

Análise da eficiência do sistema de drenagem de Paulistânia-SP

Paulistânia-SP drainage system efficiency analysis

Análisis de la eficiencia del sistema de drenaje de Paulistânia-SP

Ana Júlia da Silva Garcia

Mestranda em Engenharia Civil e Ambiental, UNESP, Brasil.
ajs.garcia@unesp.br

Maria Luiza do Nascimento Zapparoli

Graduada em Engenharia Civil, UNILINS, Brasil.
mluizaeng.25@gmail.com

Ana Maria Taddei Cardoso de Barros

Doutora em Engenharia Civil e Ambiental, UNESP, Brasil.
ana.cardoso@unilins.edu.br

RESUMO

Este artigo tem como objetivo avaliar a eficiência do sistema de drenagem do município de Paulistânia/SP e propor intervenções sustentáveis e de infraestrutura. O município, localizado no interior de São Paulo, sofre com alguns problemas de escoamento superficial, tornando necessário uma investigação mais detalhada. A drenagem urbana tem grande importância na qualidade de vida e bem estar da população, em paralelo com cuidados com saúde, segurança e meio ambiente. Com intuito de explorar a performance do sistema, foi realizada uma análise por meio de um estudo de caso com abordagem quali-quantitativa, utilizando técnicas de dimensionamento convencionais e sua associação com ferramentas espaciais. Os resultados mostraram que o sistema de drenagem do município não é eficiente em sua totalidade, algumas áreas de contribuição necessitam de intervenção pois o sistema é ineficiente (não suportam toda a vazão necessária) ou inexistente. São apresentadas algumas soluções para aliviar o escoamento superficial por meio da implantação de novas tubulações de descarga com indicação do diâmetro necessário, assim como alternativas sustentáveis como posicionamento de novos dispositivos de captação e aplicação de áreas permeáveis.

PALAVRAS-CHAVE: Drenagem. Alagamentos. Desempenho.

ABSTRACT

This article aims to evaluate the efficiency of the drainage system in the city of Paulistânia/SP and propose sustainable and infrastructure interventions. The municipality, located in the interior of São Paulo, suffers from some surface runoff problems, making a more detailed investigation necessary. Urban drainage has great importance in the quality of life and well-being of the population, in parallel with health, safety and environmental care. In order to explore the performance of the system, an analysis was carried out through a case study with a quali-quantitative approach, using conventional dimensioning techniques and their association with spatial tools. The results showed that the municipality's drainage system is not efficient in its entirety, some areas of contribution need intervention because the system is inefficient (does not support all the necessary flow) or non-existent. Some solutions are presented to alleviate surface runoff through the implementation of new discharge pipes with an indication of the necessary diameter, as well as sustainable alternatives such as positioning new capture devices and application of permeable areas.

KEYWORDS: Drainage. Floods. Performance.

RESUME

Este artículo tiene como objetivo evaluar la eficiencia del sistema de drenaje en la ciudad de Paulistânia/SP y proponer intervenciones sostenibles y de infraestructura. El municipio, ubicado en el interior de São Paulo, sufre algunos problemas de escorrentía superficial, lo que hace necesaria una investigación más detallada. El drenaje urbano tiene gran importancia en la calidad de vida y bienestar de la población, en paralelo con la salud, la seguridad y el cuidado del medio ambiente. Con el fin de explorar el desempeño del sistema, se realizó un análisis a través de un estudio de caso con un enfoque cuali-cuantitativo, utilizando técnicas de dimensionamiento convencionales y su asociación con herramientas espaciales. Los resultados mostraron que el sistema de drenaje del municipio no es eficiente en su totalidad, algunas áreas de aporte necesitan intervención porque el sistema es ineficiente (no soporta todo el caudal necesario) o inexistente. Se presentan algunas soluciones para paliar las escorrentías superficiales mediante la implantación de nuevos conductos de descarga con indicación del diámetro necesario, así como alternativas sostenibles como la colocación de nuevos captadores y aplicación de zonas permeables.

PALABRAS CLAVE: Drenaje. Inundaciones. Actuación.

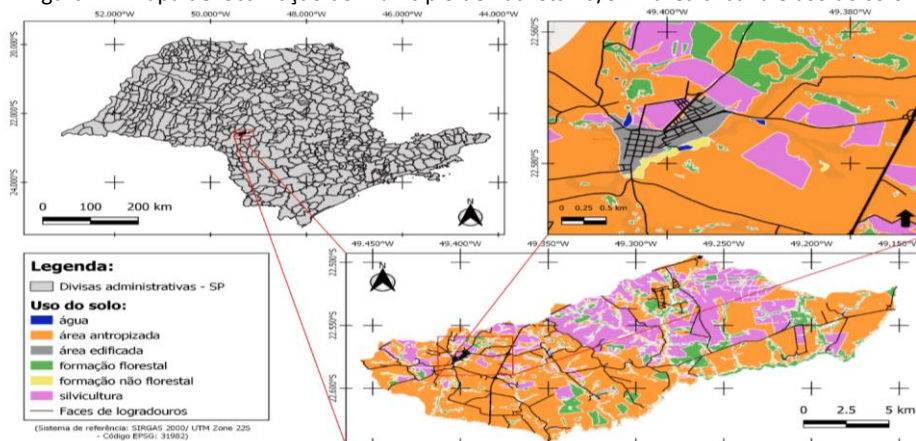
1 INTRODUÇÃO

A cidade de Paulistânia está localizada na foz do Córrego do Pinheirinho, afluente do Córrego São Jerônimo, importante no rio da bacia do Médio Paranapanema, no qual estão localizados o Rio Turvo, Córrego da Ventania, Ribeirão do Limoeiro, Córrego da Corredeira, Córrego São Jerônimo e Córrego Água do Macaco (Prefeitura Municipal de Paulistânia, 2011).

Segundo o Censo de 2010 do IBGE, a cidade localizada no interior de São Paulo, fazendo divisa com as cidades de Cabréia Paulista, Piratininga, Agudos, Espírito Santo do Turvo e Duartina, entre o rio Paranapanema e o rio Tietê, possui 1.779 habitantes, 70% da sua população vive na área urbana, possui uma área de 256,178 km² e uma densidade demográfica de 6,93 hab/km². A cidade possui 63,4% de domicílios com esgotamento sanitário adequado, 95,8% de domicílios com arborização e 37,4% de domicílios com urbanização adequada que engloba a presença de bueiro, calçada, pavimentação e meio-fio.

A Figura 1 apresenta um mapa da localização no Estado de São Paulo, a extensão territorial, área urbana e uso do solo do município.

