

USO DE RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO COMO ESTRATÉGIA DE REDUÇÃO DE ENCHENTES NA ÁREA CENTRAL DE UMUARAMA (PR)

USE OF DETENTION RESERVOIR AS A FLOOD MITIGATION STRATEGY IN THE DOWNTOWN OF UMUARAMA (PR)

OLINDO SAVI^{1*}, JOÃO HENRIQUE FREITAS², SABRINA AGUIAR DA SILVA³, MARIANA DE OLIVEIRA PEREIRA⁴, NATHALIA GUARIENTO VIEIRA⁵, ANDRÉ LUIS NOCERA MANSOUR⁶

1. Olindo Savi, mestre em Engenharia Urbana, professor do Curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá - Campus Regional de Umuarama; 2. João Henrique de Freitas, Mestre em engenharia civil, professor do Curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá - Campus Regional de Umuarama; 3. Sabrina Aguiar da Silva, mestra em Inovações Tecnológicas em Saneamento e Recursos Hídricos, doutoranda em Engenharia Civil, professora do Curso de Engenharia Civil do Instituto Federal do Mato Grosso do Sul - Campus Aquidauana; 4. Mariana de Oliveira Pereira, Pós - doutorado em Engenharia Agrícola, docente do Departamento de Engenharia Agrícola - DEA, Universidade Estadual de Maringá - UEM, Campus do Arenito - Cidade Gaúcha; 5. Nathalia Guariento Vieira, Técnica em Edificações na Companhia de Saneamento do Paraná - SANEPAR, graduada pelo Instituto Federal do Paraná e Engenheira Civil pela Universidade Estadual de Maringá - Campus Umuarama; 6. André Luis Nocera Mansour, doutor em engenharia civil, professor do Curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá - Campus Regional de Umuarama.

* Avenida Dr. Ângelo Moreira da Fonseca, 1800, Parque Danielle, Umuarama, Paraná, CEP: 87506-370. osavi@uem.br

Recebido em 16/12/2025. Aceito para publicação em 05/05/2026

RESUMO

O estudo aborda o problema recorrente de enchentes na área central de Umuarama (PR), decorrentes da elevada taxa impermeabilização do solo e da insuficiência do sistema de drenagem existente. São apresentados os princípios de micro e macrodrenagem, bem como os métodos de estimativa de vazões de projeto, incluindo o Racional e o Hidrograma Unitário Sintético de Snyder, e critérios de dimensionamento de dispositivos de controle de cheias. Realiza a delimitação da bacia de contribuição e de uma sub-bacia a montante do ponto proposto para a implantação do reservatório, utilizando imagens aéreas e ferramentas de SIG para a caracterização detalhada do uso e cobertura do solo. Os resultados indicam taxas de impermeabilização superior a 60%. A análise pluviométrica e hidrológica demonstra que a capacidade atual da drenagem, aproximadamente 15,8 m³/s, é insuficiente para suportar as vazões de pico estimadas de 23,9 m³/s para um período de recorrência de 25 anos. Diante dessa incompatibilidade, são discutidas alternativas de mitigação, como reforço da rede com novas tubulações ou a implantação de um reservatório de detenção, cuja simulação indica a necessidade de uma capacidade volumétrica da ordem de 5.600 m³.

PALAVRAS-CHAVE: Drenagem urbana; Bacia de detenção; Controle de cheias; Mitigação de cheias; Manejo de águas pluviais.

ABSTRACT

The study addresses the recurring problem of flooding in the downtown of Umuarama (PR), resulting from high soil impermeability and the inadequacy of the existing drainage system. The principles of micro and macro drainage are presented, as well as methods for estimating design flows, including Rational and Synthetic Unit Hydrograph methods, and criteria for sizing flood control devices. It delimits the

contributing basin and a sub-basin upstream of the proposed location for the detention reservoir, using aerial images and GIS tools for detailed characterization of land use and land cover. The results indicate impermeability rates exceeding 60%. The rainfall and hydrological analysis shows that the current drainage capacity, approximately 15,8 m³/s, is insufficient to support the estimated peak flows of 23,9 m³/s for a 25-year recurrence time. Given this incompatibility, mitigation alternatives are discussed, such as reinforced the network with new pipes or implementing a detention reservoir, whose simulation indicates the need for a volumetric capacity around 5,600 m³.

KEYWORDS: Urban drainage; Detention basin; Flood control; Flood mitigation; Stormwater management.

1. INTRODUÇÃO

O processo de urbanização brasileiro intensificou-se a partir da década de 1960, resultando em um crescimento acelerado da população residente em áreas urbanas, fazendo com que a proporção de habitantes vivendo nas cidades passasse de aproximadamente 70% em 1940 para 81% em 2000, refletindo em profundas mudanças no uso e ocupação do solo¹.

Esse avanço urbano, quando não orientado por diretrizes de planejamento adequado, contribuiu para a intensificação de problemas ambientais, especialmente no que se refere às enchentes em áreas urbanas². Os efeitos de inundações tornaram-se mais frequentes e severos, atingindo tanto regiões de várzea ribeirinha aos cursos d'água, quanto áreas centrais das cidades, consequência direta da ocupação desordenada e do aumento da impermeabilização². Diante desse cenário, torna-se evidente que o simples diagnóstico do problema e a contabilização dos prejuízos não é suficiente². A gestão urbana necessita integrar estratégias de prevenção, mitigação e controle dos impactos

associados à chuvas intensas, articulando o planejamento hidrológico ao desenho urbano². Nesse contexto, o controle de cheias desempenha papel essencial e pode ser realizado por meio de medidas estruturais e não estruturais ou a combinação de ambas².

Controle de cheias

Segundo o Escritório das Nações Unidas para a Redução do Risco de Desastres, os controles de cheias podem ser feitos por estruturais e não estruturais³. As medidas estruturais correspondem a soluções baseadas em construções físicas ou intervenções técnicas destinadas a reduzir ou evitar impactos de desastres³. Já as medidas não estruturais envolvem ações de planejamento, políticas públicas, regulamentações e iniciativas educativas voltadas à redução de riscos³.

Medidas estruturais: entre as medidas estruturais destacam-se os reservatórios de retenção, destinados ao armazenamento temporário do escoamento superficial, com posterior liberação controlada⁴. Diferenciam-se dos reservatórios de retenção, que mantêm um volume permanente de água⁴.

Normalmente, os reservatórios de retenção são dimensionados para períodos de retorno de 25 anos e tem como objetivo o amortecimento das vazões de pico provenientes das redes de drenagem⁴.

Além dessas estruturas de maior porte, microrreservatórios implantados em lotes urbanos também contribuem significativamente para a redução da impermeabilização e para controle dos picos de vazão⁵ e se constituem em métodos alternativos para o controle de inundação⁶. Estudos realizados em 2012 na área de pesquisa indicam que a adoção desse tipo de solução ocuparia apenas 1,1% da superfície total dos lotes, representando alternativa eficiente e de baixo impacto para mitigação de enchentes⁷.

Medidas não estruturais: as medidas não estruturais englobam regulamentações de drenagem urbana sustentável, exigência de limites máximos de impermeabilização, incentivos ao uso de sistemas de aproveitamento de águas pluviais, telhados verdes e pavimentos permeáveis⁸. Envolvem ainda a implementação de programas de manutenção preventiva dos reservatórios e das redes de drenagem, de modo a evitar assoreamento e acúmulo de resíduos que comprometem o desempenho hidráulico.

Hidrologia urbana e impermeabilização

A análise hidrológica em ambientes urbanos requer o entendimento do ciclo hidrológico e de seus componentes⁹, e para a determinação de vazão de projeto. são consideradas variáveis como área da bacia de contribuição, tempo de recorrência, intensidade de chuva de projeto, grau de impermeabilização dos solos, estimativas de perdas por infiltração e tempo de concentração¹⁰.

Tempo de recorrência: para obras de macrodrenagem urbana, autores como Fendrich¹¹, Suderhsa¹² e Kellner⁴

recomendam a adoção de períodos de retorno mínimos de 25 anos.

Vazão de projeto: a vazão de projeto pode ser obtida pelo Método Racional em bacias com áreas entre 0,5 e 5,0 km², conforme a Eq. 1¹¹.

$$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{3,6} \quad \text{Eq. 1}$$

Onde: 'Q' é a vazão de projeto (m³/s), 'C' o coeficiente de escoamento superficial (adimensional), 'i' a intensidade máxima de precipitação pluviométrica (mm/h) e 'A' a área de superfície da bacia (km²).

