



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO ACADÊMICO DO AGreste
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

ERIKA ALVES DE MENESES

**MODELAGEM HIDRÁULICA-HIDROLÓGICA UTILIZANDO O SOFTWARE SWMM
– *STORM WATER MANAGEMENT MODEL* PARA ANÁLISE E PLANEJAMENTO
DA DRENAGEM URBANA DA CIDADE DE JUAZEIRO DO NORTE/CE**

Caruaru, PE

2025

ERIKA ALVES DE MENESES

**MODELAGEM HIDRÁULICA-HIDROLÓGICA UTILIZANDO O SOFTWARE SWMM
– STORM WATER MANAGEMENT MODEL PARA ANÁLISE E PLANEJAMENTO
DA DRENAGEM URBANA DA CIDADE DE JUAZEIRO DO NORTE/CE**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental

Área de concentração: Recursos Naturais e Meio Ambiente

Orientador: Profº. Dr. Diogo Henrique Fernandes da Paz

Caruaru, PE

2025

.Catalogação de Publicação na Fonte. UFPE - Biblioteca Central

Meneses, Erika Alves de.

Modelagem Hidráulica-Hidrológica utilizando o software SWMM - Storm Water Management Model para análise e planejamento da drenagem urbana da cidade de Juazeiro do Norte/CE / Erika Alves de Meneses. - Caruaru, 2025.

191f.: il.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Pernambuco, Centro Acadêmico do Agreste, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, 2025.

Orientação: Diogo Henrique Fernandes da Paz.

1. SWMM; 2. Inundação; 3. Urbanização. I. Paz, Diogo Henrique Fernandes da. II. Título.

UFPE-Biblioteca Central

ERIKA ALVES DE MENESES

**MODELAGEM HIDRÁULICA-HIDROLÓGICA UTILIZANDO O SOFTWARE SWMM
– STORM WATER MANAGEMENT MODEL PARA ANÁLISE E PLANEJAMENTO
DA DRENAGEM URBANA DA CIDADE DE JUAZEIRO DO NORTE/CE**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental

Aprovada em: 01/10/2025.

BANCA EXAMINADORA

Profº. Dr. Diogo Henrique Fernandes da Paz (Orientador)
Universidade Federal de Pernambuco

Profº. Dr. Anderson Luiz Ribeiro de Paiva (Examinador Interno)
Universidade Federal de Pernambuco

Profº. Dr. Jaime Joaquim da Silva Pereira Cabral (Examinador Externo)
Universidade Federal de Pernambuco

Dedico este trabalho ao meu marido, Gabriel, meu porto seguro. Pelo amor sereno, pela paciência nos dias difíceis e por acreditar em mim mesmo quando eu duvidei. Tudo é mais leve com você ao meu lado.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, agradeço a Deus, por Sua infinita graça e por me guiar em todos os momentos dessa jornada. Mesmo sem ser merecedora, Ele tem me sustentado e apoiado em cada passo. Que toda honra e glória sejam dadas a Ele.

Agradeço de coração ao meu esposo, Gabriel, por estar ao meu lado em todos os momentos. Sua paciência, carinho e apoio foram fundamentais para que eu seguisse em frente, mesmo nos dias mais difíceis. Você me ajudou, me consolou e me orientou quando mais precisei. Sou eternamente grata.

À minha mãe, Ivoneide, e ao meu pai, Erisvaldo, agradeço por todo o amor e dedicação. Vocês sempre acreditaram em mim e me incentivaram a seguir meus sonhos. Ao meu irmão, José, mesmo à distância, sua presença foi sentida. Obrigada pelo apoio e por estar sempre disponível para me ouvir e encorajar.

Agradeço profundamente ao meu orientador, Diogo Henrique, pela paciência, incentivo e orientação. Sua experiência e compromisso com a pesquisa foram essenciais para o desenvolvimento deste trabalho. À banca examinadora, meu sincero agradecimento pelas contribuições valiosas que ajudaram a aprimorar esta dissertação.

Sou grata ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental (PPGECAM) da UFPE pelo suporte acadêmico, e à CAPES pelo apoio financeiro, fundamental para a execução da pesquisa.

Agradeço ao Professor Carlos Wagner (UFCA), à Orjana Dias e aos coautores do artigo “Análise da Susceptibilidade a Alagamento em Juazeiro do Norte, Ceará” pelo apoio na identificação das áreas críticas e pelo compartilhamento dos dados. Estendo minha gratidão à Prefeitura de Juazeiro do Norte pela disponibilização das informações utilizadas neste trabalho.

Agradeço aos professores Sávio Fontenelle e Mayco Velasco, da UniFAP. Professor Sávio, seu apoio no anteprojeto e entusiasmo pela pesquisa foram inspiradores. Professor Mayco, sua orientação na graduação foi essencial para esta conquista.

Aos amigos que fiz no campus da UFPE em Caruaru, meu muito obrigado. Tornaram minhas idas mais leves, divertidas e acolhedoras. Sou grata por abrirem os braços e as portas de suas casas, tornando essa jornada mais significativa.

"O maior desafio da humanidade é aprender a viver em equilíbrio com a natureza." David Suzuki

RESUMO

A expansão urbana desordenada e a ausência de planejamento adequado têm agravado os problemas de alagamentos em áreas urbanas, especialmente em municípios de médio porte como Juazeiro do Norte/CE. Além das chuvas intensas, a falta de manutenção da rede de drenagem contribui diretamente para a ocorrência de inundações em diversos bairros da cidade. Este trabalho teve como objetivo analisar e propor melhorias no sistema de drenagem urbana, utilizando o software SWMM (*Storm Water Management Model*) a partir do projeto de macrodrenagem existente, com foco na simulação de diferentes soluções técnicas de Desenvolvimento de Baixo Impacto (LID) em trechos críticos do município de Juazeiro do Norte/CE. Foram estudadas cinco avenidas com histórico recorrente de alagamentos: Presidente Castelo Branco (trincheiras de infiltração), Ailton Gomes (pavimento permeável), Plácido Aderaldo Castelo (microreservatório), Leão Sampaio (microreservatório) e Padre Cícero (biorretenção). As simulações consideraram tempos de retorno de 2, 5, 10, 25 e 50 e 100 anos. Os resultados mostraram que, em eventos de baixa e média intensidade, as técnicas LID aplicadas foram eficazes na redução dos volumes escoados e no atraso do pico de vazão. As trincheiras de infiltração da Avenida Presidente Castelo Branco mostraram boa eficiência nos cenários de 2 e 5 anos, mantendo as velocidades dentro dos limites normativos e reduzindo a afluência total antes da saturação — que ocorreu entre 40 e 60 minutos (TR = 2 anos) e entre 30 e 50 minutos (TR = 5 anos). Contudo, a eficiência decresceu em eventos intensos, com saturação em menos de 20 minutos (TR = 50 e 100 anos). O pavimento permeável implantado na Avenida Ailton Gomes obteve resultados expressivos em chuvas de 2 e 5 anos, com significativa redução da afluência e atraso no pico de vazão, mas teve perda quase total de eficiência nos eventos de 50 e 100 anos, devido à saturação precoce em até 20 minutos. Na Avenida Plácido Aderaldo Castelo, o reservatório R1 apresentou eficiência média de 18,6% na redução do pico de vazão, com bom desempenho em eventos de baixa e média intensidade. Em chuvas críticas, contudo, verificou-se limitação estrutural, indicando a necessidade de redimensionamento ou integração com técnicas complementares. Na Avenida Leão Sampaio, o reservatório demonstrou eficiência superior, com redução do pico de vazão entre 42% (TR = 2 anos) e 62% (TR = 100 anos). O desempenho manteve-se estável a partir de TR = 25 anos, sem sinais de saturação hidráulica, mesmo sob condições extremas. Já a biorretenção da Avenida Padre Cícero apresentou eficiência hidráulica baixa, com redução de apenas 1,55% do escoamento superficial no cenário de 2 anos, valor coerente com a área reduzida da estrutura e o alto grau de impermeabilização da sub-bacia. Conclui-se que as técnicas LID, quando bem dimensionadas e aplicadas de forma integrada, podem contribuir significativamente para a melhoria do sistema de drenagem urbana. A combinação entre modelagem, soluções sustentáveis e planejamento oferece um caminho viável para cidades que enfrentam os efeitos da urbanização e das mudanças climáticas.

Palavras-chave: SWMM. Inundação. Urbanização. Drenagem.

ABSTRACT

Uncontrolled urban expansion and the lack of proper planning have worsened flooding problems in urban areas, especially in medium-sized municipalities such as Juazeiro do Norte, Ceará. In addition to intense rainfall, the lack of maintenance of the drainage network directly contributes to the occurrence of inundations in several neighborhoods of the city. This study aimed to analyze and propose improvements to the urban drainage system using the SWMM (Storm Water Management Model) software, based on the existing macro-drainage project, focusing on the simulation of different Low Impact Development (LID) techniques in critical sections of Juazeiro do Norte. Five avenues with a recurrent history of flooding were studied: Presidente Castelo Branco (infiltration trenches), Ailton Gomes (permeable pavement), Plácido Aderaldo Castelo (detention reservoir), Leão Sampaio (detention reservoir), and Padre Cícero (bioretention). The simulations considered return periods of 2, 5, 10, 25, 50, and 100 years. The results showed that, during low- and medium-intensity rainfall events, the applied LID techniques were effective in reducing runoff volumes and delaying peak flows. The infiltration trenches on Presidente Castelo Branco Avenue demonstrated good efficiency under 2- and 5-year scenarios, maintaining flow velocities within normative limits and reducing total inflow before saturation, which occurred between 40 and 60 minutes (TR = 2 years) and 30 to 50 minutes (TR = 5 years). However, efficiency decreased during intense events, with saturation occurring in less than 20 minutes (TR = 50 and 100 years). The permeable pavement implemented on Ailton Gomes Avenue showed significant results for 2- and 5-year events, with a marked reduction in inflow and delay of peak discharge, but nearly lost effectiveness under 50- and 100-year return periods due to early saturation within 20 minutes. On Plácido Aderaldo Castelo Avenue, the R1 detention reservoir achieved an average efficiency of 18.6% in reducing peak discharge, performing well during low- and medium-intensity storms. Under critical rainfall conditions, however, structural limitations were observed, indicating the need for resizing or integration with complementary techniques. In Avenida Leão Sampaio, the reservoir showed superior efficiency, reducing the peak flow by 42% (TR = 2 years) and 62% (TR = 100 years). Performance remained stable from TR = 25 years onward, with no signs of hydraulic saturation even under extreme conditions. In contrast, the bioretention system on Avenida Padre Cícero exhibited low hydraulic efficiency, reducing surface runoff by only 1.55% in the 2-year scenario, a value consistent with the limited area of the structure and the high degree of imperviousness of the sub-basin. It is concluded that LID techniques, when properly designed and applied in an integrated manner, can significantly contribute to improving urban drainage systems. The combination of modeling, sustainable solutions, and planning offers a viable path for cities facing the effects of urbanization and climate change.

Keywords: SWMM. Flooding. Urbanization. Drainage.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 -	Sistema genérico de microdrenagem urbana	35
Figura 2 -	Localização do município de Juazeiro do Norte/CE com rede hidrográfica.	45
Figura 3 -	Fluxograma da pesquisa.	46
Figura 4 -	Curva chave modelada no SWMM.	61
Figura 5 -	Relação dos bairros por quantidade de vezes mencionadas sobre alagamentos e inundações no intervalo de 2019 a 2023 no município de Juazeiro do Norte/CE.	67
Figura 6 -	Relação das avenidas a serem modeladas no SWMM no município de Juazeiro do Norte/CE.	68
Figura 7 -	Via urbana da Avenida Presidente Castelo Branco – Juazeiro do Norte/CE.	69
Figura 8 -	Situação do pavimento na Avenida Presidente Castelo Branco – Juazeiro do Norte/CE.	70
Figura 9 -	Valas abertas nos canteiros laterais na Avenida Presidente Castelo Branco – Juazeiro do Norte/CE.	71
Figura 10 -	Exutório da rede de drenagem existente da Avenida Presidente Castelo Branco – Juazeiro do Norte/CE.	72
Figura 11 -	Perfil longitudinal da rede 01 de drenagem na Avenida Presidente Castelo Branco – Juazeiro do Norte/CE em 10 minutos.	73
Figura 12 -	Perfil longitudinal da rede 02 e 03 de drenagem na Avenida Presidente Castelo Branco – Juazeiro do Norte/CE.	74
Figura 13 -	Alagamentos no ponto de exutório da Avenida Presidente Castelo Branco – Juazeiro do Norte/CE.	75
Figura 14 -	Análise da rede existente com 10 minutos de chuva para sub-bacias (escoamento), nós (afluência total) e condutos (velocidade).	76
Figura 15 -	Análise da rede existente com uma hora e vinte e seis minutos para sub-bacias (escoamento), nós (afluência total) e condutos (velocidade)	76
Figura 16 -	Análise da rede do cenário 3 para a precipitação e escoamento da Avenida Presidente Castelo Branco – Juazeiro do Norte/CE.	77
Figura 17 -	Análise da rede para a afluência total dos exutórios 01 e 02 da rede de drenagem existente.	79
Figura 18 -	Perfil longitudinal em um tempo de retorno de 100 anos para a rede 1 da Avenida Presidente Castelo Branco – Juazeiro do Norte/CE.	81
Figura 19 -	Perfil longitudinal em um tempo de retorno de 100 anos para as redes 2 e 3 da Avenida Presidente Castelo Branco – Juazeiro do Norte/CE	81

Figura 20 -	Reformulação da rede de drenagem para a Avenida Presidente Castelo Branco – Juazeiro do Norte/CE	83
Figura 21 -	Análise das velocidades para as redes estudadas após a implantação das trincheiras de infiltração.	87
Figura 22 -	Afluência total para os exutórios E1, E2 e E3 os períodos de retorno com e sem a utilização de trincheiras de infiltração.	88
Figura 23 -	Via urbana da Avenida Ailton Gomes – Juazeiro do Norte/CE.	90
Figura 24 -	Situação dos bueiros da Avenida Ailton Gomes – Juazeiro do Norte/CE.	91
Figura 25 -	Exutório da Avenida Ailton Gomes – Juazeiro do Norte/CE.	92
Figura 26 -	Perfil longitudinal da rede principal de drenagem na Avenida Ailton Gomes em 10 minutos, Juazeiro do Norte/CE.	94
Figura 27 -	Perfil longitudinal da rede principal de drenagem na Avenida Ailton Gomes em 2 horas, Juazeiro do Norte/CE.	94
Figura 28 -	Casas invadidas pela chuva na Avenida Ailton Gomes.	96
Figura 29 -	Análise da rede existente com 10 minutos de chuva para sub-bacias (escoamento), nós (afluência total) e condutos (velocidade).	97
Figura 30 -	Análise da rede existente com 2 horas de chuva para sub-bacias (escoamento), nós (afluência total) e condutos (velocidade).	97
Figura 31 -	Análise da rede do cenário 3 para a precipitação e escoamento da Avenida Ailton Gomes – Juazeiro do Norte/CE.	98
Figura 32 -	Análise da rede do cenário 4 para a precipitação, infiltração e escoamento da Avenida Ailton Gomes – Juazeiro do Norte/CE.	99
Figura 33 -	Perfil longitudinal em um tempo de retorno de 100 anos para a rede 1 da Avenida Ailton Gomes – Juazeiro do Norte/CE.	101
Figura 34 -	Perfil longitudinal em um tempo de retorno de 100 anos para a rede 1 da Avenida Ailton Gomes – Juazeiro do Norte/CE.	102
Figura 35 -	Reformulação da rede de drenagem para a Avenida Ailton Gomes – Juazeiro do Norte/CE.	104
Figura 36 -	Análise das velocidades para as redes estudadas após a implantação dos pavimentos permeáveis.	108
Figura 37 -	Afluência total para os exutórios E1 e E2 no período de retorno com e sem a utilização de pavimentos permeáveis.	109
Figura 38 -	Placa de indicação de alagamento da Avenida Plácido Aderaldo Castelo – Juazeiro do Norte/CE.	111
Figura 39 -	Situação dos bueiros da Avenida Plácido Aderaldo Castelo – Juazeiro do Norte/CE.	112
Figura 40 -	Exutório da Avenida Plácido Aderaldo Castelo – Juazeiro do Norte/CE	113
Figura 41 -	Perfil longitudinal da rede principal de drenagem na Avenida Plácido Aderaldo Castelo em 9 minutos, Juazeiro do Norte/CE.	115