Figura 1 – Mapa de localização do município de Paulistânia/SP – área urbana e uso do solo



Segundo Tucci (2000) com o crescimento urbano grande parte dos solos foi impermeabilizado com as construções (telhados, ruas, calçadas e pátios) e, dessa forma, aumentou a porcentagem de água que antes infiltrava e que agora passou a escoar pelos condutos. O volume escoado depende de diversos fatores, tais como a área da bacia hidrográfica, a cobertura vegetal e a quantidade e intensidade de precipitações. O aumento da urbanização faz com que os solos fiquem impermeáveis e o sistema implantado necessite de uma capacidade cada vez maior. Um dos problemas causados é o escoamento superficial intenso, em que a infraestrutura existente não suporta a vazão recebida, e está relacionado com uma infraestrutura inadequada, desempenho ineficiente na solução dos mesmos e urbanização sem planejamento adequado, podendo acarretar tanto riscos à saúde quanto uma qualidade de vida inferior para as pessoas.

Na cidade, o sistema existente pode não contribuir de forma eficiente para a qualidade de vida, e o remanejamento correto dessas águas é fator imprescindível para combater problemas recorrentes, como relatados por moradores na rua Thomaz Magdaleno, via principal da cidade, ponto crítico de escoamento superficial intenso. Esses problemas prejudicam não só as vias, o tráfego, mas também representam um risco à saúde e segurança da população. Portanto, uma avaliação contínua do sistema de drenagem da cidade e possíveis intervenções se fazem necessárias.

2 OBJETIVOS

Avaliar a eficiência do sistema de drenagem de Paulistânia/SP, levantar os dados necessários e propor intervenções sustentáveis e de infraestrutura para aliviar o escoamento gerado no sistema existente.

3 METODOLOGIA

De acordo com Tucci, Porto e Barros (1995), o primeiro passo para um estudo de drenagem relaciona-se com a análise do contexto socioeconômico (a escolha do período de retorno), os próximos se referem ao estudo da hidrologia urbana (determinação da tormenta de projeto, do escoamento superficial direto e vazões de projeto), e por último a parte de projeto das situações analisadas.

3.1 Escolha do período de retorno

A escolha do período de retorno relaciona-se com um contexto socioeconômico, pois é direcionado ao risco aceito, para efeitos de cálculo, pela população em âmbito político e econômico. Para os projetos de drenagem urbana, o dimensionamento para baixo risco implica a custos elevados, por isso é preciso um consenso ao se adotar o período de retorno. Considerando que o período de retorno para ocupações de áreas comerciais e residenciais no estudo da macrodrenagem vai de 50 a 100 anos (TUCCI; PORTO; BARROS, 1995), foi utilizado o valor de 100 anos. Ele está relacionado com o risco que a obra estará exposta, ou seja, a frequência que a vazão pode ser igualada ou ultrapassada, que será de 1% em um ano qualquer.

3.2 Estimativa da intensidade de precipitação

A cidade se ausenta de dados específicos para a intensidade da chuva e, segundo Fiorio *et al* (2012) para locais onde a chuva intensa não é conhecida foram desenvolvidos métodos para a sua obtenção na qual utiliza da interpolação de informações conhecidas de intensidade e obtêm-se os parâmetros de ajuste de distribuição de frequência K, a, b e c da equação de intensidade-duração-frequência, apresentada a seguir, e assim podendo-se conhecer a equação de qualquer localidade.

$$i = \frac{kTr^a}{(t+b)^c} \quad \text{(Equação 1)}$$

Onde: i = intensidade média da chuva, em mm/h; t = duração da chuva ou tempo de contribuição da bacia em estudo, em min; Tr = período de recorrência ou período de retorno, em anos, e; k, a, b e c = parâmetros locais de ajuste da equação.

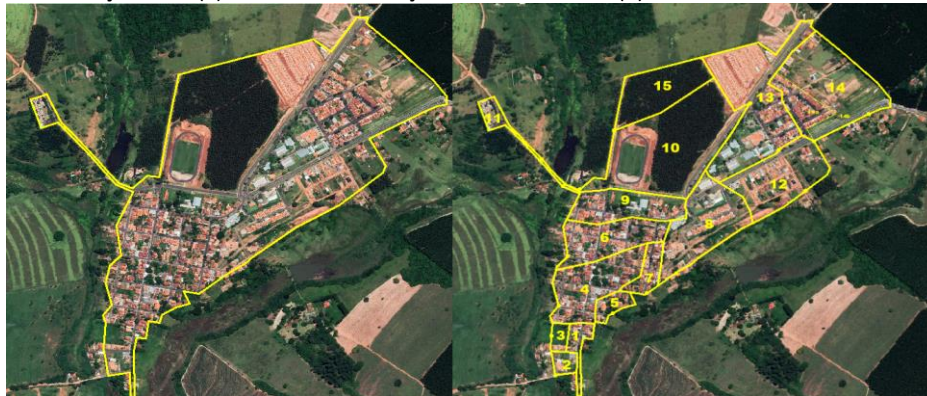
Esses parâmetros, portanto, foram tirados do *software* Plúvio 2.1 para obtenção da equação da intensidade de precipitação. Para o cálculo da intensidade foram utilizados os parâmetros: a = 0,144, b = 23,813, c = 0,815 e K = 1535,295. Assim, temos a seguinte equação:

$$i = 1535,295 \frac{Tr^{0,144}}{(t+23,813)^{0,815}} \quad \text{(Equação 2)}$$

3.3 Bacia de contribuição da área urbana

O traçado das bacias de contribuição foi realizado de acordo com o limite de contribuição da área urbana, o sistema existente e as curvas de nível, por meio de projetos disponibilizados pela Prefeitura Municipal e os dados faltantes foram levantados com visita ao local analisado, conforme mostrado na Figura 2. A área total em estudo possui 0,70 km², portanto aplicável ao método racional para todas as divisões das bacias.

Figura 2 – Traçados do (a) limite de contribuição da área urbana e (b) divisão das áreas de contribuição



3.3.1 Divisão das áreas de contribuição

Para uma melhor análise da bacia de contribuição da área urbana ela foi dividida em áreas de contribuição (tratadas no estudo como bacias de contribuição) como está representado na Figura 2. Ela foi dividida em 15 bacias com um exutório diferente para cada uma delas, sendo apenas a bacia 13 interligada no sistema de drenagem da bacia 12. Foi analisado todo o sistema existente nas bacias de contribuição para então determinar as divisões e caracterização de cada uma. A área, o comprimento, o desnível e a declividade do talvegue de cada bacia foram obtidos nos projetos disponibilizados.

