aumentam o gradiente hidráulico na rede para além do gradiente gravitacional dado pela inclinação do tubo, e, portanto, aumentam a capacidade de transporte dos trechos. Por outro

Tabela 12 – Índice de desempenho hidráulico da Rede Central – Trecho Final.

Trecho	Na (%)	Contribuição global de cada tubo na sobrecarga da rede (%)
53-Oc	0	55
26-53	20	45
26-27	0	0

Na: índice dado pela Equação 5.

Tabela 13 – Matriz de situação hidráulica da Rede Central – Trecho Final.

Trecho	53-Oc	26-53	26-27
53-Oc	0	6	63
26-53		14	43
26-27			0

Tabela 10 – Índice de desempenho hidráulico da Rede Central 3.

Trecho	Na (%)	Contribuição global de cada tubo na sobrecarga da rede (%)	Trecho (cont.)	Na (%) (cont.)	Contribuição global de cada tubo na sobrecarga da rede (%) (cont.)	Trecho (cont.)	Na (%) (cont.)	Contribuição global de cada tubo na sobrecarga da rede (%) (cont.)
22-53	14	8	98-147	47	9	01-30	84	0
22-31	22	10	97-98	41	7	30-34	81	3
30-31	22	6	95-97	36	7	34-35	53	2
30-203	0	8	06-95	61	8	05-35	71	1
148-203	37	17	04-06	68	4	05-L	100	0
147-148	34	7	01-04	73	2			

Na: índice dado pela Equação 5.

Tabela 11 – Matriz da contribuição hidráulica da Rede Central 3.

Trecho	22-53	22-31	30-31	30-203	148-203	147-148	98-147	97-98	95-97	06-95	04-06	01-04	01-30	30-34	34-35	05-35	05-L
22-53	0	0	11	0	0	2	0	7	2	1	28	35	67	34	30	38	100
22-31		5	16	4	0	11	0	15	9	8	34	40	74	42	35	43	100
30-31			0	0	0	0	0	0	0	0	15	23	51	19	20	28	100
30-203				0	0	6	0	10	5	4	30	37	70	37	32	40	100
148-203					37	46	32	46	36	33	57	60	102	69	53	60	100
147-148						0	0	5	0	0	26	33	65	32	29	37	100
98-147							16	15	9	8	34	40	74	42	35	43	100
97-98								0	0	0	23	30	60	28	26	34	100
95-97									0	0	26	33	65	32	29	37	100
06-95										29	26	33	65	32	29	37	100
04-06											11	10	33	0	8	16	90
01-04												13	19	0	0	7	60
01-30													0	0	0	0	20
30-34														12	8	16	90
34-35															0	9	65
05-35																10	35
05-L																	0

lado, a sobrecarga, principalmente de mais de um trecho, gera o risco de transbordamento e, consequentemente, inundações localizadas.

Avaliando os resultados das redes de drenagem de águas pluviais urbanas da área de estudo, observou-se que no trecho final (53-Oc), em que se concentram as vazões provenientes da Rede Central 1, da Rede Central 2, da Rede Central 3 e da Rede Central – Trecho Final, o índice de desempenho hidráulico apontou que o conduto está hidráulicamente adequado e funciona sob o regime livre. Entretanto, a matriz de contribuição do conduto a jusante para a sobrecarga do conduto a montante demonstra que esse trecho colabora para a sobrecarga dos trechos localizados a montante.

Além disso, foi observado também que a sobrecarga em um único conduto eventualmente é suficiente para fazer com que a linha

piezométrica seja superior à cota do topo do tubo em vários trechos a montante. Isso foi mais expressivo em declividades mais suaves, como foi verificado na comparação do trecho 10-15 com os condutos a montante da Rede Central 1. Por isso, nota-se que é imprescindível identificar os condutos que estão sobrecarregados devido à deficiência hidráulica a jusante.

Portanto, o índice de desempenho hidráulico e a matriz de sobrecarga apresentaram informações importantes para a avaliação do desempenho do sistema de drenagem de águas pluviais urbanas. Essas informações permitem ao gestor identificar a causa e a localização das falhas hidráulicas da rede de drenagem de águas pluviais urbanas, possibilitando a implementação de ações eficazes para a sua reabilitação.