Figura 42 -	Perfil longitudinal da rede principal de drenagem na Avenida Plácido Aderaldo Castelo em 2 horas, Juazeiro do Norte/CE.	115
Figura 43 -	Situação da Avenida Plácido Aderaldo Castelo localizado no Bairro Lagoa Seca em 2022.	116
Figura 44 -	ANÁLISE DA REDE EXISTENTE COM 6 MINUTOS DE CHUVA PARA SUB-BACIAS (ESCOAMENTO), NÓS (AFLUÊNCIA TOTAL) E CONDUTOS (VELOCIDADE).	118
Figura 45 -	ANÁLISE DA REDE EXISTENTE COM DUAS HORAS DE CHUVA PARA SUB-BACIAS (ESCOAMENTO), NÓS (AFLUÊNCIA TOTAL) E CONDUTOS (VELOCIDADE).	118
Figura 46 -	ANÁLISE DA REDE DO CENÁRIO 3 PARA A PRECIPITAÇÃO E ESCOAMENTO DA AVENIDA PLÁCIDOADERALDO CASTELO – JUAZEIRO DO NORTE/CE.	120
Figura 47 -	ANÁLISE DA REDE DO CENÁRIO 4 PARA A PRECIPITAÇÃO, INFILTRAÇÃO E ESCOAMENTO DA AVENIDA PLÁCIDOADERALDO CASTELO – JUAZEIRO DO NORTE/CE.	121
Figura 48 -	Perfil longitudinal em um tempo de retorno de 100 anos para a rede 1 da Avenida Plácido Aderaldo Castelo– Juazeiro do Norte/CE.	123
Figura 49 -	Perfil longitudinal em um tempo de retorno de 100 anos para a rede 1 da Avenida Plácido Aderaldo Castelo– Juazeiro do Norte/CE.	123
Figura 50 -	Perfil longitudinal em um tempo de retorno de 100 anos para a rede 1 da Avenida Plácido Aderaldo Castelo– Juazeiro do Norte/CE.	125
Figura 51 -	Modelagem do reservatório de detenção da Avenida Plácido Aderaldo Castelo – Juazeiro do Norte/CE.	128
Figura 52 -	Afluência total nos pontos PV16 (antes) e PV17 (depois) do reservatório de detenção para diferentes tempos de retorno.	129
Figura 53 -	Análise de pico de vazão pelo reservatório R1 para os tempos de retorno estudados	130
Figura 54 -	Via Urbana da Avenida Leão Sampaio – Juazeiro do Norte/CE.	132
Figura 55 -	Situação das valas da Avenida Leão Sampaio – Juazeiro do Norte/CE.	133
Figura 56 -	Local de alagamento recorrente da Avenida Leão Sampaio– Juazeiro do Norte/CE.	134
Figura 57 -	Perfil longitudinal da rede principal de drenagem na Avenida Leão Sampaio em 10 minutos, Juazeiro do Norte/CE.	135
Figura 58 -	Perfil longitudinal da rede principal de drenagem na Avenida Plácido Aderaldo Castelo em 2 horas, Juazeiro do Norte/CE.	136
Figura 59 -	Situação da Avenida Leão Sampaio localizada no Bairro Lagoa Seca em 2025.	137
Figura 60 -	ANÁLISE DA REDE EXISTENTE COM 6 MINUTOS DE CHUVA PARA SUB-BACIAS (ESCOAMENTO), NÓS (AFLUÊNCIA TOTAL) E CONDUTOS (VELOCIDADE).	138

Figura 61 -	Análise da rede existente com duas horas de chuva para sub-bacias (escoamento), nós (afluência total) e condutos (velocidade).	138
Figura 62 -	Análise da rede do cenário 3 para a precipitação e escoamento da Avenida Leão Sampaio – Juazeiro do Norte/CE.	140
Figura 63 -	Análise da rede do cenário 4 para a precipitação, infiltração e escoamento da Avenida Leão Sampaio – Juazeiro do Norte/CE.	141
Figura 64 -	Situação da Avenida Leão Sampaio localizado no Bairro Lagoa Seca em 2022.	142
Figura 65 -	Perfil longitudinal em um tempo de retorno de 100 anos para a rede 1 da Avenida Leão Sampaio– Juazeiro do Norte/CE.	143
Figura 66 -	Perfil longitudinal em um tempo de retorno de 100 anos para a rede 2 da Avenida Leão Sampaio– Juazeiro do Norte/CE.	144
Figura 67 -	Reformulação da rede de drenagem para a Avenida Leão Sampaio – Juazeiro do Norte/CE.	145
Figura 68 -	Modelagem do reservatório de detenção da Avenida Leão Sampaio.	147
Figura 69 -	Afluência total nos pontos PV4 (antes) e PV5 (depois) do reservatório de detenção para diferentes tempos de retorno.	148
Figura 70 -	Análise de pico de vazão pelo reservatório R2 para os tempos de retorno estudados.	149
Figura 71 -	Via Urbana da Avenida Padre Cícero – Juazeiro do Norte/CE.	150
Figura 72 -	Situação dos bueiros da Avenida Padre Cícero– Juazeiro do Norte/CE	151
Figura 73 -	Desague final da Avenida Padre Cícero– Juazeiro do Norte/CE.	152
Figura 74 -	Perfil longitudinal da rede principal de drenagem na Avenida Leão Sampaio em 9 minutos, Juazeiro do Norte/CE.	153
Figura 75 -	Situação da Avenida Padre Cícero localizada no Bairro Lagoa Seca em 2022.	154
Figura 76 -	Análise da rede existente com 10 minutos de chuva para sub-bacias (escoamento), nós (afluência total) e condutos (velocidade).	155
Figura 77 -	Análise da rede existente com duas horas de chuva para sub-bacias (escoamento), nós (afluência total) e condutos (velocidade).	156
Figura 78 -	Análise da rede do cenário 3 para a precipitação e escoamento da Avenida Padre Cícero – Juazeiro do Norte/CE.	157
Figura 79 -	Análise da rede do cenário 4 para a precipitação, infiltração e escoamento da Avenida Padre Cícero – Juazeiro do Norte/CE.	158
Figura 80 -	Perfil longitudinal em um tempo de retorno de 100 anos para a rede 1 da Avenida Padre Cícero– Juazeiro do Norte/CE	160
Figura 81 -	Reformulação da rede de drenagem para a Avenida Padre Cícero– Juazeiro do Norte/CE.	162

- Figura 82 - Afluência total para os exutórios E1 e E2 os períodos de retorno 166
com e sem a utilização de Biorretenção.
- Figura 83 - Análise da eficiência da técnica de biorretenção. 167

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 -	Causas e consequências no processo de urbanização sobre áreas próximas aos cursos d'água.	32
Tabela 2 -	Blocos disponíveis no SWMM.	39
Tabela 3 -	Estudos aplicados na calibração do modelo SWMM.	41
Tabela 4 -	Etapas que compõe a calibração do modelo SWMM.	49
Tabela 5 -	Métodos utilizado para obter a equação IDF a partir dos resultados no GAM IDF.	51
Tabela 6 -	Cálculo de intensidades de chuva para o município de Juazeiro do Norte/CE.	52
Tabela 7 -	Coleta de dados para modelagem hidráulica e hidrológica das redes estudadas.	53
Tabela 8 -	Cenários simulados para as redes estudadas.	56
Tabela 9 -	Justificativas do uso de técnicas compensatórias por avenida no município de Juazeiro do Norte/CE.	57
Tabela 10-	Parâmetros sobre o solo nas áreas que envolvem a Avenida Presidente Castelo Branco e Ailton Gomes.	58
Tabela 11-	Dados utilizados para o pré-dimensionamento das trincheiras de infiltração.	59
Tabela 12-	Dados utilizados para o pré-dimensionamento do pavimento permeável.	60
Tabela 13-	Dados utilizados para o pré-dimensionamento da biorretenção.	62
Tabela 14-	Parâmetros utilizados para os modelos de todas avenidas estudadas.	63
Tabela 15-	Bairros que abrangem os setores delimitados e suas respectivas situações em relação a rede de drenagem urbana de Juazeiro do Norte/CE.	65
Tabela 16-	Resultado dos principais pontos dos cenários estudados da rede de drenagem existente da Avenida Presidente Castelo Branco.	72
Tabela 17-	Análise dos exutórios da rede de drenagem existente.	80
Tabela 18-	Parâmetros utilizados na modelagem da rede de drenagem existente.	84
Tabela 19-	Características principais para a nova rede delimitada.	85
Tabela 20-	Velocidade máxima da nova rede de drenagem para todos os cenários.	86
Tabela 21-	Resultados dos principais pontos dos cenários estudados da rede de drenagem existente da Avenida Ailton Gomes.	92
Tabela 22-	Análise dos exutórios da rede de drenagem existente.	100
Tabela 23-	Dados utilizados na modelagem da rede de drenagem existente.	104
Tabela 24-	Características principais para a nova rede delimitada.	106

Tabela 25-	Velocidade máxima da nova rede de drenagem para todos os cenários.	107
Tabela 26-	Resultados dos principais pontos dos cenários estudados da rede de drenagem existente da Avenida Plácido Aderaldo Castelo.	113
Tabela 27-	Análise dos exutórios da rede de drenagem existente.	122
Tabela 28-	Dados utilizados na modelagem da rede de drenagem existente.	125
Tabela 29-	Características principais para a nova rede delimitada.	126
Tabela 30-	Velocidade máxima da nova rede de drenagem para todos os cenários.	127
Tabela 31-	Resultados dos principais pontos dos cenários estudados da rede de drenagem existente da Avenida Leão Sampaio – Juazeiro do Norte/CE.	134
Tabela 32-	Análise dos exutórios da rede de drenagem existente da Avenida Leão Sampaio – Juazeiro do Norte/CE.	142
Tabela 33-	Dados utilizados na modelagem da rede de drenagem existente.	146
Tabela 34-	Características principais para a nova rede delimitada.	146
Tabela 35-	Velocidade máxima da nova rede de drenagem para todos os cenários.	146
Tabela 36-	Resultados dos principais pontos dos cenários estudados da rede de drenagem existente da Avenida Padre Cícero.	152
Tabela 37-	Análise dos exutórios da rede de drenagem existente da Avenida Padre Cícero – Juazeiro do Norte/CE.	159
Tabela 38-	Dados utilizados na modelagem da rede de drenagem existente.	162
Tabela 39-	Características principais para a nova rede delimitada.	163
Tabela 40-	Velocidade máxima da nova rede de drenagem para todos os cenários.	164

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

DAEE	Departamento de Águas e Energia Elétrica
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
INESP	Instituto de Estudos e Pesquisas sobre o Desenvolvimento do Estado do Ceará
IPECE	Instituto de Pesquisa e Estratégia Econômica do Ceará
ODS	Objetivos de Desenvolvimento Sustentável
ONU	Organização das Nações Unidas
PLANSAB	Plano Nacional de Saneamento Básico
PMSB	Plano Municipal de Saneamento Básico
PNSB	Política Nacional de Saneamento Básico
SEINFRA	Secretaria Municipal de Infraestrutura
SIG	Sistema de Informação Geográfica
SNIS	Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento
SWMM	Storm Water Management Model
U. S. EPA	United States Environmental Protection Agency

LISTA DE ABREVIATURAS

A	Área da bacia
C	Coeficiente de <i>Rounoff</i>
CMS	<i>Cubic Meters per Second</i>
i	Intensidade da chuva
Kc	Coeficiente de Compacidade
L	Comprimento do Talvegue principal
Le	Largura Equivalente
P	Perímetro da Bacia
PV	Poço de Visita
t	Duração de chuva
tc	Tempo de Concentração
tr	Tempo de Retorno
Δh	Desnível
A	Área da bacia
C	Coeficiente de <i>Rounoff</i>
et al.	e outro(s)
i	Intensidade da chuva
Kc	Coeficiente de Compacidade
L	Comprimento do Talvegue principal
Le	Largura Equivalente

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	25
1.1	CONTEXTUALIZAÇÃO DO PROBLEMA	25
1.2	JUSTIFICATIVA	28
2	OBJETIVOS	29
2.1	OBJETIVO GERAL	29
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	29
3	REFERENCIAL TEÓRICO	30
3.1	EFEITOS E IMPACTOS CAUSADOS PELO PROCESSO DE URBANIZAÇÃO	30
3.2	IMPACTOS DA URBANIZAÇÃO NO CICLO HIDROLÓGICO	31
3.3	AS MICROBACIAS URBANAS E O USO E OCUPAÇÃO DO SOLO	32
3.4	DRENAGEM EM CENTROS URBANOS BRASILEIROS	33
3.4.1	Microdrenagem	34
3.4.2	Macrodrenagem	36
3.5	GESTÃO DA DRENAGEM URBANA	37
3.6	MODELAGEM PARA PROJETO DE DRENAGEM NO SOFTWARE SWMM – STORM WATER MANAGEMENT MODEL	38
3.7	CALIBRAÇÃO DO MODELO NO SWMM	40
3.8	OS EFEITOS GERADOS PELA DRENAGEM URBANA EXISTENTE EM JUAZEIRO DO NORTE/CE	42
4	METODOLOGIA	45
4.1	ÁREA DE ESTUDO	45
4.2	ETAPAS DO ESTUDO	46
4.3	SELEÇÃO DAS ÁREAS CRÍTICAS	47
4.4	ORGANIZAÇÃO DOS DADOS	48
4.4.1	Dados pluviométricos e definição dos cenários de precipitação	50
4.4.2	Levantamento da topografia e inserção da estrutura mapeada (PV's e Conduto)	52
4.4.3	Delimitação das sub-bacias	54

4.5	MODELAGEM DO MODELO PRELIMINAR, DE REFERÊNCIA E COM LID	55
4.5.1	Simulação dos cenários	56
4.5.2	Proposição de técnicas LID por avenida	57
4.5.2.1	Trincheiras de infiltração	58
4.5.2.2	Pavimento permeável	59
4.5.2.3	Reservatório de detenção	60
4.5.2.4	Biorretenção	61
4.5.3	Ajustes nos parâmetros para as condições propostas	63
4.6	COMPARAÇÃO ENTRE CENÁRIOS COM E SEM LID	64
5	RESULTADOS E DISCUSSÃO	65
5.1	IDENTIFICAÇÃO DAS ÁREAS ESTUDADAS	65
5.1.1	Situação atual da drenagem urbana nas avenidas selecionadas	65
5.2	PROJETO 01: AVENIDA PRESIDENTE CASTELO BRANCO	69
5.2.1	Caracterização da Avenida Presidente Castelo Branco	69
5.2.1.1	Aspectos urbanos e de mobilidade	69
5.2.1.2	Microdrenagem	70
5.2.1.3	Macrodrenagem	71
5.2.2	Simulação do modelo preliminar para diferentes tempos de retorno	72
5.2.2.1	Cenário 01: Tempo de retorno de 2 anos para um período de duas horas	73
5.2.2.2	Cenário 02: Tempo de retorno de 5 anos para um período de duas horas	75
5.2.2.3	Cenário 03: Tempo de retorno de 10 anos para um período de duas horas	77
5.2.2.4	Cenário 04: Tempo de retorno de 25 anos para um período de duas horas	78
5.2.2.5	Cenário 05: Tempo de retorno de 50 anos para um período de duas horas	80
5.2.2.6	Cenário 06: Tempo de retorno de 100 anos para um período de duas horas	81

5.2.3	Modelo de referência ajustado	82
5.2.3.1	Justificativa técnica para o redimensionamento	82
5.2.3.2	Modificações e resultados implantados no modelo	83
5.2.4	Aplicação da técnica LID – Trincheiras de Infiltração	86
5.2.5	Comparação entre os cenários com e sem LID	88
5.3	PROJETO 02: AVENIDA AILTON GOMES	90
5.3.1	Caracterização da Avenida Ailton Gomes	90
5.3.1.1	Aspectos urbanos e de mobilidade	90
5.3.1.2	Microdrenagem	91
5.3.1.3	Macrodrenagem	91
5.3.2	Simulação do modelo preliminar para diferentes tempos de retorno	92
5.3.2.1	Cenário 01: Tempo de retorno de 2 anos para um período de duas horas	93
5.3.2.2	Cenário 02: Tempo de retorno de 5 anos para um período de duas horas	96
5.3.2.3	Cenário 03: Tempo de retorno de 10 anos para um período de duas horas	98
5.3.2.4	Cenário 04: Tempo de retorno de 25 anos para um período de duas horas	99
5.3.2.5	Cenário 05: Tempo de retorno de 50 anos para um período de duas horas	100
5.3.2.6	Cenário 06: Tempo de retorno de 100 anos para um período de duas horas	101
5.3.3	Modelo de referência ajustado	103
5.3.3.1	Justificativa técnica para o redimensionamento	103
5.3.3.2	Modificações e resultados implantados no modelo	103
5.3.4	Aplicação da técnica LID – Pavimento Permeável	107
5.3.5	Comparação entre os cenários com e sem LID	109
5.4	PROJETO 03: AVENIDA PLÁCIDO ADERALDO CASTELO	111
5.4.1	Caracterização da Avenida Plácido Aderaldo Castelo	111
5.4.1.1	Aspectos urbanos e de mobilidade	111
5.4.1.2	Microdrenagem	111

5.4.1.3	Macrodrenagem	112
5.4.2	Simulação do modelo preliminar para diferentes tempos de retorno	113
5.4.2.1	Cenário 01: Tempo de retorno de 2 anos para um período de duas horas	114
5.4.2.2	Cenário 02: Tempo de retorno de 5 anos para um período de duas horas	117
5.4.2.3	Cenário 03: Tempo de retorno de 10 anos para um período de duas horas	119
5.4.2.4	Cenário 04: Tempo de retorno de 25 anos para um período de duas horas	120
5.4.2.5	Cenário 05: Tempo de retorno de 50 anos para um período de duas horas	122
5.4.2.6	Cenário 06: Tempo de retorno de 100 anos para um período de duas horas	122
5.4.3	Modelo de referência ajustado	124
5.4.3.1	Justificativa técnica para o redimensionamento	124
5.4.3.2	Modificações e resultados implantados no modelo	125
5.4.4	Aplicação da técnica LID – Reservatório de detenção	127
5.4.5	Comparação entre os cenários com e sem LID	129
5.5	PROJETO 04: AVENIDA LEÃO SAMPAIO	131
5.5.1	Caracterização da Avenida Leão Sampaio	131
5.5.1.1	Aspectos urbanos e de mobilidade	131
5.5.1.2	Microdrenagem	132
5.5.1.3	Macrodrenagem	133
5.5.2	Simulação do modelo preliminar para diferentes tempos de retorno	134
5.5.2.1	Cenário 01: Tempo de retorno de 2 anos para um período de duas horas	135
5.5.2.2	Cenário 02: Tempo de retorno de 5 anos para um período de duas horas	138
5.5.2.3	Cenário 03: Tempo de retorno de 10 anos para um período de duas horas	139

5.5.2.4	Cenário 04: Tempo de retorno de 25 anos para um período de duas horas	141
5.5.2.5	Cenário 05: Tempo de retorno de 50 anos para um período de duas horas	142
5.5.2.6	Cenário 06: Tempo de retorno de 100 anos para um período de duas horas	143
5.5.3	Modelo de referência ajustado	144
5.5.3.1	Justificativa técnica para o redimensionamento	144
5.5.3.2	Modificações e resultados implantados no modelo	145
5.5.4	Aplicação da técnica LID – Reservatório de Detenção	147
5.5.5	Comparação entre os cenários com e sem LID	148
5.6	PROJETO 05: AVENIDA PADRE CÍCERO	150
5.6.1	Caracterização da Avenida Padre Cícero	150
5.6.1.1	Aspectos urbanos e de mobilidade	150
5.6.1.2	Microdrenagem	151
5.6.1.3	Macrodrenagem	151
5.6.2	Simulação do modelo preliminar para diferentes tempos de retorno	152
5.6.2.1	Cenário 01: Tempo de retorno de 2 anos para um período de duas horas	153
5.6.2.2	Cenário 02: Tempo de retorno de 5 anos para um período de duas horas	155
5.6.2.3	Cenário 03: Tempo de retorno de 10 anos para um período de duas horas	156
5.6.2.4	Cenário 04: Tempo de retorno de 25 anos para um período de duas horas	158
5.6.2.5	Cenário 05: Tempo de retorno de 50 anos para um período de duas horas	159
5.6.2.6	Cenário 06: Tempo de retorno de 100 anos para um período de duas horas	159
5.6.3	Modelo de referência ajustado	161
5.6.3.1	Justificativa técnica para o redimensionamento	161
5.6.3.2	Modificações e resultados implantados no modelo	161

5.6.4	Aplicação da técnica LID – Biorretenção	165
5.6.5	Comparação entre os cenários com e sem LID	165
6	CONCLUSÕES	169
	REFERÊNCIAS	173
	APÊNDICES	187

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO DO PROBLEMA

O manejo das águas pluviais, segundo Christofidis *et al.* (2019), aborda princípios adotados em outros países onde o olhar principal era a dinâmica das águas. O sentido principal não era mais afastar a água pluvial o mais longe possível da área urbana, mas sim, diminuir o escoamento superficial, aumentar a infiltração e percolação da água nos solos.