Segundo o Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE) (2005), quando há dados topográficos detalhados e ocorrência de trechos intermediários, com diferentes declividades, entre a seção de estudo e o ponto mais remoto da bacia é possível ter maior detalhamento do talvegue utilizando-se das equações a seguir para o tempo de concentração (Equação 3) e para a declividade equivalente (Equação 4).

$$t_c = 57 \left(\frac{L^2}{I_{eq}} \right)^{0,385} \quad \text{(Equação 3)}$$

Onde: t_c = tempo de concentração em min; L = comprimento do talvegue da bacia ou do rio em km; I_{eq} = declividade equivalente em m/km.

$$I_{eq} = \left(\frac{L}{\frac{L_1}{\sqrt{j_1}} + \frac{L_2}{\sqrt{j_2}} + \dots + \frac{L_n}{\sqrt{j_n}}} \right) \quad \text{(Equação 4)}$$

Onde: I_{eq} = declividade equivalente em m/km; $L = L_1 + L_2 + \dots + L_n$ = comprimento total do talvegue da bacia em km; $j_n = \frac{\Delta h_n}{L_n}$ = declividade de cada trecho em m/km.

Dessa forma, o tempo de concentração foi calculado utilizando o método da declividade equivalente. Para calcular os parâmetros da equação foram levantados os dados do comprimento e do desnível do talvegue. O comprimento do talvegue foi dividido em trechos, de acordo com a altitude das curvas de nível, a cada 5 metros, e foram obtidos os comprimentos

de cada trecho e as cotas de jusante e montante do talvegue, interpolando os pontos do exutório e do ponto mais extremo entre as curvas de nível, obtendo assim todos os dados e parâmetros necessários para os cálculos, conforme demonstrado na Tabela 1 para a bacia 1.

Tabela 1 – Dados para o cálculo da declividade equivalente

| Bacia | Trecho | Dados necessários | | | | Parâmetros da equação | | |
|-------|--------|-------------------|--------------|---------------|----------------|----------------------------------------------------------|--------------|---------------------------------------|
| | | L (km) | Cota Jusante | Cota Montante | Δh (m) | $j_n = \frac{\Delta h n}{L n} \left(\frac{m}{km}\right)$ | $\sqrt{j_n}$ | $\left(\frac{L n}{\sqrt{j_n}}\right)$ |
| 1 | 1 - 2 | 0,11280 | 510,00 | 515,00 | 5,00 | 44,326241 | 6,657796 | 0,016943 |
| | 2 - 3 | 0,20925 | 515,00 | 517,50 | 2,50 | 11,947431 | 3,456506 | 0,060538 |

Com esses valores encontrados foram realizados os cálculos das declividades equivalentes, do tempo de concentração e intensidades pluviométricas das áreas estudadas, compilados na Tabela 2.

Tabela 2 – Cálculo da declividade equivalente, do tempo de contribuição e da intensidade pluviométrica

| Bacias | $\frac{\sum L n}{\sqrt{j_n}}$ | $\sum L$ | $l_{eq} = \frac{\sum L}{\frac{\sum L n}{\sqrt{j_n}}} \left(\frac{m}{km}\right)$ | T_c (min) | i (mm/h) |
|--------|-------------------------------|----------|---------------------------------------------------------------------------------|-------------|------------|
| 1 | 0,077481 | 0,322050 | 4,156526 | 13,76 | 155,10 |
| 2 | 0,013683 | 0,103000 | 7,527470 | 4,55 | 195,06 |
| 3 | 0,010175 | 0,059160 | 5,814347 | 3,28 | 202,49 |
| 4 | 0,088653 | 0,532790 | 6,009807 | 17,60 | 143,30 |
| 5 | 0,015005 | 0,087740 | 5,847387 | 4,43 | 195,72 |
| 6 | 0,093881 | 0,594900 | 6,336726 | 18,77 | 140,07 |
| 7 | 0,024201 | 0,198620 | 8,207144 | 7,30 | 180,90 |
| 8 | 0,227356 | 0,750490 | 3,300954 | 28,85 | 117,80 |
| 9 | 0,085123 | 0,562430 | 6,607225 | 17,69 | 143,04 |
| 10 | 0,248771 | 0,999380 | 4,017273 | 33,35 | 110,18 |
| 11 | 0,053847 | 0,348560 | 6,473197 | 12,34 | 160,09 |
| 12 | 0,017054 | 0,155000 | 9,088793 | 5,80 | 188,34 |
| 13 | 0,123610 | 0,570430 | 4,614774 | 20,53 | 135,52 |
| 14a | 0,038552 | 0,244930 | 6,353255 | 9,47 | 171,24 |
| 14b | 0,041383 | 0,295240 | 7,134378 | 10,46 | 167,20 |
| 15 | 0,062537 | 0,482710 | 7,718768 | 14,81 | 151,67 |

Para o cálculo da vazão máxima foi preciso conhecer o valor do coeficiente de *runoff*, que é um valor tabelado, adimensional, proporcional às características da bacia, como também qual uso são destinadas as zonas de estudo, e se essas zonas forem diferentes umas das outras é preciso da combinação das mesmas para a sua determinação. A Tabela 3, a seguir, apresenta alguns valores recomendados para diferentes características de área.

Tabela 3 - Valores recomendados para o coeficiente C (DAEE, 1994)

| Uso do solo ou grau de urbanização | Valores de C | |
|---------------------------------------------------|--------------|---------|
| | Mínimos | Máximos |
| Área totalmente urbanizada | 0,50 | 1,00 |
| Área parcialmente urbanizada | 0,35 | 0,50 |
| Área predominantemente de plantações, pastos etc. | 0,20 | 0,35 |

Fonte: DAEE (2005)

Foram divididas todas as bacias de acordo com o uso do solo e assim, determinado o impacto no escoamento superficial de cada uma dessas áreas. A Figura 3 apresenta a divisão dessas características de uso do solo das bacias em área totalmente urbanizada (vermelho), área parcialmente urbanizada (amarelo) e área com predominância de plantações e pastos (verde), e delas foram retiradas as áreas de influência apresentadas na Tabela 4, das quais foi possível obter os coeficientes de escoamento superficial para cada uma das bacias apresentados na Tabela 5.