REFERÊNCIAS

- BENNIS, S.; BENGASSEM, J.; LAMARRE, P. (2003) Hydraulic Performance Index of Sewer Network. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 129, n. 7, p. 504-510. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2003\)129:7\(504\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2003)129:7(504))
- BINLEY, A.M.; BEVEN, K.J.; CALVER, A.; WATTS, L.G. (1991) Changing Responses in Hydrology: Assessing the Uncertainty in Physically Based Model Predictions. *Water Resources Research*, v. 27, n. 6, p. 1253-1261. DOI: 10.1029/91WR00130
- BRUNI, G.; REINOSO, R.; VAN DE GIESEN, N.C.; CLEMENS, F.H.L.R.; TEN VELDHUIS, J.A.E. (2015) On the sensitivity of urban hydrodynamic modelling to rainfall spatial and temporal resolution. *Hydrology and Earth System Sciences*, v. 19, n. 2, p. 691-709. <https://doi.org/10.5194/hess-19-691-2015>
- CHANG, T.J.; WANG, C.H.; CHEN, A.S. (2015) A novel approach to model dynamic flow interactions between storm sewer system and overland surface for different land covers in urban areas. *Journal of Hydrology*, v. 24, n. 4, p. 662-679. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2015.03.014>
- EINFALT, T.; ARNBJERG-NIELSEN, K.; GOLZ, C.; JENSEN, N.-E.; QUIRMBACH, M.; VAES, G.; VIEUX, B. (2015) Towards a roadmap for use of radar rainfall data in urban drainage. *Journal of Hydrology*, v. 299, n. 3-4, p. 186-202. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2004.08.004>
- FONTES, A.R.M.; BARBASSA, A.P. (2003) Diagnóstico e Prognóstico da Ocupação e da Impermeabilização Urbanas. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 8, n. 2, p. 137-147. DOI: 10.21168/rbrh.v8n2p137-147
- MERZ, B.; THIEKEN, A.H. (2005) Separating natural and epistemic uncertainty in flood frequency analysis. *Journal of Hydrology*, v. 309, n. 1-4, p. 114-132. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2004.11.015>
- NATURAL RESOURCES CONSERVATION SERVICE. (2010) Time of concentration. In: UNITED STATES DEPARTMENT OF AGRICULTURE. *National Engineering Handbook*, cap. 15.
- OGDEN, F.L.; JULIEN, P.Y. (1994) Runoff model sensitivity to radar rainfall resolution. *Journal of Hydrology*, v. 158, n. 1, p. 1-18. [https://doi.org/10.1016/0022-1694\(94\)90043-4](https://doi.org/10.1016/0022-1694(94)90043-4)
- OLIVEIRA, G.G. de; GUASSELLI, L.A. (2011) Relação entre Suscetibilidade a Inundações e a Falta de Capacidade nos Condutos da Sub-bacia do Arroio da Areia, em porto Alegre/RS. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 16, n. 1, p. 5-15.
- OLIVEIRA, J.B. de; CAMARGO, M.N.; ROSSI, M.; CALDERANO FILHO, B. (1999) *Mapa Pedológico do Estado de São Paulo, Parte 02/04*. Escala 1:500.000. Campinas: Instituto Agrônomo; Rio de Janeiro: Embrapa Solos.
- PAIVA, J.B.D.; PAIVA, E.M.C.D. (Orgs.). (2001) *Hidrologia aplicada à gestão de pequenas bacias hidrográficas*. Porto Alegre: ABRH.
- SARTORI, A.; LOMBARDI NETO, F.; GENOVEZ, A.M. (2005) Classificação Hidrológica de Solos Brasileiros para Estimativa de Chuva Excedente com o Método do Serviço de Conservação do Solo dos Estados Unidos Parte 1: Classificação. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 10, n. 4, p. 5-18.
- SCHELLART, A.N.A.; SHEPHERD, W.J.; SAUL, A.J. (2012) Influence of rainfall estimation error and spatial variability on sewer flow prediction at a small urban scale. *Advances in Water Resources*, v. 45, p. 65-75. <https://doi.org/10.1016/j.advwatres.2011.10.012>
- UEHARA, K.; ZAHED FILHO, K.; PALERMO, M.A. (1980) Pequenas Bacias Hidrográficas do Estado de São Paulo: estudo de vazões médias e máximas – relatório à FDTE. São Paulo: FDTE. v. 2, 708 p.
- URBAN DRAINAGE AND FLOOD CONTROL DISTRICT (UDFCD). (2007) Runoff. In: _____. *Urban Storm Drainage Criteria Manual*. Denver, Colorado: UDFCD. v.1, cap. 5.
- WEISS, L. (1964) Ratio of true to fixed-interval maximum rainfall. *Journal of the Hydraulic Division*, v. 90, n. 1, p. 77-82.