De acordo com a análise de Teixeira e Araújo (2023), o desenvolvimento da gestão da drenagem urbana é caracterizado por distintas fases evolutivas. Inicialmente, na etapa Higienista, emerge a concepção voltada para a evacuação ágil das águas pluviais. Posteriormente, na fase Racionalista, introduz-se o método racional como paradigma predominante. Por fim, na fase Científica e Ambiental, observa-se a incorporação de métodos computacionais, delineando uma nova perspectiva ambiental que enfatiza a segregação entre as águas pluviais e o sistema de esgotamento sanitário.

Segundo Tsuji *et al.* (2023), apesar do aumento das práticas sustentáveis, os municípios brasileiros continuam a implementar sistemas de drenagem urbana convencionais. Isso pode ser atribuído, em parte, à ausência de normas técnicas específicas de drenagem urbana em nível nacional. A legislação que trata explicitamente da drenagem e manejo das águas pluviais é a Política Nacional de Saneamento Básico. A partir dela, são estabelecidos os Planos Municipais de Saneamento Básico (PMSB), que documentam o planejamento e a gestão da drenagem urbana, assim como outras áreas relacionadas ao saneamento básico de um município.

A falta de drenagem pode levar a dois problemas centrais: enchentes e alagamentos. O Governo do Estado do Paraná (Curitiba, 2002) divide as enchentes nas áreas urbanas em duas situações: em áreas ribeirinhas, que são alagadas em períodos de cheia e que, em períodos de estiagem tem sido habitada pela população, e os projetos de drenagem urbana que não abordam o aumento da urbanização e consequentemente o aumento da vazão, ocorrendo inundações em áreas de jusantes.

Há três problemáticas técnicas que dificultam a instalação de um sistema completo de drenagem nas cidades brasileiras. Inicialmente, seriam a dominância do sistema de drenagem atual nas cidades, levando em consideração que muitas não

atualizam os cadastros das redes de drenagem ou nem possui um. Outro problema constante seriam as incoerências das equipes responsáveis por esses sistemas. E a última, diz respeito à deficiência de conhecimento dos processos hidrológicos e a operação do sistema implantado (Baptista; Nascimento, 2002; Mateus, 2023).

Ainda, Tucci (2012) expõe que cidades podem ser desenvolvidas sustentavelmente através de três itens que são: a gestão do uso do solo, a gestão socioambiental e os componentes que compõem a infraestrutura de uma cidade. Ainda, o mesmo autor informa que para que gestão das águas urbanas ocorram, o instrumento principal para o desenvolvimento sustentável do município é o Plano Diretor Urbano e o Plano Integrado de Esgotamento, Drenagem e Resíduos Sólidos.

Vale ressaltar que a Constituição Federal (Brasil, 1988) expõe que o plano diretor deve apresentar conteúdos e critérios de drenagem urbanas na cidade, ainda, mapeamento das áreas mais fragilizadas a possíveis impactos e ressalta que o plano diretor deve apresentar compatibilidade com a disposição dos recursos hídricos da cidade. Todavia, Tucci (2012) evidencia que os planos diretores urbanos dos municípios brasileiros estabelecem o uso e ocupação do solo, deixando de lado a drenagem urbana da cidade.

A Organização das Nações Unidas (ONU), em colaboração com parceiros, trabalha para atingir os Objetivos de Desenvolvimento Sustentável (ODS), que visam erradicar a pobreza, proteger o meio ambiente e promover paz e prosperidade para todos, independentemente de sua localização (ONU, 2024). Destacam-se o ODS 11, que busca tornar as cidades inclusivas, seguras, resilientes e sustentáveis, e o ODS 13, que foca em medidas urgentes para combater a mudança climática e seus impactos. Esses objetivos são particularmente relevantes para enfrentar alagamentos, enchentes e questões climáticas.

O mais recente relatório do Instituto de Pesquisa e Estratégia Econômica do Ceará (IPECE, 2022) ressalta a importância do programa "Ceará Saudável" no alinhamento com as Metas de Desenvolvimento Sustentável (ODS). O programa visa expandir o acesso da população urbana a serviços essenciais, priorizando a melhoria da qualidade de vida.

Além disso, Caldeira e Lima (2020) destacam que a elaboração de um Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano eficaz pode favorecer a valorização, preservação e gestão sustentável dos recursos naturais. No entanto, é observado em muitos

municípios uma falta de integração entre os sistemas urbanos, resultando em uma eficiência reduzida, obsolescência e fragmentação entre eles.

Uma cidade preparada para os períodos chuvosos apresenta um plano de drenagem urbana operativo, que tem o objetivo de escoar para os drenos naturais das bacias hidrográficas da região. Segundo Tucci (2016), as ações antrópicas geradas ao longo da urbanização sem planejamento de uma cidade comprometem as características e comportamentos naturais da bacia. Dessa forma, o processo de urbanização desenfreado tem como resultado poucas áreas permeáveis disponíveis contribuindo para alagamentos e inundações.

Com o constante aumento da urbanização no país, a gestão de águas pluviais nas cidades brasileiras tornou-se uma preocupação premente. Segundo dados do Sistema Nacional de Informações em Saneamento – SINISA (2023), aproximadamente 67,6% dos municípios brasileiros possuem algum tipo de sistema dedicado ao manejo das águas pluviais urbanas, enquanto apenas 5,3% dispõem de um Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais Urbanas (PDDMAPU), evidenciando a fragilidade do planejamento frente aos desafios da infraestrutura existente.

A partir dessa perspectiva, a resiliência urbana torna-se um eixo fundamental para o enfrentamento dos desafios da drenagem urbana, especialmente diante do aumento da frequência e intensidade dos eventos extremos de precipitação. A resiliência, nesse contexto, envolve a capacidade de prevenir, resistir, adaptar-se e recuperar-se de impactos hidrológicos e estruturais, mantendo a funcionalidade das redes urbanas e minimizando danos à população e ao meio ambiente. Estudos recentes, como os de Wang *et al.* (2023) e Li *et al.* (2024), destacam que o fortalecimento da resiliência da infraestrutura urbana depende da integração entre sistemas interconectados como drenagem, transporte e energia e da incorporação de estratégias de planejamento baseadas em cenários e riscos múltiplos. Além disso, conforme demonstram Chen *et al.* (2025) e Guo *et al.* (2023), a aplicação de metodologias de avaliação da resiliência urbana permite identificar pontos críticos e otimizar o uso de soluções baseadas na natureza, promovendo maior robustez e adaptabilidade dos sistemas de drenagem frente às mudanças climáticas e à urbanização acelerada.

1.2 JUSTIFICATIVA

De acordo com as informações levantadas pelo Sistema Nacional de Informações em Saneamento – SINISA (2024), o município de Juazeiro do Norte não possui plano diretor de drenagem e manejo das águas pluviais urbanas, apenas um plano diretor de desenvolvimento urbano aprovado em 2000 e em processo de atualização. Ainda reforça que apenas 4,88% da população juazeirense é atendida com o manejo de águas pluviais.

De acordo com Mateus (2023), a cidade de Juazeiro do Norte nos períodos de precipitações intensas acarretou muitos problemas de inundações, ruas intransitáveis e residências alagadas. Isso já é decorrência da drenagem urbana da cidade que é incompleta e ineficaz em vários bairros. Todos os anos, nos períodos chuvosos, ocorrem essas situações como ruas alagadas e casas inundadas (GLOBO, 2023). Perante essas situações apresentadas, Juazeiro do Norte necessita de um planejamento e dimensionamento de um sistema de drenagem pluvial eficiente.

Destarte, a pesquisa apontada tem como finalidade estudar técnicas de drenagem urbana que possam minimizar os impactos causados na cidade de Juazeiro do Norte. Para isso, foram estudadas técnicas aprimoradas que buscam controlar o escoamento superficial em conjunto com a fonte de origem do escoamento, minimizando os volumes e vazões aproximadas dos que ocorriam antes do crescimento em demasia da urbanização.

Para esse fim, o *software Storm Water Management Model – SWMM* elaborado em 1971 é de grande significância neste trabalho. Desenvolvido pelo *Environmental Protection Agency – EPA* e apresentando diversas modificações ao longo dos anos, o SWMM possui várias atualizações e pode ser utilizado para planejamento, análise e projetos do manejo de águas pluviais.

Nessa conjuntura, a finalidade deste estudo é a modelagem da rede de drenagem em um estudo de caso na zona urbana da cidade Juazeiro do Norte/CE como forma de buscar alternativas de minimização dos efeitos e impactos que as precipitações causam na cidade a partir do dimensionamento e simulação no *software SWMM* com o intuito de suprimir os alagamentos e inundações que acontecem quase todos os anos em alguns bairros.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Avaliar a eficiência da modelagem hidrológica-hidráulica utilizando o software EPA SWMM 5.2 na proposição de soluções baseadas em *Low Impact Development* (LID) e no redimensionamento da rede convencional para mitigação de alagamentos em cinco avenidas críticas de Juazeiro do Norte/CE.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Representar o sistema de drenagem urbana existente das avenidas Presidente Castelo Branco, Padre Cícero, Ailton Gomes, Plácido Aderaldo Castelo e Leão Sampaio, com base no traçado original, nos levantamentos topográficos e nas informações de microdrenagem obtidas em campo, simulando o modelo preliminar no software SWMM, a fim de compreender o comportamento hidráulico-hidrológico da rede sob tempos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos;
- Ajustar e remodelar o modelo preliminar a partir dos dados topográficos e da infraestrutura do projeto de macrodrenagem, adequando condutos, poços de visita e exutórios às condições normativas, e simular o desempenho do Modelo de Referência Ajustado para os mesmos tempos de retorno;
- Aplicar técnicas de Desenvolvimento de Baixo Impacto (LID) ao Modelo de Referência Ajustado, comparando o comportamento da rede com e sem LID, para avaliar a eficiência das soluções propostas na redução das vazões de pico, volumes escoados e sobrecargas nos condutos, sob os mesmos cenários de precipitação.

3 REFERENCIAL TEÓRICO

3.1 EFEITOS E IMPACTOS CAUSADOS PELO PROCESSO DE URBANIZAÇÃO

A expansão do espaço urbano no Brasil tem acarretado impactos substanciais tanto na sociedade quanto no meio ambiente. De acordo com Teixeira e Araújo (2023), essas repercuções adversas têm contribuído para a deterioração da qualidade de vida dos brasileiros, manifestando-se em desafios como o agravamento das inundações e seu consequente aumento de intensidade.

O fenômeno da urbanização, conforme definido por Tucci (2016), representa um curso de progresso econômico e social derivado da transição de uma economia predominantemente rural para uma estrutura voltada para serviços, centralizada em zonas urbanas. Segundo Teixeira e Araújo (2023), a urbanização não se limita a modificar elementos cruciais da paisagem, como solo, geomorfologia, vegetação, fauna, hidrografia, ar e clima; ela vai além, criando ecossistemas à medida que transforma radicalmente as características naturais do ambiente.

Tucci (2016) menciona que a problemática associada à drenagem urbana e ao gerenciamento de águas pluviais surge de deficiências no planejamento urbano, na regulamentação do uso do solo, na ocupação de áreas de risco e na inadequação, ou mesmo inexistência, de sistemas de drenagem. Wang *et al.* (2023) destaca a necessidade de infraestruturas verdes nas zonas urbanas, fundamentando essa necessidade em dois fatores cruciais: a busca pelo equilíbrio térmico e a promoção da recuperação da permeabilidade do solo, viabilizando, assim, uma adequada infiltração das águas pluviais.

Conforme analisado por Tucci (2012), o crescimento das áreas urbanas é caracterizado pela expansão desorganizada das zonas periféricas, revelando uma marcante falta de aderência às diretrizes do Plano Diretor e às normas específicas relacionadas a loteamentos. Além disso, nota-se uma ocupação irregular de espaços públicos por comunidades de baixa renda. Essa dinâmica dificulta substancialmente a implementação de medidas não estruturais no tocante ao controle ambiental urbano, resultando em desafios significativos para a organização eficiente das atividades nesse contexto.

Segundo a análise de Rodrigues *et al.* (2022), a distinção entre o Hidrograma de uma bacia hidrográfica rural e uma urbanizada reside no notável aumento dos picos de cheia na bacia hidrográfica urbana. Este fenômeno resulta na configuração de um

Hidrograma mais pronunciado, essencialmente atribuível à presença significativa de superfícies impermeáveis. Paralelamente, essa urbanização também se reflete na redução dos tempos de concentração, destacando uma resposta hidrológica mais rápida diante dos eventos pluviométricos.

3.2 IMPACTOS DA URBANIZAÇÃO NO CICLO HIDROLÓGICO

O desenvolvimento urbano acelerado das metrópoles resultou na transformação desordenada de corpos d'água superficiais, áreas verdes e zonas de amortecimento em terrenos urbanizados, tornando essas áreas mais propensas a inundações. Essa expansão também perturba o equilíbrio hidrológico da complexa rede de canais e ribeirões, que desempenha um papel crucial no sistema de drenagem natural das cidades. No entanto, as inundações não são meramente atribuíveis a essa conversão descontrolada, mas são influenciadas por diversos fatores, como chuvas sazonais intensas, mudanças rápidas nos padrões de uso do solo, infraestrutura de drenagem inadequada e práticas deficientes na gestão de resíduos (Sakib *et al.*, 2023).

As etapas fundamentais do ciclo hidrológico abrangem as fases atmosférica e terrestre. Ambas englobam processos intrínsecos de armazenamento transitório de água, transporte e transformações de estado. Ainda, os mesmos autores definem que o ciclo hidrológico é delineado por quatro fases preponderantes, a saber: as precipitações atmosféricas, os processos de escoamento subterrâneo e superficial das águas pluviais, e as atividades de evaporação e transpiração manifestadas pelos organismos vegetais e animais (Benini, 2015).

Marostica (2023) ressalta que a infiltração, como componente essencial do ciclo hidrológico, desempenha um papel fundamental na regulação da dinâmica da drenagem urbana. A capacidade do solo em absorver a água proveniente de precipitações influencia diretamente a quantidade de escoamento superficial, podendo impactar significativamente os sistemas de drenagem em ambientes urbanos. A Tabela 1 aborda as causas e consequências enfrentados pelas áreas urbanas próximas aos cursos d'água urbanas.

Tabela 1 - Causas e consequências no processo de urbanização sobre áreas próximas aos cursos d'água.

CAUSAS	CONSEQUÊNCIAS
Impermeabilização	<ul style="list-style-type: none"> • Picos de inundações e fluxos máximos em corpos d'água • Alagamentos e inundações
Redes de Drenagem	<ul style="list-style-type: none"> • Picos de cheias à jusante • Poluição da água
Resíduos Sólidos	<ul style="list-style-type: none"> • Obstrução de sistemas de drenagem pluvial
Rede de esgotamento sanitário defasados	<ul style="list-style-type: none"> • Contaminação da água • Infecções veiculadas pela água
Supressão de vegetação devido ao crescimento desordenado	<ul style="list-style-type: none"> • Cotas máximas de inundação e descargas volumosas • Erosão extensiva • Acúmulo de sedimentos em sistemas de drenagem
Assoreamento no sistema de drenagem	
Assentamento de áreas de várzeas	<ul style="list-style-type: none"> • Danos patrimoniais significativos • Gastos significativos em infraestrutura pública • Picos máximos de cheia

Fonte: Teixeira e Araújo (2023).

3.3 AS MICROBACIAS URBANAS E O USO E OCUPAÇÃO DO SOLO

Com o crescimento desordenado das cidades ao longo do tempo, áreas de encostas e várzeas nas margens de rios foram ocupadas, especialmente pela parcela da população com menor poder aquisitivo. Esse padrão repetiu-se em cidades do interior, resultando em ocupações extensas de vales de rios e morros, onde a especulação imobiliária tende a ser menor. A urbanização exacerbou a impermeabilização do solo, complicando a infiltração da água das chuvas e aumentando o escoamento superficial. A falta de planejamento na ocupação do espaço, aliada à impermeabilização extensiva nas áreas urbanas, impede a infiltração da água das chuvas, resultando em escoamento superficial concentrado em canais muitas vezes alterados, contribuindo para problemas acentuados (Piroli, 2022).

A urbanização no Brasil se desdobrou de maneira vigorosa e acelerada. Dessa forma, os desdobramentos quantitativos desencadearam, por conseguinte, mudanças qualitativas profundas, exercendo impacto significativo na qualidade das áreas urbanas devido à carência de infraestrutura apropriada (Moraes, 2018).