Figura 3 – Características do uso do solo das bacias 1-15



Tabela 4 – Divisões das áreas de cada bacia de acordo com o uso do solo

| Bacia | Área totalmente urbanizada (%) | Área parcialmente urbanizada (%) | Área predominantemente de plantações, pastos, etc (%) | Área total (m ²) |
|-------|--------------------------------|----------------------------------|-------------------------------------------------------|------------------------------|
| 1 | 79 | 21 | - | 9996 |
| 2 | 45 | 55 | - | 6957 |
| 3 | 26 | - | 74 | 6188 |
| 4 | 73 | 27 | - | 53712 |
| 5 | 100 | - | - | 9542 |
| 6 | 98 | 2 | - | 45133 |
| 7 | 89 | 11 | - | 14000 |
| 8 | 22 | 43 | 35 | 64957 |
| 9 | 62 | 38 | - | 41637 |
| 10 | 18 | 20 | 62 | 130010 |
| 11 | 47 | 53 | - | 10177 |
| 12 | 17 | 42 | 41 | 60248 |
| 13 | 100 | - | - | 105181 |
| 14a | 100 | - | - | 21231 |
| 14b | 11 | 22 | 67 | 74893 |
| 15 | 6 | - | 94 | 47979 |

Tabela 5 – Cálculo do coeficiente de runoff

| Bacias | Coeficiente de runoff | Bacias | Coeficiente de runoff |
|--------|----------------------------------------------------------|--------|----------------------------------------------------------|
| 1 | $0,79 \times 1,00 + 0,21 \times 0,50$ | 9 | $0,62 \times 1,00 + 0,38 \times 0,50$ |
| 2 | $0,45 \times 1,00 + 0,55 \times 0,50$ | 10 | $0,18 \times 1,00 + 0,20 \times 0,50 + 0,62 \times 0,35$ |
| 3 | $0,26 \times 1,00 + 0,74 \times 0,35$ | 11 | $0,47 \times 1,00 + 0,53 \times 0,50$ |
| 4 | $0,73 \times 1,00 + 0,27 \times 0,50$ | 12 | $0,17 \times 1,00 + 0,42 \times 0,50 + 0,41 \times 0,35$ |
| 5 | $1,00 \times 1,00$ | 13 | $1,00 \times 1,00$ |
| 6 | $0,98 \times 1,00 + 0,02 \times 0,50$ | 14a | $1,00 \times 1,00$ |
| 7 | $0,89 \times 1,00 + 0,11 \times 0,50$ | 14b | $0,11 \times 1,00 + 0,22 \times 0,50 + 0,67 \times 0,35$ |
| 8 | $0,22 \times 1,00 + 0,43 \times 0,50 + 0,35 \times 0,35$ | 15 | $0,06 \times 1,00 + 0,94 \times 0,35$ |

3.3.2 Vazões

No cálculo da vazão de projeto (ou vazão de pico) para a descarga hidráulica de bacias menores que até 2 km² pode-se utilizar o Método Racional, que pode ser aplicado pela equação a seguir (TUCCI; PORTO e BARROS, 1995):

$$Q = 0,278 C i A \quad \text{(Equação 5)}$$

Onde: Q = vazão ou deflúvio superficial direto em m³/s; C = coeficiente de escoamento superficial ou coeficiente de runoff, valor adimensional; i = intensidade média máxima de precipitação em mm/h e; A = área da bacia de contribuição em km².

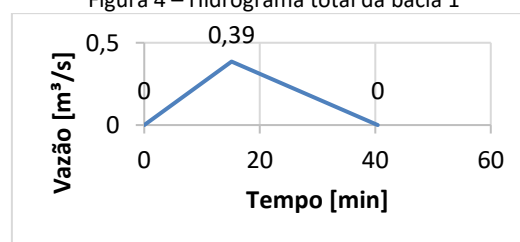
Dessa forma, foi possível adotar as seguintes vazões máximas para os pontos de saída de água (nas tubulações) (Tabela 6).

Tabela 6 – Cálculo das vazões máximas para cada bacia

| Bacias | Área (km ²) | i (mm/h) | Coeficiente de runoff | Q (m ³ /s) |
|--------|-------------------------|----------|-----------------------|-----------------------|
| 1 | 0,009996 | 155,10 | 0,895 | 0,39 |
| 2 | 0,006957 | 195,06 | 0,723 | 0,27 |
| 3 | 0,006188 | 202,49 | 0,519 | 0,18 |
| 4 | 0,053712 | 143,30 | 0,863 | 1,85 |
| 5 | 0,009542 | 195,72 | 1,000 | 0,52 |
| 6 | 0,045133 | 140,07 | 0,991 | 1,74 |
| 7 | 0,014000 | 180,90 | 0,947 | 0,67 |
| 8 | 0,064957 | 117,80 | 0,560 | 1,19 |
| 9 | 0,041637 | 143,04 | 0,808 | 1,34 |
| 10 | 0,130010 | 110,18 | 0,498 | 1,98 |
| 11 | 0,010177 | 160,09 | 0,736 | 0,33 |
| 12 | 0,060248 | 188,34 | 0,523 | 1,65 |
| 13 | 0,105181 | 135,52 | 1,000 | 3,96 |
| 14a | 0,021231 | 171,24 | 1,000 | 1,01 |
| 14b | 0,074893 | 167,20 | 0,454 | 1,58 |
| 15 | 0,047979 | 151,67 | 0,392 | 0,79 |

Assim com os dados da vazão (Tabela 8) e do tempo de contribuição (Tabela 4) foi possível gerar os hidrogramas totais para as bacias de contribuição, utilizando o método *Soil Conservation Service* (SCS), conforme exemplificado na Figura 4 para a bacia 1.

Figura 4 – Hidrograma total da bacia 1



No entanto, para a bacia 12, além de constar com a vazão gerada por ela, consta também com a vazão que recebe da bacia 13 e que passa na mesma tubulação, o mesmo acontece para a bacia 14b que recebe a vazão gerada pela bacia 14a. Portanto, o hidrograma

final das bacias 12 e 14 é a somatória dos dois hidrogramas iniciais gerados pelas bacias 12 e 13 e 14a e 14b, respectivamente.

Para a somatória dos dois hidrogramas foi necessário o cálculo de um tempo de retardo do escoamento (tempo em que a bacia 13 ou 14a passa a contribuir totalmente nas bacias 12 e 14b), para o qual foi utilizada a relação espaço-tempo da velocidade.

Para o cálculo da velocidade foi utilizada a relação vazão-área na equação de Manning (Equação 6) modificada (Equação 7), a seguir.

$$Q = \frac{A R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}}{n} \quad \text{(Equação 6)}$$

$$v = \frac{R^{\frac{2}{3}} S^{0,5}}{n} \quad \text{(Equação 7)}$$

Onde: v = velocidade do escoamento em m/s; Q = vazão em m³/s; A = área de drenagem em km²; R = raio hidráulico em m; S ou I = declividade em m/m e; n = coeficiente de rugosidade.

A Tabela 7 demonstra as características dos trechos existentes, do ponto de saída da tubulação na bacia 13 até o ponto da bacia 12, e do ponto de saída na bacia 14a até o ponto da bacia 14b, respectivamente, dados de comprimento (L), diâmetro (D) e declividade (I), necessários para o cálculo da velocidade na tubulação, tempo de retardo e vazão final.