Apesar de amplamente utilizado, o Método Racional apresenta limitações por assumir precipitação uniforme ao longo do tempo de duração da chuva¹¹. Para maior precisão, empregam-se métodos baseados em hidrogramas unitários, como os modelos de Snyder e o Triângulo Sintético¹¹. O hidrograma unitário de Snyder foi o primeiro ao estabelecer metodologia com base nas características físicas da bacia, permitindo adaptação para diferentes regiões¹¹.

A metodologia atual do modelo de Snyder tem como parâmetro básico o tempo de retardamento da bacia 't_p' que é equivalente ao intervalo de tempo de escoamento entre o centro de gravidade do hietograma da precipitação e o pico do hidrograma, Figura 1, coeficientes ajustáveis (C_p e C_t), grau de impermeabilização (I_a) e demais parâmetros hidrológicos que permitem traçar o diagrama unitário e estimar o hidrograma de projeto.

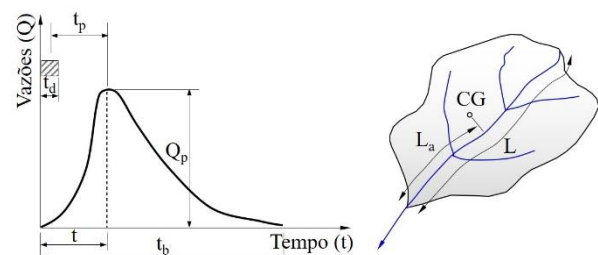


Figura 1. Reprodução da representação gráfica das variáveis do método de Snyder. **Fonte:** Fendrich¹¹.

Pelo método de Snyder, a vazão unitária é dada pela expressão da Eq. 2¹¹.

$$Q_p = \frac{2,76 \cdot C_p \cdot A}{t_p} \quad \text{Eq. 2}$$

Onde: 'Q_p' é a vazão unitária máxima (m³/s), 'C_p' é coeficiente que varia de 0,45 a 0,55 para bacias urbanas, 'A' é a área da bacia (km²) e 't_p' é o tempo de retardamento da bacia (h).

O coeficiente de retardo 'C_p' proposto por Snyder¹¹ é obtido pela **Erro! Fonte de referência não encontrada.**¹¹.

$$C_p = 0,89 \cdot (C_t)^{0,46} \quad \text{Eq. 3}$$

Onde: 'C_t' é um coeficiente que depende do grau de impermeabilização da bacia.

O coeficiente de tempo 'C_t' está relacionado com o grau de impermeabilização, que deverá ser superior a 30%, para ser aplicado, Eq. 3¹¹.

$$C_t = \frac{7,81}{(I_a)^{0,78}} \quad \text{Eq. 3}$$

Onde: 'I_a' é o grau de impermeabilização da bacia (%).

Para uma melhor precisão, os coeficientes de retardo e de tempo, 'C_p' e 'C_t' devem ser corrigidos, de acordo com o que segue¹¹:

Para a estimativa de C_t:

- para áreas mal drenadas, aumentar 10%;
- para áreas totalmente drenadas, reduzir 10%;
- corrigir 'C_t' para declividade correspondente a 80% da extensão do curso principal (S_c): para S_c < 0,01 m/m, C_t = 0,40 · C_{t0} · S_c^{-0,2}; para S_c > 0,025 m/m, C_t = 0,48 · C_{t0} · S_c^{-0,2}; e demais casos, C_t = C_{t0} (C_{t0} é obtido pela Eq. 3); e
- corrigir o 'C_p' apenas para a declividade

A partir dos parâmetros definidos, o traçado do diagrama, Figura 2.

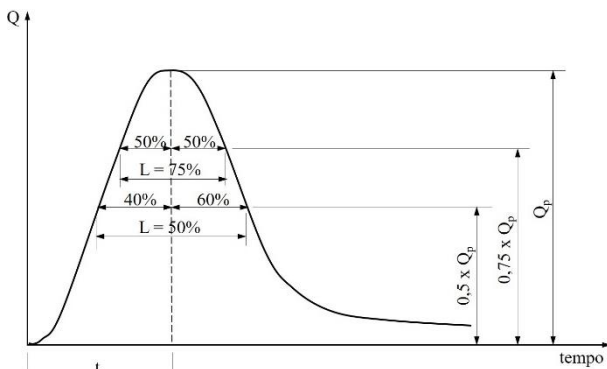


Figura 2. Pontos e formato do hidrograma unitário. **Fonte:** Reproduzido de Fendrich¹¹.

O tempo de duração da chuva 't_d' (h) é obtido pela Eq. 4, 't_p' em (h).

$$t_d = \frac{t_p}{5,5} \quad \text{Eq. 4}$$

O tempo de pico 't' (h) é determinado pela Eq. 5, t_p e t_d em (h).

$$t = \frac{21 \cdot t_p}{22} + 0,75 \cdot t_d \quad \text{Eq. 5}$$

O tempo de base 't_b' (dias) é obtido pela Eq. 6, t_d em (h).

$$t_b = 3 + \frac{t_p}{8} \quad \text{Eq. 6}$$

O tempo (comprimento) para 50% de 'Q_p' é dado pela Eq. 7, 'A' em km² e Q_p em m³/s, com distribuição de 40% no lado do ramo ascendente.

$$L_{50\%Q_p} = 1,89 \cdot \frac{A}{Q_p} \quad \text{Eq. 7}$$

O tempo (comprimento) para 75% de 'Q_p' é dado pela Eq. 8, 'A' em km² e Q_p em m³/s, com distribuição de 50% em cada ramo.

$$L_{75\%Q_p} = 0,98 \cdot \frac{A}{Q_p} \quad \text{Eq. 8}$$

Coefficiente de escoamento superficial: o coeficiente de escoamento superficial (runoff) relaciona-se às características da superfície e ao grau de impermeabilização da bacia. A Tabela 1 apresenta os

valores orientativos que permite a caracterização adequada do comportamento hidrológico urbano.

Tabela 1. Valores dos coeficientes de escoamento superficial (C%) em função do tipo de superfície.

| Tipo de cobertura do solo da bacia | Cetesb ¹³ | Villela & Mattos ¹⁴ |
|---|----------------------|--------------------------------|
| Telhados | 70 - 95 | 70 - 95 |
| Superfícies asfaltadas | - | 85 - 90 |
| Pavimentos | 40 - 90 | 75 - 85 |
| Vias macadamizadas (saibro) | 25 - 60 | 25 - 60 |
| Vias e passeios apedregulhados | 15 - 30 | 15 - 30 |
| Superfícies não pavimentadas, quintais e lotes vazios | 10 - 30 | 10 - 30 |
| Matas e jardins gramados | 5 - 25 | 1 - 20 |

Fonte: Adaptado de Cetesb¹³ e Villela & Mattos¹⁴.

Tempo de concentração: O tempo de concentração corresponde ao intervalo de tempo necessário para que o escoamento proveniente do ponto mais distante alcance o ponto de controle da bacia. Pode ser estimado por equações empíricas, como a fórmula de para áreas urbanas Carter¹⁵, Eq. 9.

$$t_c = 0,0977 \cdot \frac{L^{0,6}}{I^{0,3}} \quad \text{Eq. 9}$$

Onde: 't_c' é o tempo de concentração (h), 'L' o comprimento da linha d'água (km) e 'I' a declividade média da linha d'água (m/m).

Intensidade de precipitação pluviométrica e equações IDF: a intensidade de precipitação para um determinado tempo de retorno é obtida por equações que relacionam intensidade, duração e frequência (IDF), cuja forma geral, Eq. 10, permite a determinação de chuva de projeto para aplicação nos modelos hidrológicos¹¹.

$$i = \frac{K \cdot Tr^m}{(t + t_0)^n} \quad \text{Eq. 10}$$

Onde: 'i' é a intensidade de precipitação máxima (mm/h), 'Tr' é o tempo de recorrência (anos). 't' o tempo de concentração (min) e 'K', 'm' e 'n' são parâmetros determinados para cada estação pluviométrica.

Mapas e Sistemas de Informações Geográficas (SIG)

No estudo de drenagem urbana, mapas e geotecnologias são ferramentas fundamentais. Eles permitem identificar divisores de águas, delimitar bacias, e sub-bacias, analisar padrões de uso do solo, determinar declividades e comprimentos de escoamento, além de visualizar redes, reservatórios, vias e demais elementos da infraestrutura. Assim, com estas informações, pode-se estimar o grau de impermeabilização e os coeficientes de escoamento, permitindo o diagnóstico e a proposta de solução para correção de eventuais problemas. Além disso, auxiliam na produção de imagens que possam demonstrar os fenômenos que são estudados.