A gestão eficaz de uma bacia hidrográfica começa pela compreensão do arcabouço legal, que orienta o planejamento e a administração dos recursos hídricos,

conforme estabelecido pela Lei Federal Brasileira nº 9.433/97 e legislações complementares. É essencial criar estratégias para implementar as etapas delineadas nos planos, com especial atenção para a água e sua interação com as comunidades locais. Recomenda-se adotar uma abordagem centrada no recorte espacial das microbacias hidrográficas, sejam elas rurais, urbanas ou mistas, pois é nesse contexto que a interação entre seres humanos e o ambiente natural se manifesta de forma mais próxima e significativa (Piroli, 2022).

A Lei nº 9.433 de 1997, conhecida como Lei das Águas, institui a Política Nacional de Recursos Hídricos e estabelece o Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos. Essa legislação reconhece as bacias hidrográficas como unidades fundamentais para o planejamento e gestão dos recursos hídricos. Por meio da criação de Comitês de Bacias Hidrográficas, a administração desses recursos é descentralizada, com participação ativa de autoridades locais, como prefeituras, e da sociedade civil organizada (Brasil, 1997).

As microbacias urbanas e sub-bacias fazem parte da bacia hidrográfica. Sob a perspectiva da hidrologia, as microbacias podem ser definidas com base em suas características específicas, sendo sensíveis tanto a chuvas intensas quanto às mudanças no uso do solo (Teodoro *et al.*, 2015).

A definição de microbacias urbanas não está claramente estabelecida legal ou normativamente; há apenas um consenso, conforme destacado pela Agência Nacional das Águas (ANA, 2019). De acordo com esse entendimento, uma microbacia é uma região que abriga corpos hídricos claramente delineados e está contida em uma área de até 100 km².

3.4 DRENAGEM EM CENTROS URBANOS BRASILEIROS

Conforme Cordeiro (2019), o conceito de drenagem abrange a infraestrutura destinada a direcionar o excesso de água, seja em áreas rurais ou urbanas. Com o objetivo de minimizar os impactos da chuva nas zonas urbanas, foram concebidos métodos tradicionais de drenagem urbana. Estes sistemas são projetados para capturar o escoamento superficial e direcioná-lo para as redes de micro e macrodrenagem, presentes na maioria dos municípios (Luna *et al.*, 2020).

Ainda, Caldeira e Lima (2020) caracterizam a drenagem urbana como um mecanismo proativo contra inundações, visando mitigar os riscos e danos à

comunidade, reduzindo os impactos causados por enchentes e inundações e promovendo o desenvolvimento urbano sustentável.

De acordo com o SINISA (2024), os sistemas de drenagem são categorizados em exclusivos (ou absolutos), dedicados exclusivamente ao manejo das águas pluviais, combinados (misturando esgoto e águas pluviais) e unitários, que compartilham uma mesma infraestrutura para o esgoto e as águas pluviais. Segundo o SINISA (2024), 40,44% dos municípios brasileiros adotam o sistema exclusivo de drenagem, enquanto 14,48% possuem sistema combinado e 12,59% possuem sistema unitário.

Segundo Toscan Neto (2019), o objetivo do sistema de drenagem é múltiplo, incluindo a redução das áreas sujeitas a inundação, a proteção do tráfego de veículos e pedestres, a diminuição dos custos de manutenção das vias públicas, a facilitação do escoamento das águas superficiais, a promoção de um escoamento rápido, a prevenção da erosão hídrica do solo e o fortalecimento da resistência do solo em áreas verdes.

Na organização da drenagem urbana, o sistema de macrodrenagem é afetado pelo escoamento presente no leito do vale, ao passo que o sistema de microdrenagem desempenha o papel de coletar essa água e encaminhá-la para o sistema macro, exercendo controle sobre o fluxo hídrico na área urbana (Cordeiro, 2019).

3.4.1 Microdrenagem

Conforme o manual de drenagem urbana de São Paulo (Prefeitura Municipal de São Paulo, 2012), os sistemas de microdrenagem consistem em uma rede de coletores de águas pluviais, englobando os pavimentos das vias, meios-fios, sarjetas, bocas de lobo, galerias pluviais e canais de dimensões reduzidas. Esses sistemas são projetados para facilitar o escoamento das águas pluviais com um período de retorno de 10 anos, e quando adequadamente dimensionados, têm a capacidade de prevenir inundações nas áreas urbanas, mitigando assim os conflitos entre o escoamento das águas pluviais e o tráfego de pedestres e veículos, bem como protegendo as propriedades contra danos. Na Figura 01, são exibidos os elementos do sistema microdrenagem.

Figura 1 - Sistema genérico de microdrenagem urbana.



Fonte: Aquafluxus (2011).

A microdrenagem tem como objetivo aumentar a capacidade de escoamento e direcionar todo o volume de água para jusante, sendo uma medida crucial em áreas urbanas. Isso é fundamental para garantir condições adequadas de circulação de veículos e pedestres durante os períodos de chuva intensa (Medau, 2018).

A gestão eficaz e a manutenção regular da drenagem urbana são essenciais para garantir seu funcionamento adequado. Um estudo conduzido por Satiro *et al.* (2019) sobre a drenagem urbana em Cajazeiras, Pernambuco, revelou que em várias áreas da cidade, o sistema estava comprometido devido à obstrução por resíduos sólidos e esgoto doméstico. Isso pode resultar na necessidade de manutenção mais frequente das bocas de lobo e galerias, além de causar alagamentos e representar um risco para a saúde da população local.

Outra pesquisa conduzida pelos autores Teixeira e Araújo (2023) na cidade de Ilhéus, na Bahia, indicou que além do aumento nas vazões máximas e na frequência devido ao rápido crescimento urbano, observou-se um acúmulo crescente de resíduos sólidos nos canais de microdrenagem. Isso levou a uma deterioração na qualidade da água superficial e subterrânea devido à lavagem das ruas e ao transporte dos resíduos, além da ocorrência de ligações clandestinas de esgoto e pluvial, que acabam por contaminar os aquíferos. Diante dessas questões, é evidente que a microdrenagem frequentemente é negligenciada em relação às necessidades da população local, exigindo manutenção constante para garantir seu funcionamento adequado que por vezes não ocorre.

3.4.2 Macrodrenagem

O sistema de macrodrenagem é constituído por estruturas de maior porte, projetadas para lidar com enchentes cujo período de recorrência deve estar em torno de 100 anos (São Paulo, 2012). A água é direcionada através de canais de captação subterrâneos até a rede de tratamento (Ottoni *et al.*, 2018).

Nascimento (2018) conceitua a macrodrenagem como sistemas, tanto naturais quanto artificiais, que coletam as águas de uma determinada bacia de drenagem e as direcionam para uma estrutura receptora a jusante, tal como rios, córregos, lagoas, represas e, em última instância, o oceano. A composição estrutural da macrodrenagem consiste em galerias e dispositivos projetados para dissipar a energia, tais como rampas dentadas, vertedores, blocos de impacto e degraus. (Caldeira; Lima, 2020).

Ainda, a rápida expulsão das águas pluviais resulta em picos de cheias mais elevados nos cursos d'água a jusante, bem como na redução do tempo de concentração, o que agrava a situação das cidades, dos cidadãos e dos recursos hídricos (Christofidis *et al.*, 2019).

De acordo com Bezerra e Silva (2018), as intervenções de macrodrenagem ocorrem em áreas localizadas nos vales e podem ser ou não integradas ao sistema de microdrenagem, com o propósito de reduzir o risco de inundações. Essas medidas podem incluir melhorias nos leitos dos cursos d'água naturais ou a construção de canais dedicados.

Observa-se que, com o avanço do processo de urbanização e, consequentemente, a impermeabilização do solo, o direcionamento natural das águas tornou-se menos definido, gerando perturbações no ambiente urbano. Nesse contexto, surgiram os sistemas de microdrenagem, contudo, se mal projetados, podem ocasionar pontos de alagamento. Por essa razão, os sistemas de macrodrenagem foram desenvolvidos para prevenir grandes enchentes, já que são capazes de lidar com volumes consideráveis de água (Araújo, 2021).

3.5 GESTÃO DA DRENAGEM URBANA

Conforme Gonçalves e Pereira (2020) observam, os centros urbanos enfrentam desafios multifacetados que demandam uma abordagem integrada, envolvendo tanto a gestão pública quanto as engenharias. A solução dos problemas de drenagem, por exemplo, está intrinsecamente ligada não apenas ao ambiente físico, mas também a uma série de questões sociais, econômicas e históricas que permeiam o contexto urbano.

Conforme mencionado por Zhou *et al.* (2019), a gestão eficiente da drenagem urbana desempenha um papel crucial na infraestrutura das cidades, visando o redirecionamento eficaz da água para fora das áreas urbanas. Os autores destacam a necessidade premente de uma administração mais eficaz das cheias urbanas como uma medida essencial para prevenir inundações nas regiões metropolitanas.

Dentro do contexto das políticas públicas voltadas para a resolução desse desafio, é evidente que a drenagem e o manejo das águas pluviais urbanas representam um eixo central regido pela política de saneamento básico. Além disso, sua gestão deve ser guiada não apenas pela política de recursos hídricos, mas também pelas políticas ambientais e de uso e ocupação do solo (Brasil, 1995).

O planejamento é crucial para orientar a gestão, ao estabelecer metas e prazos para o futuro, enquanto a gestão atual se concentra na eficácia com os recursos disponíveis. Esses princípios são destacados nas políticas públicas, que enfatizam a necessidade de planos para abordar diversas questões. Isso é evidenciado nas Políticas de Recursos Hídricos e de Saneamento, que estabelecem os Planos de Bacias Hidrográficas e os Planos de Saneamento Básico, respectivamente, como ferramentas fundamentais de gestão. Além disso, o Plano Diretor é reconhecido como um importante instrumento de política urbana, consolidando diretrizes para o desenvolvimento sustentável das cidades (Reis *et al.*, 2020).

A recente atualização da Lei no 11.445/2007 pela Lei no 14.026/2020, conhecida como Novo Marco Legal do Saneamento Básico, mostrou avanços limitados na regulamentação da drenagem urbana, deixando lacunas existentes desde a legislação anterior (Brasil, 2007). Como resultado, continua a persistir a histórica negligência desse componente do saneamento básico, devido à falta de priorização no planejamento, à ausência de fundos específicos de financiamento, entre outros fatores (Mendes; Santos, 2021).

O Plano Nacional de Saneamento Básico – PLANSAB desempenha um papel central como instrumento de planejamento na política de saneamento. Ele promove a transição da gestão das águas pluviais urbanas de modelos tradicionais para modelos mais integrados e sustentáveis. Esses modelos atuais destacam-se por um equilíbrio mais eficaz entre medidas estruturais, que se concentram em infraestrutura física, e medidas estruturantes, que priorizam a gestão, capacitação e governança (Brasil, 2019).

A Lei nº 10.257/2001, conhecida como Estatuto das Cidades, em conjunto com os Planos Diretores, visa integrar informações cruciais para o desenvolvimento de infraestruturas e políticas públicas municipais eficazes. Esses planos buscam harmonizar o escoamento e distribuição na bacia, levando em consideração as interações temporais de maneira a minimizar os impactos no sistema, promovendo assim uma menor sobrecarga e facilitando a manutenção. Adicionalmente, são examinadas as áreas ribeirinhas, situações de alerta e medidas para gerenciar essas informações e cenários dentro desse contexto (Brasil, 2001).

Na elaboração de um Plano Diretor de Drenagem Urbana, é essencial iniciar com a obtenção e organização de informações fundamentais, como o cadastro e controle da rede pluvial, dados sobre as bacias hidrográficas urbanas, informações hidrológicas, registros de precipitação e vazões. Além disso, é crucial considerar outros planos municipais e legislações pertinentes para garantir uma aplicação eficaz das medidas estruturais de drenagem, visando prevenir problemas relacionados às águas urbanas (Gonçalves; Pereira 2020).

3.6 MODELAGEM PARA PROJETO DE DRENAGEM NO SOFTWARE SWMM – STORM WATER MANAGEMENT MODEL

De acordo com Rosa (2023), o *Storm Water Management Model* (SWMM) é um modelo dinâmico que lida com a relação entre chuva e vazão, simulando tanto a quantidade quanto a qualidade do escoamento superficial. Esse modelo é particularmente aplicável em ambientes urbanos e pode ser empregado para simular eventos isolados de precipitação, bem como para realizar simulações contínuas de longo prazo.

O *Storm Water Management Model* (SWMM) foi concebido na década de 80 pela U.S. Environmental Protection Agency (EPA) para simular sistemas de drenagem

urbana. É utilizado em várias partes do mundo para o planejamento, análise e projetos de sistemas de drenagem de águas pluviais em áreas urbanas. De acordo com o Manual do Usuário – EPA SWMM 5.0 (Manual do SWMM Brasil, 2012), essa versão apresenta uma interface amigável que facilita a edição e introdução de dados, possibilitando simulações abrangentes, incluindo aspectos hidrológicos, hidráulicos e de qualidade da água. Além disso, oferece ferramentas de visualização de resultados para uma análise mais eficaz.

Na Tabela 02, encontram-se delineadas diversas ferramentas fundamentais, cada uma delas devidamente elucidadas em sua função, divididas em cinco blocos que são abordados no software SWMM.

Tabela 2 - Blocos disponíveis no SWMM.

Bloco	Sub-bloco	Definição
Objetos de dados	Curva	Um conjunto de dados organizados que descreve a conexão entre duas variáveis (como vazão e carga hidráulica da bomba, área da superfície e profundidade, entre outras).
	Série Temporal	Uma tabela que registra como uma quantidade específica muda ao longo do tempo (como precipitação, elevação, nível do exutório etc.).
	Padrão Temporal	Um conjunto de elementos recorrentes ao longo de um período temporal, como o padrão horário diurno ou o padrão diário semanal.
	Regras de controle	Funções que definem os momentos em que ações específicas de controle devem ser executadas, como ligar ou desligar uma bomba quando o nível da água atingir um determinado valor pré-estabelecido.
Hidrológicos	Hidrograma	Uma função que descreve como o fluxo varia ao longo do tempo em resposta a uma unidade de precipitação.
	Junção	Um ponto de junção no sistema onde os condutos se encontram, com um volume de armazenamento praticamente desprezível, como bueiros ou conexões.
	Exutório	O ponto de saída final do sistema onde a água é descarregada em um corpo receptor, tal como outro sistema, uma unidade de tratamento de água ou um rio, com uma altura conhecida de lâmina d'água.
	Divisor	Um ponto no sistema onde o fluxo de entrada se divide em dois condutos distintos através de uma função predefinida.
	Unidade de armazenamento	Corpos de água designados para o armazenamento de água, como lagos, represas ou tanques.
	Conduto	Um canal ou tubulação que conduz água de um ponto para outro dentro de um sistema.
	Bomba	Um mecanismo que aumenta a energia dentro do sistema.

Hidráulicos	Regulador	Um dispositivo utilizado para controlar e regular o fluxo entre dois pontos do sistema de transporte, como um estrangulador, orifício ou saída.
	Pluviógrafo	Origem dos dados de precipitação para as sub-bacias.
	Sub-bacias	Uma porção de solo que recebe a precipitação e produz escoamento superficial, direcionando essa água para o sistema de drenagem (por meio de um nó) ou para outra sub-bacia.
	Aquíferos	Uma região abaixo da superfície que recebe água da infiltração da sub-bacia adjacente e interage com um ou vários nós por meio de trocas de fluxo.
	Neve	Neve acumulada nas sub-bacias
Qualidade de Água	Poluente	Um poluente que pode se acumular na sub-bacia e, posteriormente, ser lavado pela topografia ou introduzido diretamente no sistema.
	Uso do solo	Uma categoria utilizada para determinar como os poluentes se acumulam e se comportam dentro do sistema.
Tratamento	Controle de Low Impact Development (LID)	Tecnologias de baixo impacto, como células de biorretenção e pavimentos permeáveis, empregadas para diminuir o escoamento superficial ao aumentar a capacidade de infiltração.
	Função Tratamento	Uma função personalizada definida pelo usuário que descreve como a concentração do poluente diminui em um nó, em função de variáveis específicas, como concentração, vazão e nível de água.

Fonte: Rossman; Huber (2016); Santini Junior (2018).

A simulação do ciclo hidrológico no SWMM é composta por diversos processos, incluindo precipitação, infiltração e escoamento superficial. Esta ferramenta é fundamental para o projeto e gestão de sistemas de drenagem urbana, além de permitir a avaliação do desempenho de diferentes práticas de gestão de águas pluviais (Rosa, 2023).

3.7 CALIBRAÇÃO DO MODELO NO SWMM

Basicamente, existem dois métodos para realizar a calibração: o método de tentativa e erro (método manual) e os métodos automáticos. No primeiro, o operador de calibração é limitado por um número restrito de tentativas, porém, pode usar o conhecimento físico dos parâmetros para ajustar melhor o modelo. Já na calibração automática, é necessário um algoritmo que busca minimizar ou maximizar uma determinada função, dependendo do número de variáveis (Refsgaard; Storm, 1990; Santini Junior, 2018).

A calibração é uma das fases cruciais na modelagem hidrológica, na qual os parâmetros internos do modelo são ajustados com base em dados observados, visando aproximá-lo das características reais no sistema (Ribeiro, 2018). Conforme mencionado por Cavalcanti (2020), a obtenção de ajustes nos resultados por meio de dados de campo é essencial para melhor representar o comportamento da bacia hidrográfica no modelo, evitando assim eventuais erros nas previsões. Na Tabela 03 são apresentados estudos dos métodos utilizados no processo de calibração do modelo SWMM.

Tabela 3 - Estudos aplicados na calibração do modelo SWMM.