Tabela 7 – Características do trecho de tubulação nas bacias 12 e 14b

| Bacia | Trecho | L (m) | D (m) | I (m/m) |
|-------|--------|--------|-------|----------|
| 12 | T2-1 | 23,20 | 1,0 | 0,023300 |
| | T2-2 | 25,00 | 1,0 | 0,023200 |
| | T2-3 | 12,10 | 1,0 | 0,024800 |
| | T2-4 | 37,90 | 1,0 | 0,023700 |
| | T2-5 | 25,00 | 1,0 | 0,023600 |
| | T2-6 | 25,00 | 1,0 | 0,022000 |
| 14b | T9-4 | 82,09 | 0,8 | 0,014618 |
| | T9-5 | 103,67 | 0,8 | 0,031832 |

Na bacia 12, o raio hidráulico é $\frac{0,67}{2,21}$, ou seja, 0,30 m, pois para uma tubulação de diâmetro de 1 m, o perímetro molhado é 2,21 m e a área molhada é 0,67 m². Na bacia 14b, o raio hidráulico é $\frac{0,36}{1,54}$, ou seja, 0,23 m, pois para uma tubulação de diâmetro de 0,8 m, o perímetro molhado é 1,54 m e a área molhada é 0,36 m².

Para a declividade foi feito uma média entre as declividades de cada trecho da tubulação, demonstrado a seguir para a bacia 12 e 14b, respectivamente.

$$I_{\text{media}} (\text{bacia 12}) = \frac{\sum L \times I \times n}{\sum L \times n} = \frac{0,540 + 0,580 + 0,300 + 0,898 + 0,590 + 0,550}{148,2} = 0,0233 \frac{m}{m}$$

$$I_{\text{media}} (\text{bacia 14b}) = \frac{82,09 \times 0,014618 + 103,67 \times 0,031832}{82,09 + 103,67} = \frac{4,000}{185,76} = 0,0215 \frac{m}{m}$$

Com o raio hidráulico, a declividade média e o coeficiente de rugosidade da tubulação, utilizada para o concreto (que segundo o DAEE (2005) tem o valor de 0,018 e um valor de 4 m/s de velocidade máxima nos canais), temos a velocidade na tubulação, a seguir.

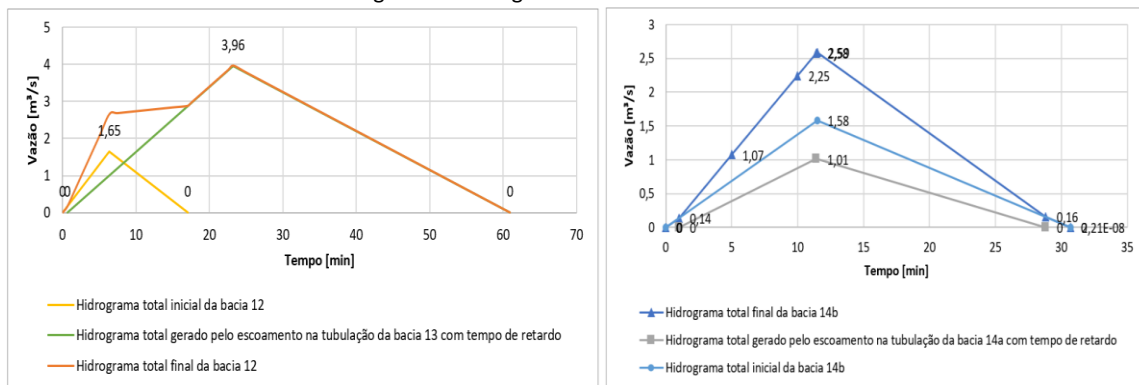
$$v = \frac{(0,30)^{\frac{2}{3}} (0,0233)^{0,5}}{0,018} = 3,80 \frac{m}{s} (\text{bacia 12}); v = \frac{(0,23)^{\frac{2}{3}} (0,0215)^{0,5}}{0,018} = 3,06 \frac{m}{s} (\text{bacia 14b})$$

Assim, considerando a relação espaço/tempo da velocidade, e que o espaço é o comprimento na tubulação, igual a 148,2 m para a bacia 12 e 185,76 m para a bacia 14b, o tempo de retardo pode ser calculado pela relação:

$$t = \frac{148,2}{3,80} = 39 \text{ s} = 0,65 \text{ m (bacia 12)}; t = \frac{185,76}{3,06} = 60,70 \text{ s} = 1,01 \text{ m (bacia 14b)}$$

Portanto, os hidrogramas totais finais para a tubulação de saída será a soma dos dois hidrogramas, sendo que o hidrograma da bacia 13 com um tempo de retardo de 0,65 min e bacia 14a um tempo de 1,01 min, com suas contribuições nos exutórios das bacias começando a partir desses pontos. Com a equação da reta foi possível equacionar as subidas e descidas e assim somar os dois hidrogramas e encontrar o hidrograma total final da bacia 12 (Figura 5) e 14b (Figura 6).

Figura 5 – Hidrograma total final da bacia 12



3.3.3 Análise

Após a divisão em setores ou bacias da área urbana de contribuição, foi possível obter as vazões máximas ou de demanda nas saídas de tubulação de cada uma e a elaboração dos hidrogramas totais do sistema existente. Com isso, é possível fazer uma comparação com a vazão de capacidade da tubulação existente para a análise do sistema.

A Tabela 8 apresenta os dados da tubulação existente nos exutórios das bacias para o cálculo da vazão de capacidade.

Tabela 8 – Dados da tubulação existente de saída das bacias

| Bacia | Declividade [m/m] | Diâmetro da tubulação de saída | Área molhada [m²] | Perímetro molhado [m] | Raio hidráulico [m] |
|-------|-------------------|--------------------------------|-------------------|-----------------------|---------------------|
| 1 | - | - | - | - | - |
| 2 | 0,033018 | Ø 60 cm | 0,24 | 1,33 | 0,18 |
| 3 | - | - | - | - | - |
| 4 | 0,133491 | Ø 80 cm | 0,36 | 1,54 | 0,23 |
| 5 | 0,140749 | Ø 60 cm | 0,24 | 1,33 | 0,18 |
| 6 | 0,084609 | Ø 60 cm | 0,24 | 1,33 | 0,18 |
| 7 | 0,153744 | Ø 60 cm | 0,24 | 1,33 | 0,18 |
| 8 | 0,165633 | Ø 60 cm | 0,24 | 1,33 | 0,18 |
| 9 | 0,074372 | Ø 80 cm | 0,36 | 1,54 | 0,23 |
| 10 | - | - | - | - | - |
| 11 | - | - | - | - | - |
| 12 | 0,022000 | Ø 100 cm | 0,67 | 2,21 | 0,30 |
| 13 | 0,040348 | Ø 60 cm | 0,24 | 1,33 | 0,18 |
| 14a | 0,107599 | Ø 60 cm | 0,24 | 1,33 | 0,18 |
| 14b | 0,012266 | Ø 80 cm | 0,36 | 1,54 | 0,23 |
| 15 | - | - | - | - | - |