O termo mapa define de forma genérica os tipos de representação cartográfica, que se resume em uma lista de palavras, números ou gráfico, que descreve um determinado fenômeno, orientando o planejamento e conhecimento da extensão¹⁶. Um mapa é ainda uma representação plana, geométrica, simplificada e convencional, em escala, de uma região da superfície da

terra, objetiva representar de forma exata e detalhada a superfície em relação a posição, forma e dimensões¹⁷.

A cartografia se transformou numa especialidade devido a complexidade dos trabalhos¹⁷ e com a utilização de técnicas de computação gráfica, como o SIG permite uma visão mais abrangente dos problemas¹⁸.

Os mapas planialtimétricos e as plataformas SIG, como QGIS¹⁹, Google Earth Pro²⁰ e Autocad MAP 3D, possibilitam a construção de bases georreferenciadas e a elaboração de representações cartográficas essenciais ao diagnóstico e à simulação de cenários hidrológicos.

Capacidade de escoamento de emissários

A verificação da capacidade de condução das tubulações de drenagem operando em regime de escoamento livre é realizada por meio das equações de Manning²¹, Eq. 11 e Eq. 12, que permitem determinar a vazão e velocidade do fluxo a partir das características geométricas e de rugosidade dos condutos.

$$V = \frac{1}{n} \cdot Rh^{2/3} \cdot \sqrt{I} \quad \text{Eq. 11}$$

Onde: 'V' é a velocidade (m/s), 'n' o coeficiente de rugosidade de Manning, 'Rh' é o raio hidráulico (m) e 'I' a declividade da tubulação (m/m).

$$Q = V \cdot S \quad \text{Eq. 12}$$

Onde: 'Q' é a vazão de escoamento (m³/s, 'V' a velocidade (m/s) e 'S' a seção molhada do tubo (m²).

Os coeficientes de rugosidade de Manning, para os tubos e concreto variam de 0,012 a 0,015²¹.

Dimensionamento de reservatórios de detenção

O dimensionamento de reservatórios para amortecimento de picos de cheia é realizado a partir do balanço entre vazões afluentes e efluentes, representado pela Eq. 13, e pela sua transformada, Eq. 14, permitindo a determinação do volume necessário para garantir o controle de vazão desejado²².

$$\frac{dV}{dt} = Q_a - Q_e \quad \text{Eq. 13}$$

Onde: 'dV/dt' é a variação do volume, 'Q_a' a vazão afluente e 'Q_e' a efluente.

$$(Q_{a1} - Q_{a2}) + \left(\frac{2 \cdot V_1}{\Delta t} - Q_{e1} \right) = \left(\frac{2 \cdot V_2}{\Delta t} + Q_{e2} \right) \quad \text{Eq. 14}$$

Onde: 'Q_{a1}' e 'Q_{a2}' são as vazões afluentes nos momentos 1 e 2, 'V₁' e 'V₂' os volumes reservados, nos momentos 1 e 2, respectivamente 'Q_{e1}' e 'Q_{e2}' as vazões efluentes nos momentos 1 e 2 e 'Δt' o intervalo de tempo entre os dois momentos.

Objetivos do estudo

O presente trabalho teve como objetivo avaliar o volume de escoamento superficial gerado por chuvas intensas na área central de Umuarama-PR, considerando a bacia principal e sua sub-bacia, bem como verificar a capacidade de escoamento do emissário pluvial existente. A partir dessa análise, propôs-se a implantação

de um reservatório de detenção com capacidade para reduzir a vazão de pico a níveis compatíveis com a infraestrutura existente. Como alternativa, considerou-se também a ampliação e/ou substituição de trechos da rede de drenagem, de modo a adequá-la à demanda hidráulica projetada.

2. MATERIAL E MÉTODOS

A pesquisa foi caracterizada como descritiva, explicativa e aplicada, tendo como área de estudo a região central da cidade de Umuarama-PR. O objetivo principal foi avaliar a viabilidade de implantação de um reservatório de detenção do tipo *on-line* na rede de drenagem principal, localizado no limite da sub-bacia a montante do Estádio Lúcio Pipino. A metodologia adotada compreendeu as seguintes etapas:

1. Elaboração do mapa da área central, utilizando o aplicativo AutoCAD Map 3D (versão acadêmica da Autodesk), com base em imagens provenientes de levantamento aéreo realizado por drone em 2019. O mapeamento foi atualizado por meio da consolidação com imagens do Google Earth PRO de fevereiro de 2024 e complementado com a sobreposição de curvas de nível, reconstituídas a partir de voo aerofotogramétrico de 1996²³.
2. Delimitação dos perímetros da bacia e da sub-bacia, a partir da análise integrada do modelo altimétrico e do sistema de drenagem existente.
3. Classificação e delimitação do uso do solo, estruturadas em *layers* representando: superfícies de telhado, cobertura vegetal, calçamentos, pavimentação de vias e trechos de vias em leito natural.
4. Quantificação das áreas por classe de uso do solo, com organização dos resultados em planilhas estruturadas para duas unidades de análise: a bacia central (área total) e a sub-bacia.
5. Estimativa de vazões e elaboração de hidrogramas para eventos de chuva com tempo de recorrência de 25 anos, empregando coeficientes de *runoff* adequados às classes do uso do solo previamente definidas.
6. Avaliação da infraestrutura de drenagem existente, contemplando a análise da capacidade de escoamento do emissário principal.
7. Determinação da vazão excedente, identificando o volume de contribuição que ultrapassa a capacidade hidráulica do sistema atual.
8. Simulação do reservatório de detenção, conduzida para dimensionar o volume necessário para reduzir a vazão de pico à capacidade do emissário. O procedimento envolveu processos iterativos de ajuste da área de base do reservatório e das alturas máximas de água, com análise das vazões afluentes e efluentes e do volume armazenado em cada cenário.
9. Elaboração de proposta de dispositivos operacionais do reservatório, incluindo: separador de vazão regulado pelo limite máximo suportado pelo emissário para a sub-bacia; dissipador de energia na

entrada; rampas de acesso para limpeza e manutenção; e dispositivos de descarga para esvaziamento logo após os eventos de chuva.

10. Geração dos produtos geoespaciais finais, mediante exportação dos *layers* produzidos no AutoCAD MAP 3D (versão educacional) para arquivos *shapefile*, posteriormente importados no QGIS. Esses dados foram utilizados para a produção dos mapas temáticos finais, representando a área de estudo e indicando o local proposto para implantação do reservatório de detenção.

3. RESULTADOS

A cidade de Umuarama-PR, localizada no Noroeste do Paraná, possui uma população estimada de 123.059 habitantes em 2025²⁴. Seu sistema de drenagem central foi implantado na década de 1970, e documentos antigos, existentes nos arquivos do Departamento de Obras do Município de Umuarama, indicam que a rede de drenagem era inicialmente dimensionada com coeficiente de escoamento de 0,6. Trata-se de um período em que as cidades, de forma geral, mantinham os lotes urbanos com seu tamanho original e apresentavam baixa taxa de ocupação. Estes valores são observados também em exemplos de dimensionamento presentes na bibliografia²⁵, onde os valores de 'C' adotados eram de 0,55 (para a cidade de Planaltina do Paraná, p. 153) e de 0,5, 06 e 0,7 (p. 223).

Com o crescimento expressivo observado ao longo da evolução urbana de Umuarama, verificou-se um aumento substancial da impermeabilização do solo, associado à elevação da taxa de ocupação dos lotes. Em decorrência desse processo, estima-se que, atualmente, o coeficiente de deflúvio no perímetro urbano da cidade seja superior a 0,7.

A área central da cidade localiza-se nas menores cotas topográficas, atuando como ponto natural de convergência das redes de drenagem pluvial. Na Figura 3 apresenta-se a localização e o aspecto geral da área central da cidade.



Figura 3. Aspecto do centro da cidade de Umuarama-PR. **Fonte:** <https://www.umuarama.pr.gov.br/noticias/administracao/umuarama-entre-as-melhores-cidades-para-negocios-em-ranking-nacional-25/11/25>.

A análise da série histórica de precipitações diárias máximas (1974-2024) indica relativa estabilidade desse parâmetro ao longo do período analisado. Entretanto, entre 2012 e 2024 observa-se uma variação discreta, caracterizada inicialmente por um aumento e, posteriormente, por um decréscimo, conforme ilustrado na Figura 4.