Método	Definição	Referência
Tentativa e erro	A calibração do SWMM foi realizada por tentativa e erro durante estudos da bacia hidrográfica do Arroio Cancela e para as bacias do Alto da Colina e Sítio do Tio Pedra, ambos localizados no município de Santa Maria (RS).	Garcia (2005) e Bastos (2007)
Semi-manual	A calibração do SWMM foi realizada na bacia hidrográfica do Córrego do Gregório em São Carlos (SP) variando o nível de detalhamento da bacia e utilizando uma calibração semi-manual, obtendo resultados satisfatórios.	Collodel (2009)
Algoritmo PEST	A condução da calibração do modelo SWMM usando o algoritmo PEST para as bacias dos rios Toyogres e Zopilote na Costa Rica, com base em 13 eventos de precipitação monitorados. Os erros na vazão e no tempo de pico não excederam 15%.	Méndez-Morales (2012)
Manual	Foi realizada uma calibração manual do modelo SWMM para a bacia do córrego Barbado em Mato Grosso, com o objetivo de simular diversos cenários de impermeabilização na bacia. Os erros na vazão de pico foram inferiores a 2%.	Faria, Barbassa e Silveira (2014)
Tentativa e erro	Eles empregaram o método de tentativa e erro para calibrar o modelo SWMM e simular os efeitos da urbanização e do uso de técnicas LID em uma bacia na cidade de Espoo, na Finlândia. Os estudos concluíram que as técnicas compensatórias, como pavimento permeável e reservatório de água da chuva, foram eficazes na redução dos impactos da urbanização na geração de escoamento superficial.	Guan, Sillanpaa e Koivusalo (2015)
Manual	Eles utilizaram o método de calibração manual no modelo SWMM para simular cenários de uso e ocupação do solo, incluindo a implementação de telhados verdes e pavimentos permeáveis, na bacia urbana de Colle Ometti, na Itália. A conclusão foi de que as técnicas compensatórias foram eficazes na redução do volume de escoamento e no pico de vazão.	Palla e Gnecco (2015)
Automática	Realizaram a calibração automática do modelo SWMM para a bacia do Arroio Cancela, localizada em Santa Maria/RS, utilizando o algoritmo evolucionário multiobjetivo R-NSGA.	Formiga <i>et al.</i> (2016)
Manual	Realizaram a calibração manual do modelo SWMM para a bacia do córrego Cachoeirinha, em Belo Horizonte/MG, com o objetivo de construir um gráfico de risco de inundação em bacias urbanas.	Siqueira, Moura e Silva (2019)

Automático	Desenvolveu um calibrador automático multiobjetivo para o SWMM, utilizando o NSGA II como método de otimização, e aplicou-o a uma bacia hipotética e à bacia do córrego do Gregório, localizada no município de São Carlos, SP. Concluiu-se que o processo de validação confirmou a eficácia do calibrador, obtendo um NSE médio de 0,84.	Shinma (2011)
Algoritmo PEST	Utilizou o algoritmo PEST acoplado ao modelo SWMM para calibrar os parâmetros mais sensíveis em uma bacia urbana do Arroio Cancela, em Santa Maria - RS.	Beling (2013)
Manual	Empregando o modelo SWMM, eles conduziram simulações do escoamento e da exportação de nutrientes (nitrogênio e fósforo) em duas bacias em <i>Waterford</i> , na Irlanda: uma bacia convencional e outra equipada com sistemas de Desenvolvimento de Baixo Impacto (LIDs). Suas descobertas ressaltaram a importância da calibração dos parâmetros do modelo para garantir uma representação precisa da bacia. Além disso, destacaram que as LIDs desempenham um papel significativo no controle do fluxo de escoamento, especialmente durante eventos de precipitação intensa.	Rosa, Clausen e Dietz (2015)
Manual	O objetivo foi avaliar os parâmetros mais sensíveis de transformação de chuva em vazão no modelo SWMM para a bacia de Zanjan, no Irã, que abrange uma área de 39,00 km ² , dividida em 16 sub-bacias. Concluíram que o modelo apresenta bom desempenho na transformação de chuva em vazão em uma área semiárida e que a seleção cuidadosa dos parâmetros de entrada é crucial para o desempenho do modelo.	Maofi Rabori, Ghazavi e Reveshty (2017)
Manual	Empregaram o modelo SWMM na avaliação do comportamento do escoamento superficial e da qualidade da água, considerando diferentes alternativas de localização de reservatórios de detenção na sub-bacia late Club, que deságua no Lago Paranoá, em Brasília - DF.	Souza, Costa e Koide (2019)

3.8 OS EFEITOS GERADOS PELA DRENAGEM URBANA EXISTENTE EM JUAZEIRO DO NORTE/CE

De acordo com Lopes *et al.* (2024), Juazeiro do Norte enfrenta um rápido crescimento urbano descontrolado e um sistema de drenagem inadequado. O estudo de Mateus (2023) investigou o uso e ocupação do solo na cidade de Juazeiro do Norte. A pesquisa revelou que as mudanças no uso do solo, especialmente a redução das áreas permeáveis na microbacia, associadas ao crescimento urbano descontrolado, resultaram em um aumento significativo do escoamento superficial. Este aumento levou a problemas de alagamento nas áreas urbanas da região. As conclusões apontam para a importância de medidas de planejamento urbano e de drenagem, destacando a necessidade de implementação de soluções de macro e microdrenagem.

para lidar com os desafios decorrentes dessas mudanças no ambiente urbano de Juazeiro do Norte.

A pesquisa de Gonçalves e Fernandes (2022) revela que a expansão urbana nas sub-bacias de Juazeiro do Norte, Ceará, levou a uma considerável impermeabilização do solo, com uma porcentagem de áreas impermeáveis atingindo 72.5% em uma das sub-bacias analisadas (SB10). Esse cenário resultou em um aumento significativo do escoamento superficial, resultando em enchentes frequentes nas sub-bacias SB3, SB6 e SB11, com impactos notáveis nos bairros de Lagoa Seca e Jardim Gonzaga. O estudo destaca a necessidade urgente de estratégias de planejamento urbano e de drenagem para enfrentar esses desafios, visando a redução dos impactos das enchentes e uma gestão mais eficiente das águas pluviais na cidade.

Pereira (2013) sugere que o município ocupa o quinto lugar em extensão de área urbanizada no estado do Ceará, o que contribui significativamente para a sua vulnerabilidade a alagamentos. Com base no levantamento diagnóstico dos serviços de drenagem urbana, torna-se evidente que o município de Juazeiro do Norte enfrenta, de maneira recorrente, uma série de desafios durante os períodos de chuva. Ocorrências como alagamentos, inundações, processos erosivos e deslizamentos de terra são frequentemente registrados em diversos bairros, tais como Antônio Vieira, Centro, Timbaúbas, Limoeiro, Pio XII, Planalto, Pirajá, Socorro, São José, Lagoa Seca e Horto. Esses problemas têm sua origem na deficiência e na inadequação da infraestrutura de drenagem, somadas à obstrução e ao assoreamento dos canais fluviais (Juazeiro do Norte, 2013).

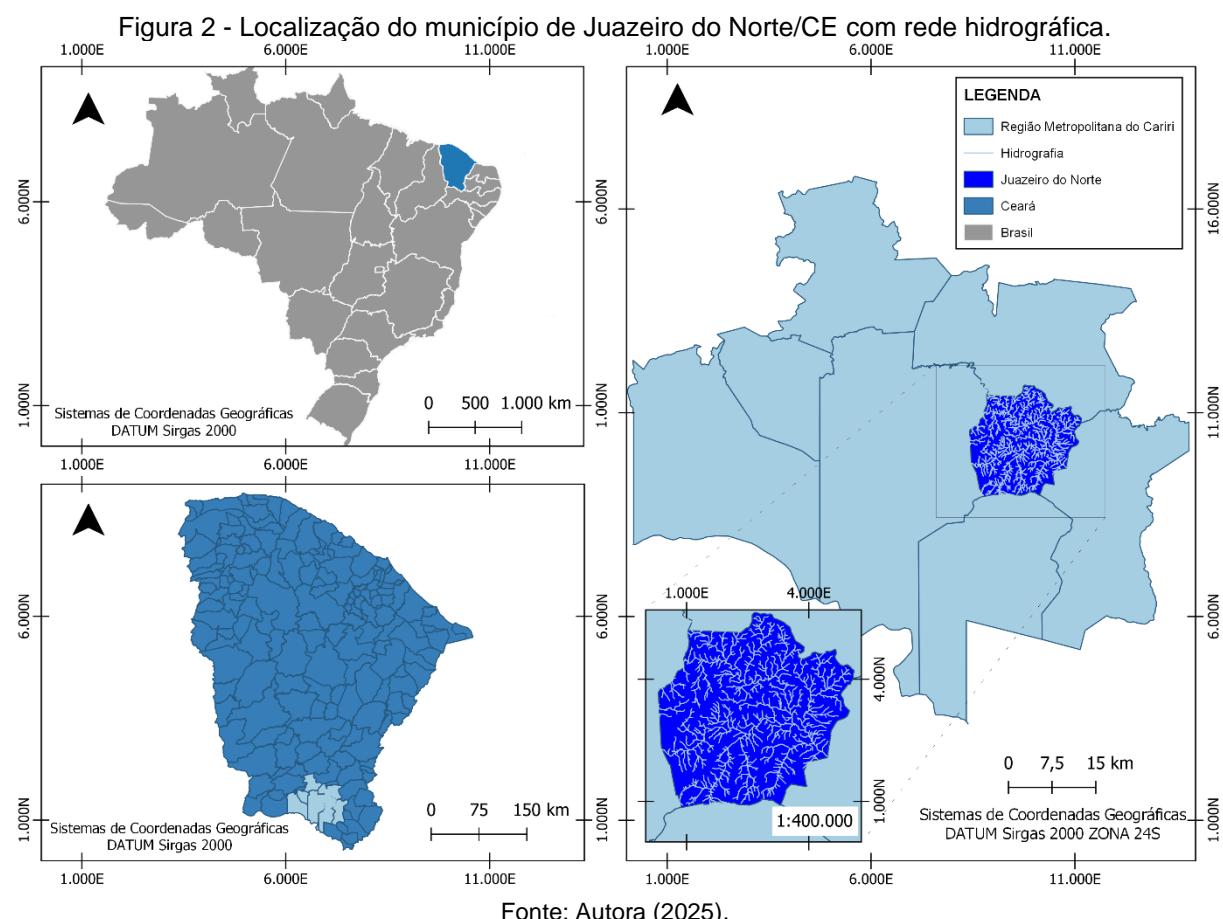
Segundo o estudo conduzido por Palácio *et al.* (2021), a pesquisa em foco investiga a interação dinâmica entre o desenvolvimento urbano e os fenômenos ambientais, com destaque para o papel crucial desempenhado pelos Sistemas de Informações Geográficas (SIG) no planejamento urbano. A fim de mapear as áreas suscetíveis a alagamentos em Juazeiro do Norte, Ceará, foram empregadas técnicas avançadas de geoprocessamento, considerando uma gama de dados, tais como declividade, elevação, fluxo de água, curva número, tipo de solo e padrões de uso do solo. Os resultados obtidos revelam uma média de 69% do município com potencial para alagamentos, com uma exposição significativa de 17%. É especialmente notável que o bairro Tiradentes tenha se destacado como uma área com alto risco de alagamentos, com 79,5% de sua extensão total sendo vulnerável. Diante disso, este

estudo oferece uma contribuição valiosa para uma gestão mais eficaz dos recursos urbanos, além de fortalecer as medidas de segurança da população frente aos desafios ambientais específicos enfrentados pela cidade de Juazeiro do Norte.

4 METODOLOGIA

4.1 ÁREA DE ESTUDO

A região em estudo está localizada no município de Juazeiro do Norte, situado ao sul do Estado do Ceará, dentro da sub-bacia do Salgado (IPECE, 2022), na bacia hidrográfica do rio Jaguaribe, conforme indicado na Figura 02. O município de Juazeiro do Norte abrange uma área de 258,788 quilômetros quadrados e possui uma população de 286.120 habitantes (IBGE, 2022). Também, faz parte da microbacia 3, a qual inclui os municípios limítrofes de Barbalha, Caririaçu, Crato e Missão Velha.



O município de Juazeiro do Norte possui uma taxa de urbanização de 96,07 % (IBGE, 2010). E segundo o levantamento municipal realizado pelo IPECE (2017), Juazeiro do Norte apresenta um clima semiárido tropical quente, marcado por uma pluviosidade histórica de 925,10 mm e uma temperatura média que varia entre 24º e 26ºC. A temporada de chuvas na região se estende de janeiro a maio. Ainda, no que

diz respeito aos aspectos ambientais, a topografia do município é caracterizada por sertões, enquanto o solo exibe predominância de argissolos e neossolos.

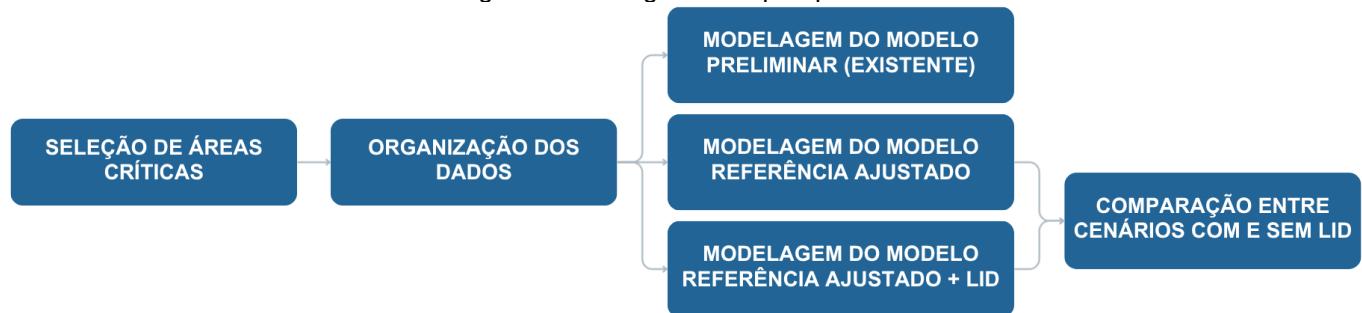
As microbacias de Juazeiro do Norte são atribuídas de várias redes de drenagem da sub-bacia do Salgado, sendo eles, o açude dos Carneiros, Riacho do Fundo, Riacho dos Carneiros, Riacho Constantino, Riacho do Avesso, Riacho Imburana e cursos de águas naturais.

Durante a estação invernal, é observável um histórico de diversas problemáticas decorrentes da gestão das águas pluviais na cidade, tais como alagamentos, inundações, erosões e enxurradas. As notícias evidenciam que, anualmente, vários bairros de Juazeiro do Norte são afetados por alagamentos e inundações.

4.2 ETAPAS DO ESTUDO

O desenvolvimento deste estudo foi estruturado conforme o fluxograma apresentado na Figura 03.

Figura 3 - Fluxograma da pesquisa.



Fonte: Autora (2025)

A primeira etapa da modelagem consistiu na análise e seleção das áreas críticas que seriam estudadas a partir de critérios relacionados à ocorrência recorrente de alagamentos, importância estrutural das vias e disponibilidade de dados de drenagem.

Posteriormente, procedeu-se à organização dos dados necessários à modelagem, que foram os dados pluviométricos, definição dos cenários de precipitação, no levantamento topográfico e a inserção da estrutura mapeada (poços de visita e condutos) e a delimitação das sub-bacias urbanas. Toda essa organização

foi essencial para a construção dos três modelos simulados no *Storm Water Management Model* (SWMM 5.2): o Modelo Preliminar, o Modelo de Referência Ajustado e o Modelo de Referência Ajustado + LID. Foram realizadas simulações os tempos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos a fim de avaliar o comportamento hidráulico-hidrológico do sistema de drenagem sob distintos cenários de precipitação.

O modelo preliminar representou o sistema de drenagem urbana existente, elaborado a partir do arquivo base disponibilizado pela Secretaria de Infraestrutura de Juazeiro do Norte (SEINFRA-CE). As cotas altimétricas foram mapeadas no QGIS 3.16.16, enquanto a localização dos poços de visita (PV's) e dos pontos de exutório foi identificada em campo.

No modelo de referência ajustado foi desenvolvido com base nas limitações identificadas no modelo preliminar. Foram realizadas alterações no traçado, reposicionamento de exutórios e adequação dos condutos e poços de visita, ajustando declividades e diâmetros às condições normativas de dimensionamento.

Por fim, o Modelo de Referência Ajustado foi utilizado como base para a última simulação, na qual foi inserida a técnica de Desenvolvimento de Baixo Impacto (LID), permitindo a comparação entre as condições com e sem a aplicação da técnica, a fim de avaliar seu efeito sobre o desempenho hidráulico e hidrológico da rede.

4.3 SELEÇÃO DAS ÁREAS CRÍTICAS

Durante o processo de desenvolvimento e seleção das áreas a serem estudadas, foram considerados três pontos essenciais: a avaliação da infraestrutura da rede de drenagem já existente, a identificação das regiões com maior propensão a alagamentos e um levantamento das notícias que destacaram as áreas com os registros mais frequentes de alagamentos e inundações. Através dessa análise, foi possível identificar as áreas mais urgentes e prioritárias, as quais foram escolhidas para o estudo detalhado.

A avaliação da infraestrutura da rede de drenagem foi realizada com base no *shapefile* fornecidos pela SEINFRA-CE comparando por um levantamento com o QGIS 3.16.16 mapeando a quantidade de vias urbanas podendo fazer um comparativo da extensão da rede mediante as ruas contabilizadas.

A propensão a alagamentos foi disponibilizada em formato raster por Palácio et al. (2021), os quais avaliaram as áreas de suscetibilidade a alagamentos de média

e alta intensidade no município, servindo como base para a identificação e validação das regiões prioritárias deste estudo. Os registros de alagamentos foram obtidos a partir de um levantamento de registros noticiosos referentes ao período de 2019 a 2023, permitindo identificar os bairros frequentemente mencionados em ocorrências de inundações e alagamentos no município.

Com base em análise documental, espacial e empírica, foram definidas cinco avenidas para modelagem, selecionadas por sua alta visibilidade urbana, por abrangerem os bairros mais citados nas notícias de alagamentos e por coincidirem com áreas de alta suscetibilidade identificadas no estudo de Palácio *et al.* (2021).

A partir disso, foram selecionadas as cinco avenidas com maior relevância hidrológica e urbanística para este estudo, tanto pela sua importância no sistema viário quanto pelo histórico de ineficiência no manejo das águas pluviais. As avenidas escolhidas foram: Avenida Presidente Castelo Branco, Avenida Ailton Gomes, Avenida Plácido Aderaldo Castelo, Avenida Leão Sampaio e Avenida Padre Cícero.