A vazão de capacidade foi calculada pela fórmula de Manning, utilizando a declividade e o diâmetro da tubulação encontrados nos projetos disponibilizados. A área molhada e o raio hidráulica foram calculados a partir do diâmetro e o coeficiente de rugosidade utilizado foi de 0,018. Assim, foi possível fazer uma avaliação da eficiência do sistema de drenagem da cidade, fazendo uma análise comparativa entre a demanda e a capacidade da tubulação (Tabela 9).

Tabela 9 – Comparação entre a vazão de demanda e de capacidade e déficit encontrado

| Bacia | Vazão de demanda [m³/s] | Vazão de capacidade [m³/s] | Déficit* [m³/s] |
|-------|-------------------------|----------------------------|-----------------|
| 1 | 0,39 | - | 0,39 |
| 2 | 0,27 | 0,77 | -0,50 |
| 3 | 0,18 | - | 0,18 |
| 4 | 1,85 | 2,74 | -0,89 |
| 5 | 0,52 | 1,59 | -1,07 |
| 6 | 1,74 | 1,24 | 0,50 |
| 7 | 0,67 | 1,67 | -1,00 |
| 8 | 1,19 | 1,73 | -0,54 |
| 9 | 1,34 | 2,05 | -0,71 |
| 10 | 1,98 | - | 1,98 |
| 11 | 0,33 | - | 0,33 |
| 12 | 3,96 | 2,47 | 1,49 |
| 13 | 3,96 | 0,85 | 3,11 |
| 14a | 1,01 | 1,39 | -0,38 |
| 14b | 2,59 | 0,83 | 1,76 |
| 15 | 0,79 | - | 0,79 |

*O déficit foi calculado pela diferença da vazão de demanda e capacidade, sendo os valores negativos os que a capacidade foi maior que a demanda.

Com a verificação da eficiência do sistema existente foi possível observar que as tubulações das bacias 6, 12, 13 e 14b não tem capacidade de suportar a vazão de demanda, com déficit de vazão de 0,50, 1,49, 3,11 e 1,76 m³/s, respectivamente. Foi possível observar ainda que as bacias 1, 3, 10, 11 e 15 não possuem uma tubulação de saída adequada para receber a vazão de demanda tendo, portanto, um déficit total. Ressalta-se que as demais bacias possuem um valor de vazão de capacidade adequado para suportar a demanda na tubulação, mas apenas a bacia 8 não atende a velocidade máxima no concreto, de 4,00 m/s, sendo os valores de velocidade apresentados na Tabela 10, a seguir.

Tabela 10 – Verificação da velocidade nas bacias 2, 4, 5, 7-9, 14a

| Bacias | 2 | 4 | 5 | 7 | 8 | 9 | 14a |
|----------|------|------|------|------|------|------|------|
| Q (m³/s) | 0,27 | 1,85 | 0,52 | 0,67 | 1,19 | 1,34 | 1,01 |
| A (m²) | 0,28 | 0,50 | 0,28 | 0,28 | 0,28 | 0,50 | 0,28 |
| v (m/s) | 0,96 | 3,70 | 1,86 | 2,39 | 4,25 | 2,68 | 3,61 |

4 RESULTADOS

Para dimensionar o diâmetro da tubulação que atenda a vazão de demanda das bacias 6, 12, 13 e 14b foi utilizada a fórmula de Manning adaptada. Como a vazão de capacidade tem que ser maior ou igual à vazão de demanda, foi preciso calcular o diâmetro necessário para atender o déficit de vazão nessas bacias. O cálculo do diâmetro mínimo da tubulação que atenda esses valores está representado na Tabela 12. Assim, para as bacias será preciso encontrar o diâmetro que melhor atenda uma vazão de déficit, adotando-se a mesma declividade utilizada

para a tubulação da bacia e coeficiente de rugosidade do concreto de 0,018. Dessa forma, encontra-se um parâmetro $A R^{\frac{2}{3}}$ para determinação do diâmetro da tubulação (Tabela 11).

Tabela 11 – Dados para o cálculo do diâmetro mínimo da tubulação

| D _{tubulação} [m] | A [m ²] | P [m] | Rh [m] | $\frac{2}{R^3}$ | $A R^{\frac{2}{3}}$ |
|----------------------------|---------------------|-------|---------|-----------------|---------------------|
| 0,40 | 0,11 | 0,88 | 0,12500 | 0,250000 | 0,027500 |
| 0,50 | 0,17 | 1,11 | 0,15315 | 0,286253 | 0,048663 |
| 0,60 | 0,24 | 1,33 | 0,18045 | 0,319330 | 0,076639 |
| 0,70 | 0,33 | 1,55 | 0,21290 | 0,356551 | 0,117662 |
| 0,80 | 0,36 | 1,54 | 0,23377 | 0,379479 | 0,136612 |
| 0,90 | 0,54 | 1,99 | 0,27136 | 0,419141 | 0,226633 |
| 1,00 | 0,67 | 2,21 | 0,30317 | 0,451289 | 0,302363 |
| 1,10 | 0,82 | 2,44 | 0,33697 | 0,483373 | 0,396366 |
| 1,20 | 0,97 | 2,66 | 0,36466 | 0,510419 | 0,495106 |
| 1,30 | 1,14 | 2,88 | 0,39583 | 0,539107 | 0,614582 |

Foi considerado 80% de lâmina de água na tubulação.

Tabela 12 – Dimensionamento da tubulação para a vazão em déficit

| Bacia | Q _{déficit} [m ³ /s] | n | I [m/m] | $A R^{\frac{2}{3}}$ | D _{min tubulação} [m] | A [m ²] | v [m/s] |
|-------|------------------------------------------|-------|----------|---------------------|--------------------------------|---------------------|---------|
| 6 | 0,50 | 0,018 | 0,084609 | 0,030941 | 0,50 | 0,17 | 2,94 |
| 12 | 1,49 | 0,018 | 0,022000 | 0,180820 | 0,90 | 0,54 | 2,76 |
| 13 | 3,11 | 0,018 | 0,040348 | 0,278690 | 1,00 | 0,67 | 4,64* |
| | | | | | 1,10 | 0,82 | 3,79 |
| 14b | 1,76 | 0,018 | 0,012266 | 0,286044 | 1,00 | 0,67 | 2,63 |

*Segundo o DAEE (2005), a velocidade máxima em tubulação de concreto é 4,00 m/s, portanto para a bacia 13, o diâmetro de 1,00 m, que atendeu aos parâmetros de $A R^{\frac{2}{3}}$, não atendeu a velocidade máxima, assim foi utilizado o diâmetro de 1,10 m, no qual atendeu a ambas as situações.