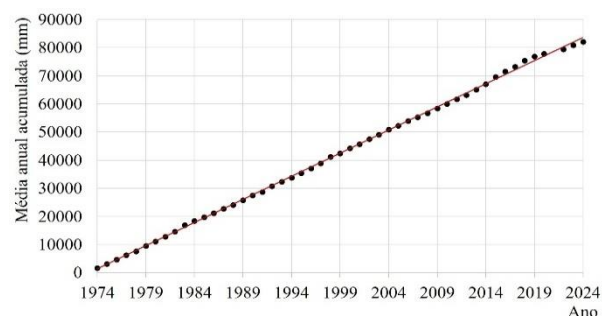


Figura 4. Precipitações anuais acumuladas (1974-2024). **Fonte:** IAT²⁶ e Simepar²⁷.

Com base nas análises realizadas, infere-se que os excedentes de chuva que resultam em episódios de inundação no centro da cidade estão diretamente relacionados ao aumento da impermeabilização superficial, podendo ainda sofrer influência das variações de intensidade pluviométrica posteriores a 2012. Como consequência, verificam-se eventos recorrentes de alagamentos na região central, conforme evidenciado na Figura 5, que apresenta registros fotográficos de ocorrências nos anos de 2023 e 2024.



Figura 5. Imagens de alagamentos no centro da cidade de Umuarama-PR, nos anos de 2023 e 2024. **Fonte:** Esquerda: <https://portalumuaramanews.com.br>; Direita: Hoje Mais Maringá, 2024.

Diante desse cenário, o estudo busca propor uma intervenção de baixo impacto urbano, com a implantação de um reservatório de detenção na parte central da bacia de contribuição, reduzindo a vazão de pico escoada ao emissário principal.

Mapeamento da área de contribuição

Para a delimitação das bacias de contribuição e o levantamento das superfícies das classes de uso e cobertura do solo, elaborou-se inicialmente o mapa da área de intervenção no software AutoCAD MAP 3D® (versões 2023-2024, Autodesk, licença acadêmica). O mapeamento baseou-se em mosaico aerofotogramétrico produzido por drone de mapeamento em 2019²⁸, cuja escala e acurácia foram previamente verificadas. Nesse ambiente, foram incorporados elementos cadastrais como arruamentos, quadras, praças e a divisão oficial de bairros.

A caracterização topográfica fundamentou-se na inserção de curvas de nível provenientes de levantamento aerofotogramétrico de 1996²³. O processo de compatibilização entre referenciais geodésicos SAD-69 e SIRGAS-2000 demonstrou convergência satisfatória, assegurando a confiabilidade no uso das cotas altimétricas.

A delimitação da bacia principal (área de estudo) e da sub-bacia a montante foi realizada com base na

interpretação das curvas de nível e na rede de drenagem urbana²⁹. O limite da bacia principal corresponde ao conjunto de áreas que escoam para o emissário que atravessa a região central, enquanto a sub-bacia representa a área contribuinte situada a montante do ponto previsto para a implantação do reservatório de detenção.

O uso e a cobertura do solo foram mapeados a partir do mosaico aerofotogramétrico²⁸, complementado por atualização visual por meio do Google Earth Pro^{®20}. As

categorias consideradas incluíram telhados, pavimentações, passeios, áreas verdes e solo natural exposto. A área correspondente às calçadas internas foi obtida a partir dos limites de influência das quadras, descontando-se os demais usos identificados no mapeamento. todas as áreas foram sistematizadas por quadra, adotando-se os eixos viários como limite físicos de referência.

A Figura 6 apresenta o mapa contendo a delimitação da área de estudo e da sub-bacia.

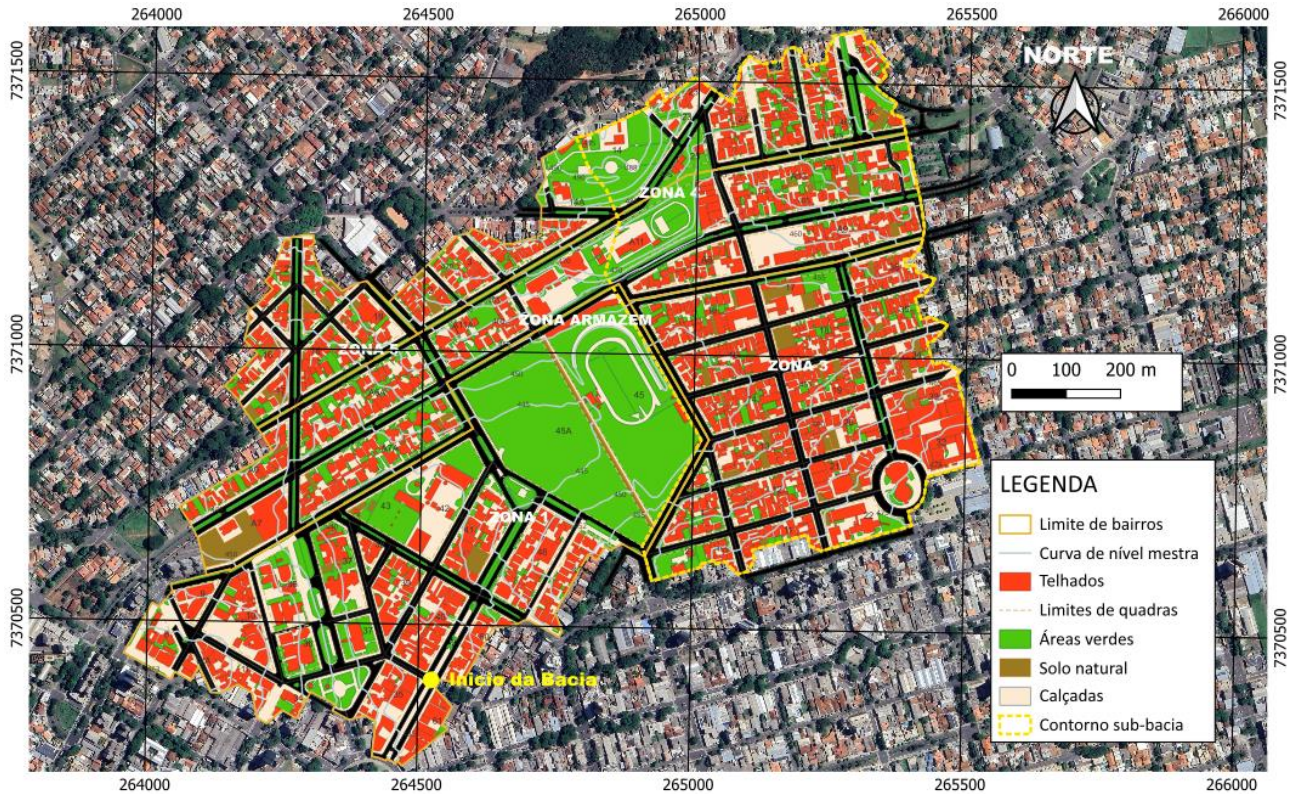


Figura 6. Mapa da área de estudo, com a delimitação da sub-bacia. **Fonte:** Elaborado pelos autores.

Com base nos *layers* de uso e cobertura do solo, foram obtidos os resultados apresentados na Tabela 2, que inclui também os coeficientes de escoamento superficial (C) atribuídos.

Tabela 2. Áreas de Uso do Solo na bacia principal e na sub-bacia e seus percentuais.

| Uso do solo | C | Bacia principal | | Sub-bacia | |
|-------------------------------|-------|-----------------|--------------|--------------|--------------|
| | | Área (ha) | % | Área (ha) | % |
| Telhados | 0,825 | 30,24 | 27,6 | 15,37 | 32,8 |
| Pavimentação | 0,80 | 21,30 | 19,5 | 9,39 | 20,1 |
| Passeios | 0,80 | 11,16 | 10,2 | 4,65 | 9,9 |
| Áreas verdes | 0,10 | 26,06 | 23,8 | 7,23 | 15,5 |
| Solo natural | 0,30 | 3,77 | 3,4 | 1,73 | 3,7 |
| Calçadas | 0,80 | 16,91 | 15,5 | 8,40 | 18,0 |
| Total | | 109,48 | 100,0 | 46,77 | 100,0 |
| Coef. Esc. Superf. (C) | | 0,62 | | 0,68 | |

Fonte: Elaborada pelos autores.

Para telhados e solo natural foram utilizados valores médios e máximos, respectivamente, conforme Cetesb¹³, enquanto para pavimentos e áreas verdes foram adotados valores médios segundo Villela & Mattos¹⁴. Para os passeios e calçadas aplicou-se o mesmo coeficiente da categoria pavimentação.

As áreas resultantes totalizaram 109,48 ha (1,09

km²) para a bacia principal e 46,77 ha (0,47 km²) para a sub-bacia. Utilizando-se a ponderação dos coeficientes de escoamento por classe de uso, obteve-se um coeficiente de escoamento médio de 0,62 para a bacia principal, correspondente a uma taxa de impermeabilização de 38%, e de 0,68 para a sub-bacia, equivalente 32% de taxa de impermeabilização.