4.4 ORGANIZAÇÃO DOS DADOS

Neste estudo, optou-se pelo uso do EPA SWMM 5.2 em vez do PCSWMM por sua gratuidade, transparência metodológica e ampla aceitação científica. O SWMM, possui código aberto e utiliza o mesmo núcleo de cálculo hidrológico e hidráulico do PCSWMM, diferenciando-se apenas pela interface comercial deste último. Assim, o uso do SWMM puro foi suficiente para atender aos objetivos da pesquisa.

Os parâmetros foram cuidadosamente inseridos manualmente, utilizando os dados coletados durante o processo de calibração do SWMM 5.2. O software empregado para esta análise foi o modelo hidrológico dinâmico *Storm Water Management Model* - SWMM 5.2, uma versão desenvolvida pela *Environmental Protection Agency* – EPA nos Estados Unidos (EPA, 2022).

O modelo SWMM permite simular o comportamento hidrológico e hidráulico de sistemas de drenagem urbana, auxiliando no planejamento, projeto e gestão de infraestruturas para o controle de enchentes e melhoria da qualidade da água em áreas urbanas (EPA, 2016). Dessa forma foi realizado um processo de etapas que estão relacionadas no esquema da Tabela 04.

Tabela 4 – Etapas que compõe a calibração do modelo SWMM.

Divisão	Nome	Guia
	<i>Rain Format</i>	O Formato de precipitação utilizado foi o da intensidade IDF utilizado no município de Juazeiro do Norte (Equação 02)
Pluviômetro (Rain Gage)	<i>Time Interval</i>	Utiliza o tempo de retorno de 10 anos, 25 anos e 50 anos e um tempo de concentração da chuva de 10 min, 20min e 30min
	<i>Series Name</i>	Indicar qual o tempo de retorno e o tempo de concentração de chuva para o pluviômetro em questão.
Criação dos poços de visita (Junctions)	<i>Max. Depth</i>	A profundidade da superfície até o fundo do PV
	<i>Invert El.</i>	A cota do PV na superfície em relação ao nível do mar
Rede de drenagem (Conduit)	<i>Shape</i>	Formato da rede
	<i>Inlet Node</i>	Qual poço de visita de entrada do conduto
	<i>Outlet Node</i>	Qual o poço de visita de saída do conduto
	<i>Max. Depth</i>	Diâmetro utilizado do tubo
	<i>Length</i>	Comprimento do conduto
	<i>Roughness</i>	Rugosidade (coeficiente de Manning)
	<i>Inlet Offset/Outlet Offset</i>	Diferenças de cotas do conduto em relação aos poços de visita (desfalque no PV)
	<i>Initial Flow</i>	Vazão da rede inicial
	<i>Maximum Flow</i>	Vazão máxima da rede
	<i>Entry Loss Coeff</i>	Perda de carga (entrada)
	<i>Exit Loss Coeff</i>	Perda de carga (saída)
	<i>Flap Gate</i>	Dispositivo para evitar o contrafluxo
	<i>Rain Gage</i>	Escolher o pluviômetro utilizado para sub-bacia
	<i>Outlet</i>	Indicar o poço de visita ou exutório onde a água escoada será depositada
Sub-bacias (Subcatchment)	<i>Área</i>	Área da sub-bacia em hectares
	<i>Width</i>	A largura característica do Fluxo superficial em metros
	<i>% Slope</i>	A declividade da sub-bacia
	<i>% Imperv</i>	A área impermeável da sub-bacia
	<i>N-Imperv</i>	O valor do coeficiente de Manning "n" para o fluxo superficial
	<i>N-Perv</i>	
	<i>Dstore-Imperv</i>	O armazenamento em depressões para áreas impermeáveis e permeáveis
	<i>Dstore-Perv</i>	
	<i>%Zero Imperv</i>	- Porcentagem de solo impermeável isenta de armazenamento em depressão
	<i>Subarea Routing</i>	Indicar para onde vai a área escoada
	<i>Percent Routed</i>	Porcentagem de escoamento superficial
	<i>Infiltration Data</i>	Selecionar o método de infiltração utilizado e indicar as taxas máximas e mínimas de infiltração (indicar taxas altas - 300 mm)

Fonte: EPA (2022).

4.4.1 Dados pluviométricos e definição dos cenários de precipitação

Para a modelagem no software SWMM, adotou-se um tempo de concentração (T_c) fixo de 5 minutos para todas as sub-bacias simuladas, considerando a elevada impermeabilização e a rápida resposta hidrológica da área urbana de Juazeiro do Norte.

A adoção de tempos de concentração reduzidos é recomendada para ambientes urbanos densamente ocupados, como indicado pela *U.S. Environmental Protection Agency* (EPA, 2004) e por Rossman (2010), que sugerem intervalos entre 3 e 10 minutos para áreas altamente urbanizadas. No Brasil, o Manual de Drenagem Urbana do DAEE (1999) e o Manual da Região Metropolitana de Curitiba (Curitiba, 2002) também orientam a utilização de T_c reduzido em regiões com grande extensão impermeabilizada. Além disso, estudos realizados em cidades nordestinas, como os de Araújo *et al.* (2011) e Nascimento (2018), reforçam a adequação desse parâmetro para áreas com dinâmica urbana semelhante.

Nesse sentido, a definição de 5 minutos como tempo de concentração neste estudo busca representar de forma adequada a rápida resposta hidrológica característica das bacias urbanas, assegurando maior aderência entre a modelagem hidrológica e o comportamento real do escoamento superficial em cenários densamente urbanizados.

No que concerne à precipitação de projeto, existem vários métodos para sua determinação. Na área de estudo, foi empregada uma equação baseada no modelo das curvas IDF (Intensidade-Duração-Frequência). A Equação 3, aplicada ao município de Juazeiro do Norte por meio do posto pluviométrico 78, monitorado pela Fundação Cearense de Meteorologia e Recursos Hídricos (FUNCENE, 2024), foi desenvolvida utilizando o software GAM-IDF, que ajusta equações IDF com base em séries históricas de chuvas máximas (Mendes *et al.*, 2015), considerando o intervalo de dados de 1974 a 2024.

$$I = \frac{836.136 \times (T_r)^{0,137}}{(t+9.261)^{0,708}} \quad \text{Equação 03}$$

No que:

t_r : períodos de retorno, em anos;
 t : duração de chuva, em minutos.

O GAM-IDF é uma ferramenta desenvolvida por integrantes do Grupo de Pesquisa em Hidrologia e Modelagem Hidrológica em Bacias Hidrográficas da Universidade Federal de Pelotas (UFPel, 2024). Sua aplicação baseia-se em métodos estatísticos e probabilísticos para o ajuste preciso das curvas IDF.

No processo de elaboração da Equação 03, foram utilizados diferentes abordagens e testes: o Teste de Mann-Kendall foi empregado para avaliar a existência de tendências nos dados históricos de precipitação, garantindo a análise da estabilidade temporal.

Além disso, a Função Densidade de Probabilidade (FDP) foi aplicada para modelar a distribuição estatística dos eventos de precipitação, proporcionando uma representação mais robusta dos padrões pluviométricos. Por fim, as métricas de avaliação, como o coeficiente de eficiência de *Nash-Sutcliffe* (NS) e o erro médio quadrático (RMSE), foram fundamentais para mensurar a qualidade do ajuste do modelo IDF, assegurando sua confiabilidade e precisão para aplicações práticas. Na Tabela 05 é possível observar o resumo dos resultados obtidos no GAM-IDF (Silveira *et al.*, 2023).

Tabela 5 - Métodos utilizado para obter a equação IDF a partir dos resultados no GAM IDF.

Teste de Mann-Kendall ao nível de significância de Não há tendência 5%	
Função densidade de probabilidade (FDP)	Kappa
Parâmetros da FDP	$\xi: 69,8716$, $a: 33,8729$, $k: 0,2934$, $h: 0,4889$
Teste de Anderson Darling ao nível de significância de 5%	Estatística: 0,138 p-valor: 0,9993 Resultado do teste: FDP se ajusta
Parâmetros da IDF	$a: 836,136$, $b: 0,137$, $c: 9,261$, $d: 0,708$
Nash e Sutcliffe (NS)	0,9921
RMSE (mm/h)	5,5732

Fonte: GAM IDF (Silveira *et. al.*, 2023). Fonte dos dados: Autora (2025).

A partir disso, foi possível montar a Tabela 06 com tempos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos e os tempos de concentrações com intervalos de 5 em 5 minutos para uma chuva de duas horas utilizado em todas as modelagens das avenidas.

Tabela 6 - Cálculo de intensidades de chuva para o município de Juazeiro do Norte/CE.

Tempo de concentração	Tempo de retorno						
	Minutos	2 anos	5 anos	10 Anos	25 Anos	50 Anos	100 Anos
5	140,08	158,82	174,40	196,48	217,72	239,41	
10	113,23	128,38	141,16	158,86	175,99	193,52	
15	96,16	109,02	119,88	134,92	149,46	164,35	
20	84,21	95,48	104,99	118,16	130,89	143,93	
25	75,31	85,39	93,89	105,67	117,06	128,72	
30	68,39	77,54	85,26	95,96	106,29	116,88	
35	62,83	71,23	78,32	88,15	97,65	107,37	
40	58,24	66,03	72,61	81,71	90,52	99,54	
45	54,39	61,66	67,80	76,30	84,53	92,95	
50	51,10	57,93	63,70	71,68	79,42	87,33	
55	48,25	54,70	60,15	67,68	74,99	82,46	
60	45,76	51,88	57,04	64,18	71,12	78,20	
65	43,55	49,38	54,30	61,09	67,69	74,44	
70	41,59	47,15	51,85	58,34	64,64	71,08	
75	39,83	45,15	49,65	55,86	61,90	68,07	
80	38,23	43,35	47,67	53,62	59,42	65,34	
85	36,79	41,71	45,86	51,59	57,18	62,87	
90	35,46	40,21	44,21	49,74	55,12	60,61	
95	34,25	38,83	42,70	48,03	53,24	58,54	
100	33,13	37,57	41,31	46,47	51,50	56,63	
105	32,10	36,40	40,02	45,02	49,89	54,86	
110	31,14	35,31	38,83	43,67	48,40	53,23	
115	30,25	34,30	37,71	42,42	47,02	51,70	
120	29,42	33,35	36,67	41,25	45,72	50,28	

Fonte: GAM IDF (Silveira *et. al.*, 2023). Fonte dos dados: Autora (2025).

4.4.2 Levantamento da topografia e inserção da estrutura mapeada (PV's e Condutos)

A microdrenagem e os poços de visitas não foram disponibilizados para o estudo em questão. Logo, foi necessário fazer um levantamento com as curvas de nível da região. Para os poços de visita, os elementos selecionados para calibração foi a cota do radier¹.

Na rede de drenagem, especificadamente os condutores devem ser indicados na calibração o poço de visita de entrada e saída, o diâmetro utilizado, o comprimento do conduto, a rugosidade (Coeficiente de Manning), os desfalques nos PV's, a vazão

¹ No SWMM, a cota do radier corresponde à elevação da base do poço de visita (Node Invert Elevation), representando a distância vertical entre o fundo do nó e o nível de referência adotado, que é o nível médio do mar (altitude zero).

da rede inicial, as perdas de carga de entrada e saída e indicar se tiver dispositivo para evitar o contrafluxo no exutório.

Inicialmente, o Google Earth foi utilizado para obter uma visão geral da topografia e da infraestrutura local. Em seguida, o AutoCAD foi empregado para a vetorização e o detalhamento técnico dos elementos da rede de drenagem. Paralelamente, o QGIS foi utilizado como plataforma para análise espacial e integração dos dados em um ambiente SIG. Durante o processo, as curvas de nível foram sobrepostas no QGIS, e, com o auxílio do plugin *Point Sampling Tool*, foi possível coletar as cotas diretamente nos pontos correspondentes aos poços de visita (PV's), determinando com precisão a elevação do terreno. O *raster* utilizado foi obtido a partir do TOPODATA (Banco de dados Geomorfométricos do Brasil). Para a microdrenagem e macrodrenagem existentes, foram consideradas as questões apresentadas na Tabela 07.

Tabela 7 - Coleta de dados para modelagem hidráulica e hidrológica das redes estudadas.

Sistema de drenagem urbana	Coleta dos dados	Referência
Microdrenagem	<ul style="list-style-type: none"> Levantamento dos poços de visita, bocas coletoras e grelhas e sarjetas existentes nas avenidas para fazer a configuração da rede no SWMM; Cotas dos poços de visitas utilizando o plugin do QGIS chamado Point Sampling tool e curvas de nível. 	Autora (2024) QGIS e INDE (2024)
Macrodrenagem	<ul style="list-style-type: none"> Diâmetros adotados conforme dados na tabela de atributos do QGIS, os que não possuírem dados do diâmetro será adotado 40 centímetros para a rede; Recobrimento de 1 metro; Coeficiente de Manning de 0,013; Coeficiente de Rounoff entre 0,80 a 0,95 (Edificação Densa); Utilizar o Método Racional; 	Secretaria Municipal de Infraestrutura (2024) DAEE (2005) UFMG (2024) DAEE (2005) EPA (2016)

Fonte: Autora (2025)

Com a análise da rede de drenagem existente, foi possível identificar pontos críticos de sobrecarga e baixa eficiência hidráulica. A partir desses resultados, foram realizados ajustes na configuração da rede convencional com o objetivo de aprimorar sua capacidade de escoamento. As modificações incluíram o redimensionamento de trechos subdimensionados, a redistribuição das sub-bacias para melhor equilíbrio das contribuições hidráulicas e a inserção de novos exutórios estrategicamente

posicionados, de modo a garantir o deságue eficiente das águas pluviais e reduzir a concentração de escoamento em pontos vulneráveis da malha urbana.

4.4.3 Delimitação das sub-bacias

Conforme Rocha (2013) explica, durante um evento de chuva, a capacidade total de infiltração do solo é reduzida em relação à chuva acumulada e à capacidade de infiltração restante. De acordo com o Manual do *Storm Water Management Model* desenvolvido pela EPA (2016, p.83), utilizou-se o método Racional (Equação 04) a partir do Coeficiente de *Runoff* definido de cada sub-bacia delimitada utilizando as abordagens retiradas do Volume I do SWMM.

$$Q = 2,78 * C * i * A \quad \text{Equação 04}$$

No que:

Q : vazão (m^3/s);

C : coeficiente adimensional de deflúvio ou escoamento superficial (coeficiente de *runoff*);

i : Intensidade de chuva, em mm/h ;

A : área da bacia contribuinte (ha).

Segundo o DAEE (2005), o método Racional é recomendado para bacias urbanizadas de até 2 km^2 . Para aplicar o Método Racional, o EPA (2016) prescreve os seguintes procedimentos para a definição de certos parâmetros das sub-bacias:

- Definir a porcentagem de impermeabilidade da sub-bacia como 100% e a porcentagem de impermeabilidade sem armazenamento de depressão como 0.
- Atribuir uma profundidade de armazenamento de depressão igual tanto para as áreas permeáveis quanto para os impermeáveis.
- Utilizar valores arbitrários para declividade e largura, e 0 para o coeficiente de rugosidade de Manning em superfícies permanentes e impermeáveis.
- Implementar a opção de infiltração de Horton, com taxas de infiltração máxima e mínima iguais (indicar um valor muito elevado de 300mm para o SWMM).

Para o cálculo da largura característica das sub-bacias solicitadas pelo SWMM será utilizado o Método do Retângulo Equivalente dispostos na Equação 05 (Coeficiente de Compacidade) e 06 (Largura equivalente).

$$K_C = 0,282 \times \frac{P}{\sqrt{A}} \quad \text{Equação 05}$$

$$L_e = \frac{K_c \times \sqrt{A}}{1,12} \times \left(1 - \left(\sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right) \right) \quad \text{Equação 06}$$

Aonde:

P: Perímetro da bacia, em metros;

A: Área da Bacia, em metros quadrados.

Considerando as características mencionadas anteriormente, foi possível identificar as sub-bacias relevantes de cada avenida analisada em relação ao sistema de drenagem existente e o sistema de drenagem proposto com e sem a técnica compensatória.

Inicialmente, foram delimitadas as áreas de influência referentes à rede existente e proposta, contemplando as Avenidas Presidente Castelo Branco, Ailton Gomes, Plácido Aderaldo Castelo, Leão Sampaio e Padre Cícero, cujas representações estão dispostas no Apêndice A.

4.5 MODELAGEM DO MODELO PRELIMINAR, DE REFERÊNCIA E COM LID

Foram realizadas três modelagens distintas para cada avenida. A primeira considerou o traçado original da rede de drenagem, com base nos dados disponibilizados pela SEINFRA, nos poços de visita, bueiros, exutórios identificados em campo e na topografia levantada no QGIS 3.16.16, sendo denominada Modelo Preliminar. A segunda consistiu na adequação da tubulação e na reconfiguração da rede, ajustando cotas, diâmetros e declividades de acordo com os critérios normativos, denominada Modelo de Referência Ajustado. Por fim, a terceira modelagem foi elaborada a partir do modelo ajustado, com a inclusão de uma técnica de Desenvolvimento de Baixo Impacto (LID) específica para cada avenida.

4.5.1 Simulação dos cenários

Após a inserção dos dados de precipitação, sub-bacias, poços de visita (PV's) e condutos no modelo, foram obtidos os resultados correspondentes aos tempos de retorno propostos em cada simulação. A análise foi estruturada em seis cenários distintos, com o objetivo de ilustrar as probabilidades de ocorrência dos eventos de precipitação, conforme a explicação e a aplicação descritas por Nobre *et al.* (2021). A fórmula utilizada é:

$$TR = \frac{1}{P}$$

Equação 07

Os cenários têm como objetivo simular eventos de chuva com diferentes períodos de retorno, representando a probabilidade de ocorrência em determinado ano, conforme a Tabela 08.

Tabela 8 - Cenários simulados para as redes estudadas.