Adotou-se a mesma declividade da tubulação apenas para fins de aproveitamento dos componentes principais da rede de drenagem existente, como as caixas de passagem. Sendo assim, foram encontrados diâmetros mínimos que podem suprir a vazão de demanda em déficit no sistema existente.

Para os sistemas que não apresentam galerias foram dimensionadas tubulações a fim de suprir essa demanda conforme Tabela 13, a seguir.

Tabela 13 – Dimensionamento da tubulação para as bacias com sistema inexistente

| Bacia | Q _{déficit} [m ³ /s] | n | I [m/m] | $A R^{\frac{2}{3}}$ | D _{min tubulação} [m] | A [m ²] | v [m/s] |
|-------|------------------------------------------|-------|----------|---------------------|--------------------------------|---------------------|---------|
| 1 | 0,39 | 0,018 | 0,004156 | 0,108893 | 0,70 | 0,33 | 1,18 |
| 3 | 0,18 | 0,018 | 0,005814 | 0,042492 | 0,50 | 0,17 | 1,06 |
| 10 | 1,98 | 0,018 | 0,004017 | 0,562324 | 1,30 | 1,14 | 1,74 |
| 11 | 0,33 | 0,018 | 0,006473 | 0,073830 | 0,60 | 0,24 | 1,38 |
| 15 | 0,79 | 0,018 | 0,007719 | 0,161852 | 0,90 | 0,54 | 1,46 |

Foi sugerido uma declividade que melhor se adapte à topografia da bacia, de acordo com a declividade equivalente do terreno calculada anteriormente.

Foram encontrados diâmetros de 0,70, 0,50, 1,30, 0,60, 0,90 m para as bacias 1, 3, 10, 11 e 15, respectivamente, das quais não possuem sistema de drenagem urbana. Foram encontrados também diâmetros de 0,50, 0,90, 1,10 e 1,00 m para as bacias 6, 12, 13 e 14b, respectivamente, das quais foram as únicas com sistema existente que não suprem a necessidade de demanda da tubulação. A vazão de capacidade da tubulação nas bacias 2, 4, 5, 7, 9 e 14a atende a vazão de demanda e a velocidade da tubulação, contudo a bacia 8 que atende também a vazão de demanda, não atende a velocidade máxima na tubulação, com um valor de

4,25 m/s. A bacia 8 possui uma vazão de demanda de 1,19 m³/s, tubulação de área 0,28 m² e diâmetro 60 cm, recalculando a área para atender a vazão, pela relação de vazão por área, utilizando a velocidade máxima, encontrou-se um valor de 0,30 m² e 62 cm de diâmetro, com uma vazão excedida no valor de 0,02 m². Sugere-se a implantação de uma tubulação adicional com diâmetro mínimo comercial para aumentar a área de drenagem da bacia, adotou-se um valor de 30 cm de diâmetro como valor mínimo comercial.

4.1 Propostas

4.1.1 Implantação de um novo sistema de drenagem

A proposta principal baseia-se na tubulação existente no sistema de drenagem da cidade, com a implantação de um novo sistema para coleta da vazão em déficit, conforme Tabela 14, que apresenta uma análise comparativa da situação atual com uma nova proposta.

Tabela 14 – Análise comparativa da situação atual com uma nova proposta

| Bacia | Situação atual | | Proposta (situação futura) | |
|-------|-----------------------------|--------------------------------|-----------------------------|--------------------------------|
| | Déficit [m ³ /s] | Diâmetro da tubulação de saída | Déficit [m ³ /s] | Diâmetro da tubulação de saída |
| 1 | 0,39 | - | 0,00 | + Ø 70 cm |
| 2 | -0,50 | Ø 60 cm | -0,50 | Nenhuma intervenção |
| 3 | 0,18 | - | 0,00 | + Ø 50 cm |
| 4 | -0,89 | Ø 80 cm | -0,89 | Nenhuma intervenção |
| 5 | -1,07 | Ø 60 cm | -1,07 | Nenhuma intervenção |
| 6 | 0,50 | Ø 60 cm | 0,24 | + Ø 50 cm |
| 7 | -1,00 | Ø 60 cm | -1,00 | Nenhuma intervenção |
| 8 | -0,54 | Ø 60 cm | -0,54 | + Ø 30 cm (D _{min}) |
| 9 | -0,71 | Ø 80 cm | -0,71 | Nenhuma intervenção |
| 10 | 1,98 | - | 0,00 | + Ø 130 cm |
| 11 | 0,33 | - | 0,00 | + Ø 60 cm |
| 12 | 1,49 | Ø 100 cm | 0,67 | + Ø 90 cm |
| 13 | 3,11 | Ø 60 cm | 0,24 | + Ø 110 cm |
| 14a | -0,38 | Ø 60 cm | -0,38 | Nenhuma intervenção |
| 14b | 1,76 | Ø 80 cm | 0,36 | + Ø 100 cm |
| 15 | 0,79 | - | 0,00 | + Ø 90 cm |

Como citado anteriormente, as bacias 2, 4, 5, 7, 9 e 14a, não precisam de intervenção, pois a vazão de capacidade é maior que a vazão de demanda e também atendem a velocidade na tubulação. A proposta, então, consiste na implantação de tubulação de saída nas bacias 1, 3, 10, 11 e 15, com os diâmetros 70, 50, 130, 60 e 90 cm, respectivamente, das quais não possuem um sistema de drenagem para as saídas; e também implantação de um novo sistema nas bacias 6, 12, 13 e 14b de diâmetros 50, 90, 110 e 100 cm, que atualmente possuem uma tubulação de saída de diâmetros 60, 100, 60 e 80 cm, respectivamente, das quais não possuem um sistema de drenagem eficiente; e na bacia 8, da qual possui uma tubulação de 60 cm e que não atende a vazão, a implementação de um diâmetro mínimo comercial de 30 cm.

4.1.2 Implantação de uma proposta sustentável

Uma alternativa sustentável para resolver o problema de vazão excedente seria a implantação de áreas permeáveis como, por exemplo, valetas de infiltração em locais do sistema de microdrenagem que não possuem um sistema eficiente, através, por exemplo, de tubo dreno

flexível fabricado em polietileno de alta densidade corrugado, de fácil instalação, captando e direcionando o efluente para a sarjeta e, após, até a boca de lobo mais próxima, garantindo eficiência e economia.