Os coeficientes de escoamento superficial (*runoff*), 62% e 68% para a bacia principal e sub-bacia, respectivamente, encontram-se dentro dos intervalos indicados por Wilken¹³. Entretanto, a análise por quadra evidencia forte heterogeneidade espacial, com setores consolidados apresentando taxas superiores a 80%.

A avaliação agregada por quadras, considerando o zoneamento urbano³⁰, revela que a Zona de Comércio e Serviços (ZCS), que representa 63,1% da área da bacia, apresenta taxa média de impermeabilização 70,17%. A Zona Residencial 2 (ZR-2), que compõe o restante da área de estudo, apresenta taxa média de 57,70%. Embora aparentemente menor, essa taxa é influenciada pela presença de extensas áreas verdes, e ao desconsiderá-las, a impermeabilização média da ZR-2 atinge 68,78%,

ultrapassando o valor recomendado para esse uso do solo, de 60%¹¹.

Considerando que o Plano Diretor Municipal estabelece taxa mínima de permeabilidade de 20% para a ZCS e de 25% para a ZR-2, procedeu-se à análise por quadras. Verificou-se que 74% das Quadras da ZCS apresentam permeabilidade inferior a 20% (média de 17,73%) e que 63,27% das quadras da ZR-2 apresentam valores abaixo de 25%. Esses resultados indicam a necessidade de implementação de medidas não estruturais por parte do município de Umuarama-PR, com vistas ao cumprimento da legislação urbanística vigente e à promoção de políticas públicas voltadas ao manejo sustentável das águas pluviais.

Vazões de projeto

Na determinação das vazões de projeto foram empregados dois métodos: Racional e Hidrograma Sintético de Snyder.

Determinação da vazão pelo Método Racional

As vazões foram determinadas considerando coeficientes de escoamento superficial iguais a 0,62 e 0,68, respectivamente para a bacia principal e para a sub-bacia. O tempo de concentração foi obtido pela fórmula de Carter¹⁵, adotando-se o período de retorno de 25 anos e os parâmetros de equação de chuvas intensas para o município de Umuarama-PR.¹¹ ($K = 1.752,27$, $m = 0,148$, $t_0 = 17$ min e $n = 0,84$). As características das bacias e os valores aplicados na Eq. 10 encontram-se na Tabela 3.

Tabela 3. Vazões de projeto e características da bacia principal e sub-bacia.

| Descrição | Bacia principal | Sub-bacia |
|--------------------------------------|-----------------|-----------|
| Comprimento da linha d'água - L (km) | 1,805 | 0,918 |
| Cota de montante (m) | 490,05 | 490,05 |
| Cota do exutório (m) | 431,80 | 447,80 |
| Desnível da bacia - H (m) | 58,25 | 42,25 |
| Declividade - I (m/m) | 0,0323 | 0,0460 |
| Tempo de concentração - t_c (min) | 23,4 | 14,0 |
| Precipitação - i (mm/h) | 126,2 | 157,7 |
| Área (km ²) | 1,094 | 0,468 |
| Coefficiente de run-off | 0,6230 | 0,6815 |
| Vazão (m ³ /s) | 23,89 | 13,97 |

Fonte: Elaborada pelos autores.

As vazões obtidas pelo Método Racional foram de 23,89 m³/s para a bacia principal e de 13,97 m³/s para a sub-bacia. A vazão desta última representa a parcela potencialmente disponível para reservação em estruturas de detenção.

Determinação das vazões através do hidrograma Sintético de Snyder

As vazões pelo método de Snyder foram determinadas para o mesmo período de retorno adotado no Método Racional (25 anos), utilizando também a equação de chuvas intensas de Umuarama-PR¹¹. A aplicação do método considerou o grau de impermeabilização (I_a) conforme Fendrich¹¹, apresentado na Tabela 4.

Pelos critérios apresentados, o grau de impermeabilização (I_a) corresponde a 26% para a bacia principal e 19% para a sub-bacia.

Tabela 4. Grau de impermeabilização (I_a), áreas de uso e taxa de impermeabilização das bacias.

| Tipo | I_a (%) | Áreas de uso | |
|---------------------------|-----------|-----------------|------------|
| | | Bacia principal | Sub-bacia |
| Telhados e calçadas | 100% | 469.547,55 | 237.558,12 |
| Ruas pavimentadas | 100% | 214.229,80 | 93.874,78 |
| Passeios | 80% | 113.305,21 | 46.600,59 |
| Solo | 30% | 37.272,26 | 16.961,13 |
| Áreas verdes | 10% | 260.312,36 | 72.927,01 |
| Total | | 1.094.667,18 | 467.921,63 |
| Taxa de impermeabilização | | 74% | 81% |

Fonte: Elaborada pelos autores.

A partir das características físicas, dos parâmetros de geração dos diagramas unitários e dos parâmetros de projeto, foram determinadas as vazões pelo Hidrograma Sintético de Snyder, Tabela 5.

Tabela 5. Características físicas, parâmetros do hidrograma unitário e do hidrograma de projeto e vazões da bacia principal e da sub-bacia.

| Parâmetro | Bacia principal | Sub-bacia |
|--|-------------------------|-------------------------|
| <i>Características da bacia</i> | | |
| Superfície da bacia | 1,09 km ² | 0,47 km ² |
| Comprimento do talvegue | 1,805 km | 0,918 km |
| Compr. do talvegue até o CG | 0,719 km | 0,293 km |
| Cota a montante do talvegue: | 490,15 m | 490,15 m |
| Cota do exutório | 432,80 m | 447,95 m |
| Cota a 0,8 de L do talvegue | 466,87 m | 481,61 m |
| Desnível do talvegue | 57,35 m | 42,20 m |
| Desnível a 0,8 de L do talvegue | 34,07 m | 33,66 m |
| Declividade do álveo | 2,359% | 4,583% |
| Taxa de impermeabilização: | 74% | 81% |
| <i>Parâmetro do hidrograma unitário</i> | | |
| Tempo de concentração | 26,5 min | 12,2 min |
| Grau de impermeab. (I_a) | 26% | 19% |
| Coefficiente de tempo (C_t) | 0,28 | 0,26 |
| Coefficiente de retardo (C_p) | 0,5 | 0,48 |
| Tempo de retardamento | 13,6 min | 7,9 min |
| Vazão de pico | 6,64 m ³ /s | 4,73 m ³ /s |
| <i>Parâmetros do hidrograma de projeto</i> | | |
| Tempo de duração da chuva | 150 min | 120 min |
| Vazão de projeto | 21,18 m ³ /s | 11,20 m ³ /s |

Fonte: Elaborada pelos autores.

As vazões de pico obtidas a partir dos hidrogramas de projeto, utilizando séries com intervalos de 10 minutos e interpolação matemática do tipo *spline*³² (modelo de suavização de curvas), resultaram em 21,18 m³/s para a bacia principal, ocorrendo no tempo de 35,8 minutos, e 11,20 m³/s para a sub-bacia, com pico aos 30,8 minutos. A Figura 7 apresenta os hidrogramas de projeto de ambas as bacias.

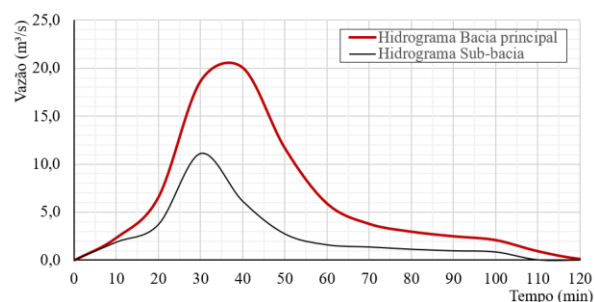


Figura 7. Hidrogramas de projeto da bacia principal e sub-bacia. Fonte: Elaborada pelos autores.

O tempo de defasagem entre os picos da sub-bacia e da bacia principal foi estimado em 5 minutos.

Ao comparar esses resultados com aqueles obtidos

pelo Método Racional, observa-se redução das vazões de pico: de 23,89 para 21,18 m³/s para a bacia principal, e de 13,97 para 11,20 m³/s na sub-bacia, correspondendo a reduções de 11,3% e 19,8%, respectivamente. Essa diminuição é esperada, uma vez que o hidrograma considera a variabilidade temporal e espacial da chuva, enquanto o Método Racional pressupõe intensidade contante durante todo o tempo de concentração e uniformemente distribuída sobre a bacia.