CENÁRIO	DESCRIÇÃO
2	<ul style="list-style-type: none"> Um evento de chuva forte com 50% de probabilidade de ocorrer em qualquer ano, o que significa que, em média, este evento ocorreria uma vez a cada 2 anos.
5	<ul style="list-style-type: none"> Um evento de chuva com 20% de probabilidade de ocorrer em qualquer ano, ou seja, em média, este evento ocorreria uma vez a cada 5 anos.
10	<ul style="list-style-type: none"> Um evento de chuva com 10% de probabilidade de ocorrer em qualquer ano, indicando que, em média, este evento ocorreria uma vez a cada 10 anos.
25	<ul style="list-style-type: none"> Um evento de chuva com 4% de probabilidade de ocorrer em qualquer ano, significando que, em média, este evento aconteceria uma vez a cada 25 anos.
50	<ul style="list-style-type: none"> Um evento de chuva com 2% de probabilidade de ocorrer em qualquer ano, indicando que, em média, este evento aconteceria uma vez a cada 50 anos.
100	<ul style="list-style-type: none"> Um evento de chuva com 1% de probabilidade de ocorrer em qualquer ano, o que significa que, em média, este evento aconteceria uma vez a cada 100 anos.

Fonte: Adaptado de Petrucci e Azevedo (2023).

Com isso, os cenários foram desenvolvidos utilizando a Equação IDF considerando uma precipitação com duração de duas horas tanto para rede existente, proposta e com LID. As séries temporais correspondentes a cada tempo de retorno estão detalhadas, com intervalos de 5 minutos.

4.5.2 Proposição de técnicas LID por avenida

Com base na análise da rede de drenagem convencional existente e nos ajustes realizados por meio da remodelagem do sistema – visando mitigar os pontos críticos identificados –, foram selecionadas técnicas de Desenvolvimento de Baixo Impacto (LID) específicas para cada uma das cinco avenidas críticas do município de Juazeiro do Norte. A Tabela 09 apresenta as avenidas estudadas, as técnicas LID implementadas no modelo e as justificativas técnicas para cada escolha.

Tabela 9 - Justificativas do uso de técnicas compensatórias por avenida no município de Juazeiro do Norte/CE.

Avenida estudada	Técnica LID aplicada	Justificativa
Avenida Presidente Castelo Branco	Trincheiras de infiltração	<ul style="list-style-type: none"> Área com faixa livre disponível entre calçada e pista; Necessidade de aumentar a infiltração e reduzir o escoamento superficial.
Avenida Ailton Gomes	Pavimento Permeável	<ul style="list-style-type: none"> A avenida apresenta média mobilidade urbana, com fluxo constante de veículos de pequeno e médio porte; A topografia favorável da região auxilia na condução do escoamento, minimizando riscos de erosões intensas, o que permite a aplicação de técnicas sustentáveis de drenagem; A proposta tem como foco a redução do volume de escoamento superficial diretamente sobre a superfície pavimentada da avenida, evitando acúmulo de água e formação de pontos de alagamento.
Avenida Plácido Aderaldo Castelo	Reservatório de detenção	<ul style="list-style-type: none"> Captar e armazenar temporariamente as águas pluviais que se acumulam na Lagoa da APUC; Evitar que a água fique parada, reduzindo os riscos de alagamentos nas avenidas e entorno; Direcionar de forma controlada o escoamento para o Riacho dos Macacos, que funciona como exutório natural da bacia.
Avenida Leão Sampaio	Reservatório de detenção	<ul style="list-style-type: none"> A avenida apresentou canteiro central amplo e impermeabilizado, o que representa uma oportunidade estratégica para implantação de dispositivos de infraestrutura verde, sem necessidade de desapropriações ou interferência direta na faixa de rolamento.
Avenida Padre Cícero	Biorretenção	

Fonte: Autora (2025).

Ressalta-se que no Apêndice A é possível verificar as técnicas LID adotadas e seus parâmetros de pré-dimensionamento.

4.5.2.1 Trincheiras de infiltração

As trincheiras oferecem benefícios ambientais, como a recarga do lençol freático e a melhoria da qualidade da água, alinhando-se às diretrizes de soluções baseadas na natureza para o manejo sustentável das águas pluviais (Tucci, 2012; Brasil, 2012). Assim, sua aplicação neste estudo busca não apenas mitigar problemas hidráulicos, mas também integrar práticas sustentáveis e resilientes à gestão urbana.

O município de Juazeiro do Norte está inserido em uma bacia sedimentar, especificamente na Bacia Sedimentar do Araripe, que constitui uma das mais importantes unidades geológicas do Nordeste brasileiro (IPECE, 2017).

Na área do Parque Ecológico das Timbaúbas, inserida na Bacia Sedimentar do Araripe, o solo é classificado como arenoso siltoso (SM), com baixo teor de argila (<20%) e índice de plasticidade reduzido ($IP = 4,1\%$), indicando material pouco plástico e altamente erodível (Sobrinha *et al.*, 2020). Essas características, típicas de depósitos sedimentares recentes, resultam em alta permeabilidade, rápida infiltração e baixa resistência ao cisalhamento, o que o torna vulnerável a processos erosivos.

As áreas próximas ao Parque Ecológico das Timbaúbas, em especial a Avenida Presidente Castelo Branco e a Avenida Ailton Gomes, apresentam condições hidrogeológicas favoráveis à adoção de técnicas compensatórias de infiltração. A Tabela 10 sintetiza os principais parâmetros identificados em estudos prévios:

Tabela 10 - Parâmetros sobre o solo nas áreas que envolvem a Avenida Presidente Castelo Branco e Ailton Gomes.

Parâmetro	Descrição	Fonte
Tipo de Solo	Franco-arenoso a arenoso	CPRM (1998)
Permeabilidade	46,8 mm/h a 856,8 mm/h	Bezerra <i>et al.</i> (2015)
Textura do Solo	Alta porosidade, solos pouco coesivos, favorecendo elevada capacidade de infiltração	CPRM (1998)
Profundidade do lençol freático	Raso, variando entre 1,5 e 3 metros, especialmente próximo ao Riacho Timbaúbas	Veríssimo e Cavalcante (2001)
Característica Hidrogeológica	Planície de inundação com presença de aquífero livre associado ao leito do Riacho Timbaúbas	Veríssimo e Cavalcante (2001)

Fonte: Autora (2025).

Na Avenida Presidente Castelo Branco foram propostas trincheiras de infiltração, visando captar e infiltrar parte do escoamento superficial, reduzindo a sobrecarga da rede de drenagem. A Tabela 11 apresenta os parâmetros de pré-dimensionamento adotados.

Tabela 11 - Dados utilizados para o pré-dimensionamento das trincheiras de infiltração.

Categoria	Valor	Referência
Profundidade de armazenamento (m)	1,85	EPA (2004)
Largura da trincheira (m)	1,00	Curitiba (2002)
Cobertura vegetal (Fração)	0,1	
Índice de vazios (vazios/sólidos)	0,75	EPA (2022)
Taxa de filtração (mm/h)	50	
Fator de colmatação	0,50	

Fonte: Autora (2025).

Foram dimensionadas 31 (trinta e uma) trincheiras, cada uma com um metro de largura e um e oitenta e cinco metros de profundidade. Além de reduzir o volume de escoamento, esses dispositivos contribuem para o controle da velocidade do fluxo, diminuindo a energia da água e os riscos de erosão. Sua integração ao espaço urbano é viabilizada em áreas como calçadas e faixas livres das vias, locais onde foram inseridas no projeto.

4.5.2.2 Pavimento permeável

O pavimento permeável foi adotado na Avenida Ailton Gomes para aumentar a infiltração e reduzir o escoamento superficial. Os parâmetros de pré-dimensionamento estão apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 - Dados utilizados para o pré-dimensionamento do pavimento permeável.

Categoría	Valor	Justificativa / Fonte
Altura de lâmina Superficial	10 mm	Altura utilizada para formar uma lâmina temporária na superfície (EPA, 2022).
Rugosidade de Manning n	0,015	Valor típico para superfícies pavimentadas, conforme manual do SWMM (EPA, 2022).
Declividade da superfície	5%	Inclinação comum de vias urbanas, conforme ABNT NBR 9649 (1986)
Espessura da camada pavimento	450 mm	Espessura recomendada para camadas porosas (Jabur <i>et al.</i> , 2015).
Índice de vazios da camada pavimento	0,75	Índice de vazios elevado para maximizar a capacidade de armazenamento (EPA, 2022).
Permeabilidade da camada pavimento	2500 mm/h	Valor dentro da faixa para concretos permeáveis ABNT NBR 16416 (2015).
Fator colmatação do pavimento	0,3	Representa condição intermediária de manutenção (Marostica, 2023).
Espessura da camada de armazenamento	450 mm	Espessura compatível com brita nº 4, que possui boa capacidade de infiltração.
Taxa de percolação da armazenagem	100 mm/h	Taxa média de percolação para solos drenantes (CPRM, 1998).
Coeficiente de vazão do dreno	3,0 mm/h	Valor usado para representar dreno eficiente (Marostica, 2023).
Expoente de vazão do dreno	0,5	Representa comportamento tipo orifício (EPA, 2022).
Altura do dreno em relação à base da brita	100 mm	Distância entre o fundo da brita e a entrada do dreno (configuração no SWMM).
Porosidade do solo	0,5	Solo franco-arenoso, caracterizado por alta porosidade (CPRM, 1998).
Capacidade de campo do solo	0,2	Capacidade de retenção de água em solos arenosos (Veríssimo; Cavalcante, 2001).

Com base no pré-dimensionamento apresentado na Tabela 12, foram inseridos 28 trechos de pavimento permeável no modelo hidráulico, cada um com largura de 30 metros, distribuídos estratégicamente ao longo da extensão da avenida.

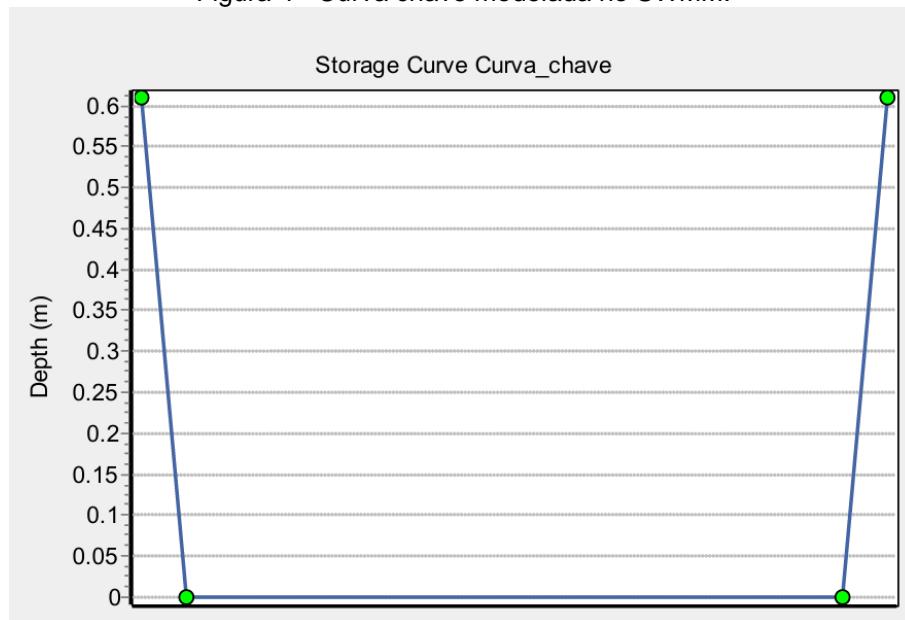
4.5.2.3 Reservatório de detenção

Foram pré-dimensionados dois reservatórios de detenção um para Avenida Plácido Aderaldo Castelo e outra para Avenida Leão Sampaio com o objetivo de minimizar a vulnerabilidade a alagamentos nessas regiões, uma vez que ambas se

localizam em áreas de passagem de cursos d'água pertencentes à bacia hidrográfica do Riacho Timbaúbas.

Para tal, foram definidos parâmetros no software EPA SWMM 5.2, sendo adotada uma profundidade máxima de 61 centímetros para o reservatório. A curva-chave foi inserida de forma tabular, representando a variação da área de armazenamento em função da profundidade (Figura 04).

Figura 4 - Curva chave modelada no SWMM.



Fonte: Autora (2025).

Essa curva parte de uma área de 1.347,09 m² na base do reservatório e atinge 1.750,69 m² na profundidade máxima. Os reservatórios foram dimensionados com um volume de 481,12m³. No Apêndice A é possível observar o pré-dimensionamento do reservatório de detenção (Projeto 3 e 4).

4.5.2.4 Biorretenção

A técnica de biorretenção foi aplicada no canteiro central da Avenida Padre Cícero, com nove áreas de contribuição pré-dimensionadas. O dimensionamento considerou os parâmetros técnicos da Tabela 13, que definem as características hidráulicas e estruturais do sistema.

Tabela 13 - Dados utilizados para o pré-dimensionamento da biorretenção.

Categoría	Valor	Justificativa / Fonte
Profundidade de armazenamento	150 mm	Permite acúmulo superficial adequado para eventos frequentes sem comprometer o paisagismo. (EPA, 2022; Marostica, 2023)
Cobertura vegetal (fração)	0,4	Representa vegetação que reduz velocidade e aumenta infiltração. (EPA, 2022; Jabur <i>et al.</i> , 2015)
Rugosidade de Manning (n)	0,3	Modela resistência ao escoamento superficial vegetado; n = 0 não é realista. (EPA, 2022; Tucci, 2016)
Declividade da superfície	1,00%	Inclinação suave favorece infiltração e controle do escoamento. (Tucci, 2012; Marostica, 2023)
Espessura do solo	600 mm	Espessura mínima necessária para retenção e filtração efetiva. (EPA, 2022; Toscan Neto, 2019)
Porosidade	0,5	Determina a capacidade de armazenamento de água no solo. (Jabur <i>et al.</i> , 2015)
Capacidade de campo	0,2	Representa a umidade retida após drenagem; afeta infiltração. (Jabur <i>et al.</i> , 2015)
Ponto de murcha	0,08	Limite inferior de disponibilidade hídrica para as plantas. (Jabur <i>et al.</i> , 2015)
Condutividade hidráulica	50 mm/h	Capacidade do solo natural em absorver água; elevada na área de Juazeiro do Norte. (Bezerra <i>et al.</i> , 2019; EPA, 2022)
Declividade da condutividade	10%	Simula variação da infiltração com a profundidade. (EPA, 2022)
Potencial matricial	5 mm	Representa a força de retenção inicial da água no solo. (EPA, 2022)
Altura da camada de armazenamento	600 mm	Armazena água temporariamente antes da infiltração profunda. (Toscan Neto, 2019; Marostica, 2023)
Índice de vazios	0,75	Reflete o espaço entre agregados (ex: brita) para retenção. (Jabur <i>et al.</i> , 2015)
Taxa de filtração	50 mm/h	Velocidade com que a água armazenada percola para o solo; pode ser limitada por compactação. (EPA, 2022; Tucci, 2012)
Fator de colmatação	0,5	Simula perda de desempenho por entupimento e manutenção. (EPA, 2022; Tucci, 2012)
Coeficiente de drenagem (C)	3 mm/h	Representa eficiência do dreno para escoar excesso de água. (EPA, 2022; Marostica, 2023)
Expoente de drenagem (n)	0,5	Simula comportamento de orifício, como tubos perfurados. (EPA, 2022)
Cota de referência do dreno	100 mm acima do fundo	Impede drenagem imediata, promovendo acúmulo inicial. (EPA, 2022; Toscan Neto, 2019)

4.5.3 Ajustes nos parâmetros para as condições propostas

Para cada modelo foram definidos parâmetros específicos de configuração no software SWMM. Os parâmetros utilizados na configuração de cada cenário estão apresentados na Tabela 14.

Tabela 14 - Parâmetros utilizados para os modelos de todas avenidas estudadas.

Parâmetro de modelagem no SWMM	Modelo preliminar	Modelo de referência ajustado	Modelo de referência ajustado + LID	Referências
Coeficiente de Runoff (C)	0,85	0,85	0,85 (Área urbanizada) 0,95 (Para a avenida pavimentada)	DAEE (2005)
Recobrimento mínimo do tubo (m)	1,00	1,00	1,00	DAEE (2005)
Percentual de área impermeável (%)	85%	85%	85% (Área urbanizada) 95% (Para a avenida pavimentada)	EPA (2016)
Velocidade de projeto (m/s)	-	Entre 0,75 m/s e 5,0 m/s	Entre 0,75 m/s e 5,0 m/s	Brasil (2012)
Método de infiltração	Horton	Horton	Horton	EPA (2016)
Rugosidade de condutos	0,013 (Concreto)	0,013 (Concreto)	0,013 (Concreto)	UFMG (2024)
Método de precipitação	Equação IDF (GAM-IDF)	Equação IDF (GAM-IDF)	Equação IDF (GAM-IDF)	Mendes <i>et al.</i> (2015)
Tempo de concentração	5 minutos	5 minutos	5 minutos	-
Tipo de estrutura adicional	Nenhuma	Nenhuma	Projeto 01: Trincheiras de Infiltração; Projeto 02: Pavimento Permeável Projeto 03: Reservatório de Detenção Projeto 04: Reservatório de Detenção Projeto 05: Biorretenção	Tucci (2012) EPA (2016)

Fonte: Autora (2025)

4.6 COMPARAÇÃO ENTRE CENÁRIOS COM E SEM LID

A avaliação dos resultados foi realizada a partir da comparação entre os cenários simulados para o modelo de referência ajustado com e sem a técnica LID proposta, com base em critérios hidráulicos previamente definidos. O desempenho do sistema foi analisado com foco na eficiência das intervenções para reduzir a afluência nos exutórios, a sobrecarga nos condutos e a velocidade do escoamento, especialmente nos pontos críticos previamente identificados.