Essas áreas permeáveis podem ser aplicadas nos estacionamentos da praça central da cidade (Praça Santa Terezinha), como ponto de intenso escoamento superficial, localizados nas ruas Thomaz Magdaleno, Francisco F. Barbosa e Ramillo Eugênio da Luz, de intensa circulação de pedestres. Esse sistema também pode ser implantado em qualquer ponto da cidade que necessita suprir vazão excedente. A proposta consiste em abertura de vala, aplicação de brita, instalação de geotêxtil não tecido atuando como elemento filtrante, retendo detritos de terra e atulhamento, aplicação de brita, posicionamento do tubo dreno, aplicação de brita, fechamento da manta, fechamento com terra e plantação de gramíneas, sequencialmente.

Outra alternativa seria a implantação de asfalto permeável no estacionamento para resolver esse problema de escoamento superficial na praça Santa Terezinha, que consistiria na aplicação de camada de revestimento asfáltico poroso, material poroso (podendo ser pedrisco ou pó de pedra), brita 1 ou 2, sobre solo compactado, e tudo dreno flexível também em polietileno, podendo também ser aplicado o geotêxtil não tecido.

5 CONCLUSÃO

Dentre os resultados obtidos é possível concluir que o sistema de drenagem da cidade de Paulistânia/SP não é eficiente em sua totalidade.

Com a obtenção das vazões de demanda na tubulação foi possível fazer uma análise comparativa com a vazão de capacidade do sistema existente. As bacias 6, 12, 13 e 14b não tem capacidade de suportar a vazão de demanda, com um déficit de vazão de 0,50, 1,49, 3,11 e 1,76 m³/s necessitando uma intervenção no seu ponto de saída com a instalação de uma tubulação de 50, 90, 110 e 100 cm de diâmetro, respectivamente. As bacias 1, 3, 10, 11 e 15, das quais não possuem sistema de drenagem, necessitam da implantação de tubulações com diâmetros de 70, 50, 130, 60 e 90 cm respectivamente, para suprir a vazão de demanda. A bacia 8 necessita da implantação um diâmetro mínimo comercial, adotado um valor de 30 cm, para atender a velocidade máxima. Os exutórios das demais bacias não necessitam de intervenção.

Uma proposta sustentável foi apresentada para solucionar os problemas de escoamento superficial intenso nos estacionamentos da praça central da cidade, com a implantação de áreas permeáveis, como canaletas de drenagem, ou ainda asfalto permeável, instalação de pequenos reservatórios nas praças ou até calçadas sustentáveis, para o amortecimento das cheias e redução de custos de implantação.

Recomenda-se que seja feito o dimensionamento do canal ao redor da cidade e sua harmonização para integração com a área urbana, com a urbanização e crescimento da cidade é imprescindível seu dimensionamento, assim como o dimensionamento do sistema de microdrenagem (poços de visita, caixas de passagem, tubos de queda, traçado de galerias, capacidade de escoamento da sarjeta e engolimento da boca coletora), estudar a criação de processos erosivos lineares na região (importante pois a percolação da água pode ocasionar erosão interna pela sua extensão em áreas urbanizadas), criação de meios de dissipação da água nos pontos de despejo de águas pluviais nos canais, nos quais este trabalho não se aprofundou.

6 REFERÊNCIAS

AUTODESK Autocad versão 2021 para Windows 64 bits: Autodesk. Disponível para download em: <<https://www.autodesk.com.br/>>. Acesso em: 1 de julho de 2022.

DEPARTAMENTO DE ÁGUA E ENERGIA ELÉTRICA (DAEE); COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL (CETESB). **Drenagem urbana**: manual de projeto. 2 ed.. São Paulo – SP, 1980. 468 p..

DEPARTAMENTO DE ÁGUAS E ENERGIA ELÉTRICA (DAEE). **Guia Prático para projetos de pequenas obras hidráulicas**. São Paulo – SP, 2005. 112 p..

FUNDAÇÃO BRASILEIRA PARA O DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL (FBDS). **Repositório público de mapas e shapefiles para download**. Disponível em: <https://www.fbds.org.br/article.php3?id_article=594>. Acesso em: 30 de outubro de 2022.

FIORIO, P. R.. et al. **Comparação de equações de chuvas intensas para localidades do Estado de São Paulo**. Eng. Agríc. Jaboticabal, v.32, n.6, p.1080-1088, 2012.

Google Earth Pro versão 7.3 para Windows 64 bits: Disponível para download em: <<https://www.google.com.br/earth/download/gep/agree.html>>. Acesso em: 5 de outubro de 2022.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE). **IBGE Cidades**. Disponível em: <<https://cidades.ibge.gov.br/brasil/sp/paulistania/panorama>>. Acesso em: 01 de abril de 2022.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE). **Base de faces de logradouros por UF/Municípios (shp)**. Disponível em: <<https://www.ibge.gov.br/geociencias/organizacao-do-territorio/malhas-territoriais/28971-base-de-faces-de-logradouros-do-brasil.html?=&t=acesso-ao-produto>>. Acesso em: 30 de outubro de 2022.

PLÚVIO 2.1: chuvas intensas para o Brasil. GPRH: Grupo de Pesquisa em Recursos Hídricos, UFV: Universidade Federal de Viçosa. Disponível em: <<http://www.gprh.ufv.br/?area=softwares>>. Acesso em: 25 de junho de 2022.

PREFEITURA MUNICIPAL DE PAULISTÂNIA (PMP). **Plano de macrodrenagem do município de Paulistânia – SP**. 1 ed.. Paulistânia – SP, 2011.

QGIS Development System. QGIS Geographic Information System versão 3.10.8 A Coruña para Windows 64 bits: Disponível para download em: <<https://qgis.org/en/site/forusers/download.html>>. Acesso em: 1 de agosto de 2022.

TOPODATA: Banco de dados geomorfométricos do Brasil. INPE: Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais. Disponível em: <<http://www.dsr.inpe.br/topodata/acesso.php>>. Acesso em: 17 de novembro de 2022.

TUCCI, C. E. M.; PORTO, R. L. L.; BARROS, M. T.. **Drenagem urbana**. 1 ed.. PORTO ALEGRE – RS: ABRH – Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 1995. 428 p..

TUCCI, C. E. M.; MARQUES, D. M. L. M.. **Avaliação e controle da drenagem urbana**. 1 ed.. PORTO ALEGRE - RS: UFRGS, 2000. 558 p..