Vazão suportada pelo emissário existente: a rede de drenagem a jusante da Avenida Brasil, correspondente ao emissário da bacia, é composta por um tubo de 1,50 m, dois tubos de 1,00 m e um de 0,80 m de diâmetro. Como não há cadastro completo das declividades, adotou-se uma declividade média de 1,1%, baseada no perfil da superfície do terreno, conforme o mapa de drenagem fornecido pelo município de Umuarama-PR³¹.

Utilizando a fórmula de Manning²¹, juntamente com a Eq. 11 e Eq. 12, e considerando rugosidade (n) igual a 0,012, a capacidade de escoamento do emissário foi estimada em 15,83 m³/s. Esse valor é significativamente inferior às vazões de projeto calculadas (20,57 e 23,89 m³/s), evidenciando a insuficiência do sistema de drenagem para eventos com tempo de recorrência de 25 anos.

Convertendo a capacidade da rede em intensidade de chuva equivalente pelo Método Racional, verifica-se que o sistema suporta precipitações de aproximadamente 83,6 mm/h. Pela equação de chuvas intensas de Umuarama-PR, esse valor corresponde a um evento com tempo de recorrência de aproximadamente 1,54 anos. Dessa forma, a probabilidade anual de falha é elevada, o que justifica os recorrentes episódios de alagamentos no local.

Propostas de solução

De acordo com os objetivos deste estudo, foram analisadas três alternativas principais para a adequação da drenagem urbana: implantação de um reservatório de retenção; e ampliação da rede existente e/ou substituição de trechos da rede, avaliando duas soluções construtivas, com aduelas de concreto e com tubos de PEAD.

Para o dimensionamento foram utilizadas as vazões obtidas pelo método do hidrograma por serem mais realistas.

Proposta de implantação de Reservatório de Detenção: a implantação de um reservatório de retenção constitui uma solução ambientalmente preferível no contexto da gestão de águas pluviais urbanas, por representar intervenção de menor impacto, reduzir a onda de cheia a jusante e apresentar menor custo de implantação. Nesta proposta, recomenda-se a instalação do reservatório no limite da sub-bacia reduzindo a sobrecarga na rede de drenagem a jusante e mitigando os episódios recorrentes de inundação nessa área, Figura 8. Alternativamente, a instalação poderá ocorrer na via existente entre o Estádio municipal e o Bosque Uirapuru.

A função principal do reservatório é promover a

atenuação da vazão a jusante, acomodando a diferença entre a vazão de projeto da bacia (21,18 m³/s) e a capacidade de escoamento do emissário existente (15,83 m³/s), o que resulta em um excedente de 5,53 m³/s. Dessa forma, a vazão de contribuição da sub-bacia fica limitada a 6,40 m³/s.

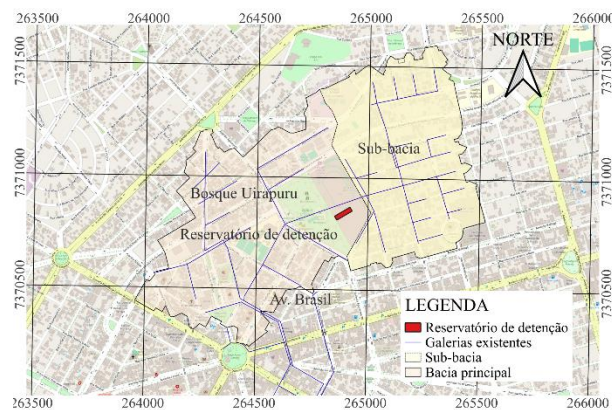


Figura 8. Mapa com localização do Reservatório de Detenção. **Fonte:** Elaborado pelos autores.

Para viabilizar o controle dessa vazão, propõe-se a instalação de uma caixa de derivação na rede de drenagem principal, no ponto previsto para implantação do reservatório. Essa estrutura deve conter um bocal de controle constituído por um tubo de concreto de diâmetro de 1,50m m, dimensionado para permitir a passagem de 5,53 m³/s³³, forçando a derivação do excedente por meio de um vertedouro de soleira livre com 3,00 m de comprimento. A carga hidráulica sobre a soleira é de 0,92 m, correspondente à lâmina d'água necessária para o excedente no instante de pico. A água derivada é então conduzida para o reservatório, Figura 9.

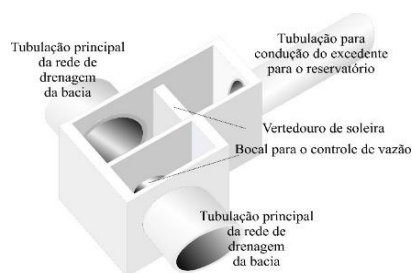


Figura 9. Caixa de derivação e controle de vazão. **Fonte:** Elaborada pelos autores.

Na extremidade da tubulação de condução ao reservatório, deverá ser implantado um dissipador de energia, garantindo redução da energia cinética do escoamento e preservando as condições estruturais e operacionais da área de entrada.

O reservatório, por ser de armazenamento temporário, deverá dispor de um dispositivo de drenagem lenta de fundo, constituído por um tubo metálico de 300 mm de diâmetro, Figura 10, dotado de grade de retenção de sólidos transportados pela água. Na parte superior da estrutura deve ser previsto um vertedouro retangular com borda livre, destinado a operar como dispositivo de segurança em eventos de magnitude superior ao tempo de recorrência de 25 anos.

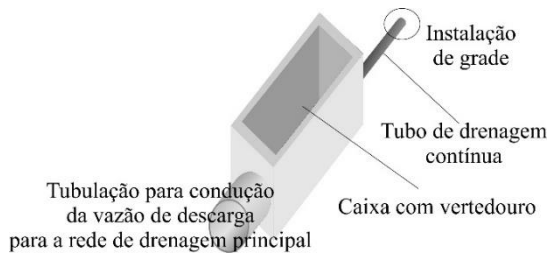


Figura 10. Dispositivo para drenagem de fundo e vertedouro para descarga de volume excedente. **Fonte:** Elaborado pelos autores.

As análises hidráulicas indicaram que, na condição de carga máxima, o reservatório deve descarregar uma vazão da ordem de $0,23 \text{ m}^3/\text{s}$.

Com base nas características de operação definidas, foram realizadas simulações de balanço hídrico, considerando a dinâmica de escoamento sob carga variável. Como resultado, definiu-se um reservatório com dimensões internas horizontais de $20 \text{ m} \times 80 \text{ m}$, capaz de armazenar $3.903,4 \text{ m}^3$ no pico de cheia, com altura de lâmina d'água de $2,44 \text{ m}$. Recomenda-se um pé-direito interno livre de $3,0 \text{ m}$ para, garantindo folga hidráulica para eventos extremos e permitindo operações de limpeza com segurança.

Os cálculos hidráulicos, considerando variações de volume e vazão em intervalos de 20 segundos e a defasagem de 5 minutos entre os picos das duas bacias, resultaram em um hidrograma amortecido Figura 11. A vazão atenuada foi de $15,79 \text{ m}^3/\text{s}$, representando redução de $5,39 \text{ m}^3/\text{s}$, valor compatível com a capacidade de escoamento do emissário.

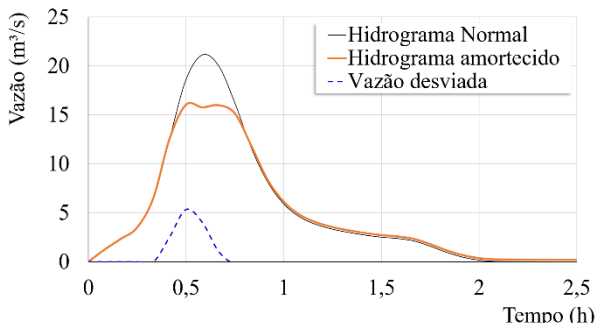


Figura 11. Superposição do hidrograma da bacia principal e do hidrograma amortecido com a implantação do reservatório de detenção. **Fonte:** Elaborado pelos autores.

Os resultados mostram ainda que, após aproximadamente $2,5 \text{ h}$ do início das chuvas, a vazão reduz para cerca de $0,20 \text{ m}^3/\text{s}$, e o esvaziamento completo do reservatório ocorre em menos de 8 h (7 h e 44 min).

Para garantir a adequada operação do sistema, recomenda-se, além da implantação de rampa de acesso para manutenção, a elaboração de planos operacionais contendo as ações necessárias após eventos de chuva intensa. Devem também ser previstas medidas não estruturais orientadas à gestão ambiental e ao manejo sustentável do sistema de drenagem urbana, incluindo diretrizes de conscientização e políticas públicas de apoio.

Propostas de melhorias na rede de drenagem existente com Aduelas

As aduelas são peças pré-moldadas de concreto armado amplamente utilizadas em obras de drenagem urbana e em travessias de vias, Figura 12.



Figura 12. Imagem ilustrativa de aduelas de concreto armado. **Fonte:** Elaborada com recursos de IA (Gemini).

O dimensionamento da rede foi realizado utilizando a fórmula de Manning²¹, em conjunto a Eq. 11 e Eq. 12, considerando coeficiente de rugosidade 'n' igual a $0,012$ (concreto). As declividades adotadas foram obtidas a partir da inclinação da superfície do terreno, conforme o mapa de drenagem fornecido pelo município de Umuarama-PR³¹, tendo em vista a inexistência de cadastro completo da rede existente.

Nos trechos iniciais, próximos à área prevista para a implantação do reservatório de contenção, foram empregados tubos circulares; 89 m com diâmetro de $1,00 \text{ m}$, 89 m com diâmetro de $1,20 \text{ m}$ e 379 m com diâmetro de $1,50 \text{ m}$, totalizando 557 m . Em seguida, foram utilizadas aduelas pré-moldadas de concreto: 216 m com seção de $1,50 \times 1,50 \text{ m}$, 175 m com seção de $2,00 \times 2,00 \text{ m}$ e 765 m com seção de $2,50 \times 2,50 \text{ m}$, conforme apresentado na Figura 14, perfazendo extensão total de 1.713 m de rede.

Propostas de melhoria da rede de drenagem existente com tubos PEAD

os tubos de PEAD (Polietileno de Alta Densidade) são elementos plásticos de elevada resistência mecânica. De acordo com especificações de fabricante³⁴, são empregados em diversas finalidades, incluindo drenagem pluvial, apresentando baixo peso, elevada durabilidade (vida útil superior a 100 anos), além de alta resistência à abrasão, ao impacto e a agentes químicos, Figura 13.



Figura 13. Tubo de PEAD de grande diâmetro utilizado em obras de drenagem. **Fonte:** Catálogo do fabricante Kanaflex®.

Para o dimensionamento foi adotado o mesmo critério empregado para as aduelas e tubos de concreto, considerando coeficiente de rugosidade 'n' de 0,010. A solução resultou na utilização de 178 m de tubos com diâmetro de 1,00 m, 379 m com diâmetro de 1,50 m, 391 m, com diâmetro de 2,0 m e 765 m com diâmetro de 2,50 m, Figura 14, totalizando 1.713 m de rede.

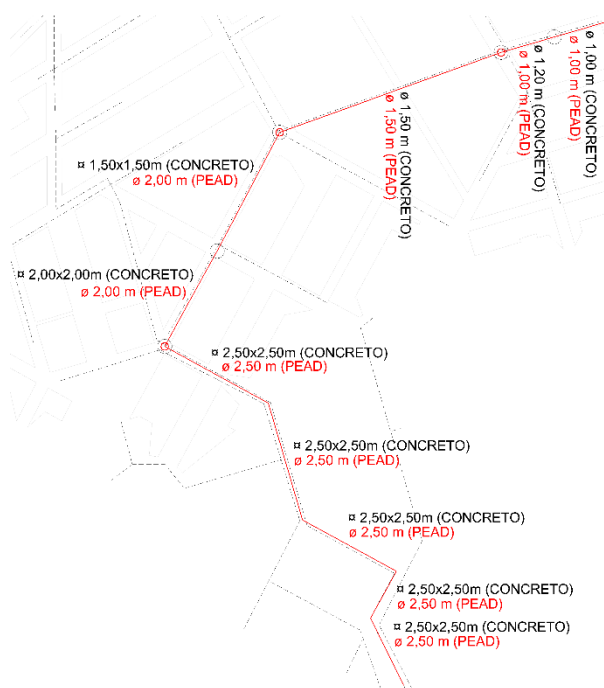


Figura 14. Mapa com as propostas de ampliação e substituição de redes com aduelas e tubos de concreto e com tubos PEAD. **Fonte:** Elaborado pelos autores.

Embora, quando executados com rigor técnico, garantindo correta compactação do solo envolvente, os tubos de PEAD constituem alternativa viável e segura para redes de drenagem pluvial, além de serem previstos em normas técnicas, é necessário considerar as particularidades do solo arenoso e colapsível característico de Umuarama (PR). Em situações de rompimentos de tubulações das redes públicas de abastecimento de água e esgoto, ainda que pouco frequente, existe o risco de perda de confinamento lateral, o que pode ocasionar deformação por ovalização. Essa deformação pode gerar aberturas nas juntas entre tubos consecutivos, permitindo a migração de finos do solo, com potencial comprometimento da segurança da rede.

Com módulo de elasticidade da ordem de 800 MPa³⁴, os tubos de PEAD situam-se no limite inferior dos plásticos e apresentam rigidez significativamente inferior ao do concreto: para concreto com f_{ck} de 20 MPa, o módulo de elasticidade supera 25000 MPa³⁵, o que representa rigidez 30 vezes maior. Esse contraste evidencia a necessidade de maior atenção no uso de PEAD em solos menos estáveis.

A Associação Brasileira de Tubos Poliolefinicos e Sistemas³⁶ recomenda níveis de compactação de médios a altos para a instalação de tubos de PEAD, reforçando a importância de controle tecnológico rigoroso nesses

tipos de solo.

4. CONCLUSÃO

O presente estudo permitiu avaliar as condições hidrológicas e hidráulicas da área central de Umuarama-PR, caracterizada por elevado grau de impermeabilização e por uma rede de drenagem implantada há mais de cinco décadas, atualmente incompatível com a demanda gerada pelas chuvas intensas.

A análise detalhada das bacias de contribuição, associada ao mapeamento do uso e cobertura do solo e à determinação das vazões de projeto pelos métodos Racional e Hidrograma Sintético de Snyder, evidenciam que as vazões de pico atuais superam a capacidade de escoamento do emissário existente. Este, com capacidade limitada de cerca de 15,83 m³/s, supera apenas eventos com tempo de recorrência da ordem de 1,5 ano, o que explica as ocorrências recentes de alagamentos no centro da cidade.

A avaliação das alternativas estruturais demonstrou que a implantação de um reservatório de detenção a montante do emissário constitui uma solução eficiente e ambientalmente adequada. O reservatório projetado mostrou-se capaz de reduzir a vazão de pico de 21,18 m³/s para 15,79 m³/s, compatibilizando-a com a capacidade hidráulica da rede existente. Trata-se de uma intervenção de menor impacto urbano, de custo reduzido e de elevada viabilidade técnica, sendo capaz de mitigar de forma direta os episódios de inundação observados. As alternativas de ampliação da rede de drenagem, utilizando aduelas e tubos de concreto ou tubos de PEAD, apresentaram-se como soluções tecnicamente possíveis, mas demandam maior extensão de obras, elevados custos de implantação e interferências significativas na malha urbana. Além disso, sob o aspecto geotécnico, deve-se analisar com cautela o uso de tubos de PEAD em solos arenosos e colapsíveis, condicionando sua aplicação a rigoroso controle tecnológico.

Os resultados obtidos indicam também a importância de ações complementares de caráter não estrutural, sobretudo na observação das exigências das taxas de permeabilidade estabelecidas no Plano Diretor Municipal. A elevada proporção de quadras com permeabilidade inferior ao mínimo legal reafirma a necessidade de políticas voltadas à gestão sustentável das águas pluviais, com incentivo à adoção de soluções baseadas na natureza, regularização urbanística, fiscalização e conscientização da população.

Conclui-se que o estudo atingiu seus objetivos ao oferecer diagnóstico preciso da situação atual e ao apresentar alternativas viáveis para mitigação dos alagamentos no centro de Umuarama-PR. A pesquisa contribuiu tecnicamente com o planejamento urbano do município e fornece subsídios para decisões de gestão, além de ampliar o conhecimento acadêmico sobre a interação entre expansão urbana, impermeabilização do solo e capacidade dos sistemas de drenagem. Espera-se que os resultados apresentados sirvam de base para

futuras intervenções e para o aprimoramento das políticas de desenvolvimento urbano e ambiental do município.

5. AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao SIMEPAR por disponibilizar a série histórica de precipitações de 2019 a 2024 da Estação de Umuarama-PR.

6. REFERÊNCIAS

- [1] Rehbein, MO & Fujimoto, NSVM. Fundamentos da Análise Ambiental Urbana - Contribuições Geomorfológicas em Estudo de Caso. Santa Maria (RS): V Simpósio Nacional de Geomorfologia e I Encontro Sul-Americano de Geomorfologia, 2004. Disponível em: <https://www.sinageo.org.br/2023/trabalhos/7/439-76.pdf>. Acesso em: 18 Jun. 2024.
- [2] Jóia, PR & Anunciação, VS. Inundações urbanas e vulnerabilidade socioespacial na cidade de Aquidauana. Londrina: Geografia. 2013; 22(2). <https://doi.org/10.5433/2447-1747.2013v22n2p05>
- [3] United Nations Office for Disaster Risk Reduction - UNDRR. Terminologia do Marco de Sendai sobre Redução do Risco de desastres. Definição: Medidas estruturais e não estruturais. Disponível em: <https://www.undrr.org/terminology/structural-and-non-structural-measures>. Acesso em: 21 Nov. 2025.
- [4] Kellner, E & Akutsu, J. Dimensionamento de reservatórios para amortecimento de cheias [livro eletrônico]. São Carlos (SP): Ed. dos Autores, 2024. Disponível em: <https://www.ppgeu.ufscar.br/pt-br/assets/arquivos/publicacoes/livro-reservatorio-amortecimento-kellner-akutsu-2024.pdf>. Acesso em: 23 Nov. 2025.
- [5] Brito, DS & Campana, NA (orientador). Metodologia para seleção de alternativas de sistemas de drenagem, 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental e Recursos Hídricos) - Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília, Brasília (DF), 2006.
- [6] França, FR & Guimarães, MM. Sistema de retenção em lotes para minimizar cheias na Bacia do Córrego Cachoeirinha - Belo Horizonte - MG. Fortaleza: X Congresso Brasileiro de Gestão Ambiental Fortaleza/CE - 04 a 07/11-2019, 2019.
- [7] Savi, O; Pereira, JJ, Filleti, CRGD & Simões, FA. Uso do SIG na análise de sistemas de drenagem urbana. In: Congresso Luso Brasileiro para o Planejamento Urbano, Regional, Integrado e Sustentável - PLURIS 2012: Reabilitar o Urbano, 2012. [Anais] Brasília (DF): Universidade de Brasília. 2012; p. 3372-83. Disponível em: <https://repositorium.uminho.pt/entities/publication/8f3414e4-ea84-446d-af2c-7065431674f5>. Acesso em: 23 Nov. 2025.
- [8] Andjelkovic, I. Guidelines on non-structural measures in urban flood management (documento digital). Paris: UNESCO - IHP-V Technical Documents in Hydrology, n. 50, 2001. Disponível em: <https://unesdoc.unesco.org/ark:/48223/pf0000124004>. Acesso em: 25 Nov. 2025.
- [9] Silveira, ALL & Tucci, CEM (org). Hidrologia: Ciência e Aplicação. Porto Alegre: Editora Universitária/UFRGS: ABRH, 2001.
- [10] Fendrich, R. Coleta, armazenamento, utilização e infiltração de águas pluviais na drenagem urbana, 2002. Tese de Mestrado em Geologia Ambiental. Universidade federal do Paraná, Curitiba (PR), 2002.
- [11] Fendrich, R. Canais de Drenagem em Pequenas Bacias Hidrográficas. 1ª ed. v.500. Curitiba: Autor e Editor do Livro, 2008.
- [12] Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento - Suderhsa. Manual de drenagem Urbana: Região Metropolitana de Curitiba-PR. Curitiba: Secretaria de Estado e Meio Ambiente e Recursos Hídricos, 2002. Disponível em: https://www.iat.pr.gov.br/sites/agua-terra/arquivos_restritos/files/documento/2020-07/mdu_versao01.pdf. Acesso em: 24 Nov. 2025.
- [13] Wilken, PS. Engenharia de drenagem superficial. São Paulo-SP: Companhia de Tecnologia e de Saneamento Ambiental - Cetesb, 1978.
- [14] Villela SM & Mattos A. Hidrologia Aplicada. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1975.
- [15] Silveira, ALL. Desempenho de fórmulas de tempo de concentração em bacias urbanas e rurais. Porto Alegre: RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos. v. 10. n. 1, 2005.
- [16] Archela, RS & Théry, H. Orientação metodológica para construção e leitura de mapas temáticos. São Paulo: Confins - Revista Franco-Brasileira de Geografia. n. 3, 2008.
- [17] Joly, F. A Cartografia. 9ª ed. Campinas: Papyrus Editora, 1990.
- [18] Colombo, JC; Silveira, JMC & Zuffo, AC. Drenagem urbana - Propostas estruturais e não estruturais para a bacia do Ribeirão Quilombo na cidade de Americana/SP. 21º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. João Pessoa (PB), 1997.
- [19] Sherman GE et al. Quantum GIS - QGIS - Version 3.28.14 - Firenze (QGIS). Disponível em: <http://gnu.org/licences>, 2024.
- [20] Google. Google Earth Pro - Versão 7.3.6.9345/2022. Google LLC. kh.google.com. 2024.
- [21] Gribbin, JE. Introdução a Hidráulica, Hidrologia e Gestão de águas pluviais - tradução da 4ª ed. Norte-americana. São Paulo (SP): Cengage Learning, 2017.
- [22] Canholi, AP. Drenagem urbana e controle de enchentes, 2ª ed. ampliada e atualizada. São Paulo (SP): Editora Oficina de Textos, 2014.
- [23] Secretaria de obras, Planejamento Urbano e Projetos Técnicos do Município de Umuarama - SOPUP. Planta planialtimétrica da cidade de Umuarama-PR, resultante de voo realizado em 1996. Disponibilizado no balcão da Secretaria em 2006.
- [24] Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE. Cidades e Estados. 2025. Disponível em: <https://www.ibge.gov.br/cidades-e-estados/pr/umuarama.html>. Acesso em: 25 Nov. 2025.
- [25] Fendrich, R; Obladen, NL; Aisse, MM; Garcias, CM & Zeny, AS. Drenagem e controle da erosão urbana (396p). Curitiba: Educa - Editora Universitária Champagnat, 1984.
- [26] Instituto Água e Terra - IAT. Sistemas de Informações Hidrológicas: Pluviometria, Relatório de Alturas de Precipitação (anual). Curitiba-PR. Disponível em: <https://www.iat.pr.gov.br/Pagina/Sistema-de-Informacoes-Hidrologicas>. Acesso em: 11 jan 2024.
- [27] Braun, S. Solicitação de dados pluviométricos para pesquisa institucional da UEM. Mensagem recebida por faleconosco@simepar.br em 12 fev 2025.
- [28] Secretaria de obras, Planejamento urbano e Projetos técnicos do Município de Umuarama - SOPUP. Imagem

- aérea do Perímetro urbano da cidade de Umuarama-PR. Disponibilizada no balcão da secretaria, 2023.
- [29] Secretaria de obras, Planejamento urbano e Projetos Técnicos do Município de Umuarama - SOPUP. Mapa digital em dwg da rede de drenagem da cidade de Umuarama-PR. Disponibilizado no balcão da secretaria, 2023.
- [30] Umuarama-Pr. Lei complementar nº 438, de 6 de julho de 2017. Dispõe sobre o Uso e Ocupação do Solo - Zoneamento, e dá outras providências. Disponível em: <https://leismunicipais.com.br/a/pr/u/umuarama/lei-complementar/2017/44/438/lei-complementar-n-438-2017-dispoe-sobre-o-uso-e-ocupacao-do-solo-zoneamento-e-da-outras-providencias>. Acesso em: 18 Jul. 2024.
- [31] Secretaria de obras, Planejamento urbano e Projetos Técnicos do município de Umuarama - SOPUP. Mapa de drenagem urbana. Disponibilizado no balcão de atendimento em 2008.
- [32] Ezhov, N; Neitzel, F & Petrovic, S. Spline Approximation Part 1: Basic Metodology. Journal of Applied Geodesy, 2018. DOI: 10.1515/jag-2017-0029
- [33] Azevedo Neto, JM & Fernandez, MF. Manual de hidráulica. São Paulo (SP): Blücher, 2015.
- [34] Kanaflex - Divisão Infraestrutura. Tubo PEAD com Parede Estruturada Grandes Diâmetros. Embu das Artes (SP), 2024. Disponível em: http://server01.kanaflex.com.br/novosite/arquivos/mt_85.pdf. Acesso em: 28 Nov. 2025.
- [35] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.
- [36] Danieletto, JRB. Manual de Aplicação, Manutenção e Reparos em Tubos e Acessórios de PEAD. ABPE: Associação Brasileira de Tubos Poliolefinicos e Sistemas, 2013. Disponível em: <https://fgsbrasil.com.br/wp-content/uploads/2020/07/Manual-de-Boas-Pr%C3%A1ticas-ABPE-2020.pdf>. Acesso em: 27 Nov. 2025.