Diante disso, a rede foi modelada no SWMM com o propósito de avaliar o desempenho hidráulico do sistema reformulado, verificando se haveria a ocorrência de sobrecarga nos trechos e se as velocidades nesses trechos excederiam os limites estabelecidos. Para garantir a eficiência e a estabilidade do sistema, foram definidos parâmetros técnicos, com uma velocidade mínima de 0,75 m/s, visando evitar o acúmulo de sedimentos, e uma velocidade máxima de 5 m/s, para prevenir problemas como erosão e desgaste excessivo das estruturas (Brasil, 2012).

Após realizadas as simulações do sistema de drenagem reformulado (convencional), foram inseridos no modelo os elementos correspondentes às intervenções propostas para cada avenida. Em seguida, procedeu-se à análise comparativa entre os dois cenários — com e sem a aplicação de técnicas LID — com o objetivo de verificar a eficiência hidráulica das soluções adotadas.

A principal variável analisada foi a afluência total nos exutórios (L/s), parâmetro fundamental para avaliar o desempenho do sistema frente às diferentes condições de precipitação simuladas. O foco da análise consistiu não apenas em quantificar a redução das cargas hidráulicas promovida pelas técnicas de baixo impacto, mas também em identificar o ponto de saturação da solução, ou seja, o limite em que a técnica LID deixa de ser plenamente eficaz diante de eventos extremos.

Para cada cenário simulado, correspondente aos tempos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 e 100 anos, foram coletados os dados referentes ao desempenho hidráulico do sistema. A análise comparativa foi conduzida por meio de gráficos e tabelas que expressam a redução percentual das vazões e a melhoria na eficiência do escoamento superficial promovida pelas técnicas LID, em especial as trincheiras de infiltração.

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo, são apresentados os resultados obtidos a partir da modelagem hidrológica e hidráulica realizada para a rede de drenagem urbana do município de Juazeiro do Norte. Inicialmente, foi realizada uma seleção criteriosa de áreas representativas com histórico recorrente de alagamentos, visando concentrar a análise em pontos críticos da cidade. A escolha abrangeu cinco avenidas de destaque, caracterizadas pela elevada frequência de inundações durante os períodos chuvosos.

Os resultados compreendem: (i) o desempenho da rede existente, (ii) o comportamento da rede após ajustes, (iii) a aplicação de técnicas LID, e (iv) uma análise comparativa entre os cenários.

5.1 IDENTIFICAÇÃO DAS ÁREAS ESTUDADAS

5.1.1 Situação atual da drenagem urbana nas avenidas selecionadas

A Tabela 15 apresenta os bairros que possuem rede de macrodrenagem, permitindo estabelecer um comparativo entre a extensão das ruas pavimentadas e a rede existente em cada localidade, com o objetivo de avaliar sua eficiência.

Tabela 15 - Bairros que abrangem os setores delimitados e suas respectivas situações em relação a rede de drenagem urbana de Juazeiro do Norte/CE.

Setor	Bairros	Rede de Drenagem (km)	Ruas Pavimentadas (km)	Taxa de cobertura (%)
02	Centro	4,75	18,99	25,02%
	São Miguel	1,47	12,13	12,15%
	Salgadinho	0,61	4,68	13,11%
	Juvêncio Santana	1,64	6,18	26,53%
05	São José	3,38	25,48	13,28%
	Antônio Vieira	3,11	7,75	40,17%
	Cajuína São Geraldo	2,74	7,02	39,09%
	Santo Antônio	0,67	13,14	5,08%
06	Triângulo	3,09	25,96	11,91%
	Salesianos	5,84	21,64	26,98%
	Pio XII	1,82	12,29	14,82%
	Timbaúbas	0,63	19,61	3,23%
	Limoeiro	1,82	23,67	7,67%

	José Geraldo da Cruz	4,44	19,49	22,80%
	Pirajá	1,82	18,92	9,63%
	João Cabral	1,04	17,07	6,08%
07	Novo Juazeiro	1,48	11,20	13,21%
	Tiradentes	2,40	16,40	14,65%
09	Jardim Gonzaga	1,52	8,48	17,97%
10	Lagoa Seca	5,66	30,13	18,77%
	Total	49,95	320,22	

Fonte: Autora (2025)

Os setores em análise revelaram os bairros que possuem uma rede de drenagem existente e que, anualmente, enfrentam problemas de alagamentos durante os períodos chuvosos. Nesse contexto, a Tabela 15 apresenta a cobertura dessa rede em relação às ruas de cada bairro, destacando a deficiência em todos eles, com os bairros Santo Antônio e Timbaúbas apresentando a menor cobertura e o Antônio Vieira a maior taxa.

Entre os bairros que contam com sistema de rede, apenas o bairro Cajuína São Geraldo (47,59%), Juvêncio Santana (23,33%), Centro (22,18%) e Salesianos (20,15%) possuem uma rede subterrânea de drenagem equiparável à extensão das vias públicas de cada bairro. No entanto, mesmo nesses bairros, a rede subterrânea não cobre completamente toda a extensão urbana e em períodos chuvosos enfrentam alagamentos nas vias.

Comparando os dados da Tabela 15 com as informações disponibilizadas pelo Sistema Nacional de Informações em Saneamento Básico – SINISA 2024 (BRASIL, 2023), verifica-se, pelo indicador IAP0002, que apenas 4,88% das vias públicas de Juazeiro do Norte contam com rede subterrânea de águas pluviais. Já de acordo com os dados do Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento – SNIS – Águas Pluviais de 2022, essa cobertura corresponde a uma extensão de aproximadamente 48,47 km.

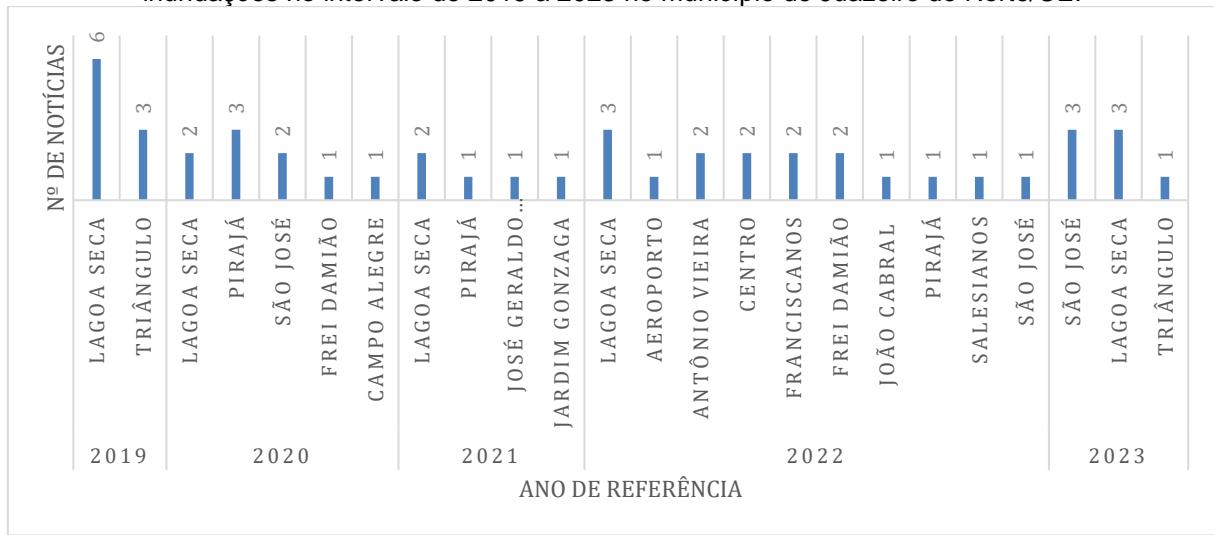
No estudo realizado sobre a infraestrutura de drenagem em Juazeiro do Norte, foi constatado que, embora não haja um mapeamento detalhado dos dispositivos de microdrenagem, dados do SNIS – AP (Brasil, 2022) revelam a presença significativa de unidades de poços de visitas (1.038 unidades), bocas de leão ²(66 unidades) e bocas de lobo (3.530 unidades), indicando a existência de um sistema de drenagem

² As bocas de leão, também conhecidas como bocas de lobo ou caixas coletoras em diferentes regiões do Brasil, são dispositivos de captação de águas pluviais instalados nas sarjetas das vias urbanas. Essas estruturas têm a função de interceptar o escoamento superficial e direcioná-lo para a rede de drenagem subterrânea, minimizando o risco de alagamentos (PMSP, 2018; DNIT, 2006).

combinado. Além disso, segundo o indicador IAP0009 do SINISA 2024, a densidade média de poços de visita em vias públicas urbanas com rede de águas pluviais corresponde a 17,64 unidades/km, refletindo a distribuição desses dispositivos na malha urbana.

Após isso, seguindo a contribuição de Palácio *et al.* (2024), uma análise de suscetibilidade a alagamentos foi conduzida no município de Juazeiro do Norte. Essa análise resultou na classificação das áreas em baixa, média e alta aptidão para acumulação de água a partir de metodologia de análise de multicritério ponderada. As áreas com maior suscetibilidade foram identificadas nos bairros Tiradentes (79,5%), Betolândia (72,8%), José Geraldo da Cruz (70,5%), Lagoa Seca (69,5%) e Novo Juazeiro (62,8%). A Figura 05 oferece uma visualização precisa desses bairros, facilitando a seleção criteriosa das áreas destacadas neste estudo.

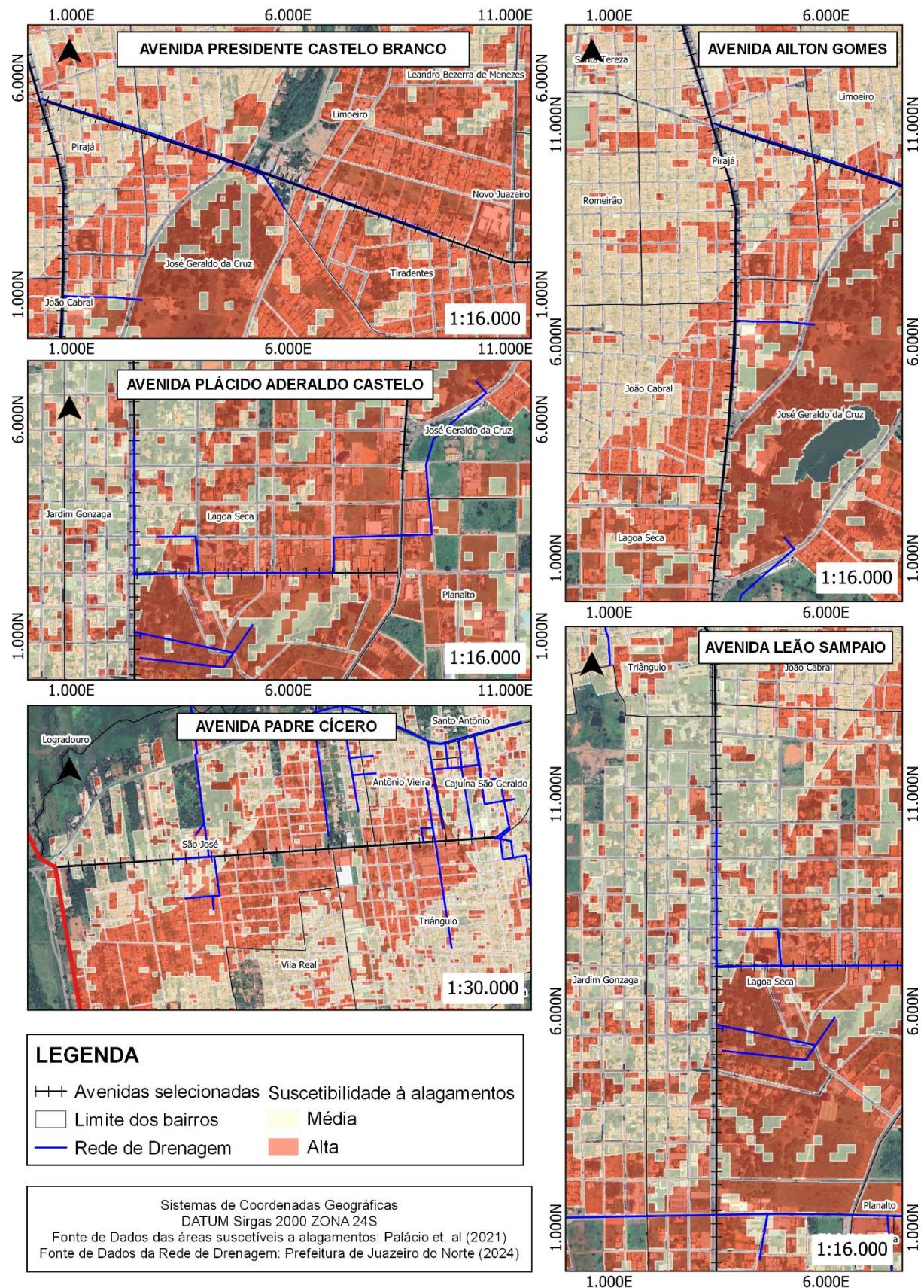
Figura 5 - Relação dos bairros por quantidade de vezes mencionadas sobre alagamentos e inundações no intervalo de 2019 a 2023 no município de Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

Essas análises foram cruciais para determinar as ruas que seriam modeladas no software SWMM. Durante o período de 2019 a 2023, foi notado que os bairros mais proeminentes em termos de registros foram Lagoa Seca, Triângulo e São José. Com base nessas observações, foram identificadas as seguintes avenidas como áreas suscetíveis a alagamentos: Avenida Presidente Castelo Branco, Avenida Padre Cícero, Avenida Ailton Gomes, Avenida Plácido Aderaldo Castelo e Avenida Leão Sampaio. Na Figura 06, é possível observar as áreas selecionadas juntamente com a rede de drenagem existente e as áreas suscetíveis a alagamentos.

Figura 6 - Relação das avenidas a serem modeladas no SWMM no município de Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

A definição dessas vias considerou, principalmente, os bairros com maior frequência de registros de alagamentos, a indicação de alta suscetibilidade a inundações identificada por Palácio *et al.* (2024) e a presença de infraestrutura de drenagem existente, fatores que justificam a escolha dessas áreas como representativas para a modelagem hidrológica e hidráulica.

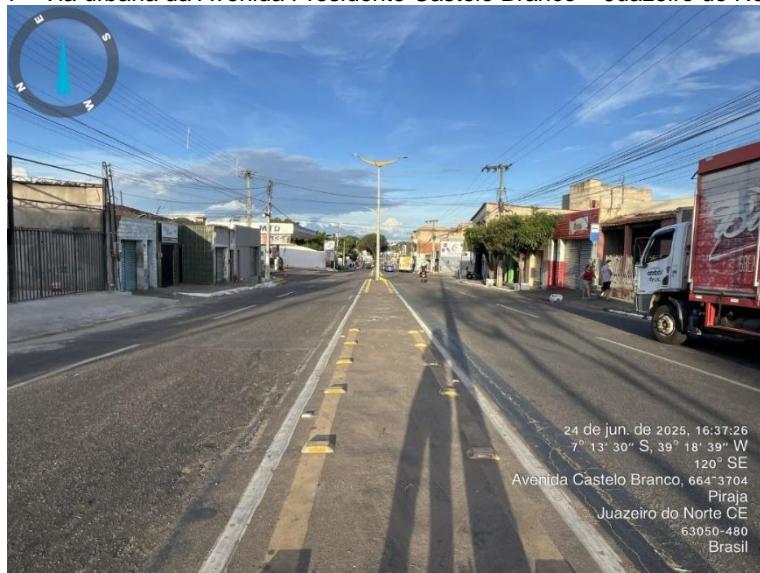
5.2 PROJETO 01: AVENIDA PRESIDENTE CASTELO BRANCO

5.2.1 Caracterização da Avenida Presidente Castelo Branco

5.2.1.1 Aspectos urbanos e de mobilidade

A Avenida Presidente Castelo Branco é um importante eixo de ligação entre os bairros Triângulo, Santa Tereza, Tiradentes, Romeirão, José Geraldo da Cruz, Pirajá, Limoeiro, Betolândia e Novo Juazeiro, no município de Juazeiro do Norte/CE. Trata-se de uma via com características mistas, utilizada tanto para circulação de veículos particulares como de transporte coletivo, e que conta com canteiro central ao longo de toda sua extensão (Figura 07). Por suas dimensões e localização estratégica, a avenida desempenha papel fundamental na mobilidade urbana local, conectando áreas residenciais com um dos comércios centrais do município, a Feira Livre do Mercado do Pirajá.

Figura 7 - Via urbana da Avenida Presidente Castelo Branco – Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

5.2.1.2 Microdrenagem

Atualmente, o sistema de microdrenagem da avenida é deficiente. Observa-se a presença de poucas bocas de lobo, muitas das quais estão obstruídas por lixo e sedimentos. Além disso, há trechos sem qualquer dispositivo de captação de águas pluviais, o que agrava a situação durante chuvas intensas. O escoamento superficial é prejudicado pela ausência de declividade adequada e pela pavimentação irregular em alguns pontos (Figura 08).

Além das deficiências estruturais da drenagem urbana, destaca-se que Juazeiro do Norte opera, em grande parte, com um sistema combinado, no qual as águas pluviais e os esgotos sanitários são conduzidos pela mesma rede. Esse modelo, considerado ultrapassado, compromete a eficiência do escoamento durante os períodos chuvosos, resultando em extravasamentos frequentes e poluição difusa.

Figura 8 - Situação do pavimento na Avenida Presidente Castelo Branco – Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

Na Avenida Presidente Castelo Branco, essa condição é agravada pela presença de valas abertas nos canteiros laterais (Figura 09), destinadas à condução de esgoto bruto, o que não apenas intensifica o risco de alagamentos, mas também representa uma ameaça direta à saúde pública.

A exposição da população a efluentes domésticos em ambiente urbano eleva os índices de doenças de veiculação hídrica e contribui para a degradação ambiental local. Segundo o SNIS (Brasil, 2022), a persistência de sistemas combinados e de

soluções inadequadas como valas abertas está associada à ausência de planejamento e à baixa cobertura de serviços de manejo de águas pluviais, fatores que demandam urgente reestruturação e investimentos em infraestrutura sanitária.

Figura 9 - Valas abertas nos canteiros laterais na Avenida Presidente Castelo Branco – Juazeiro do Norte/CE.

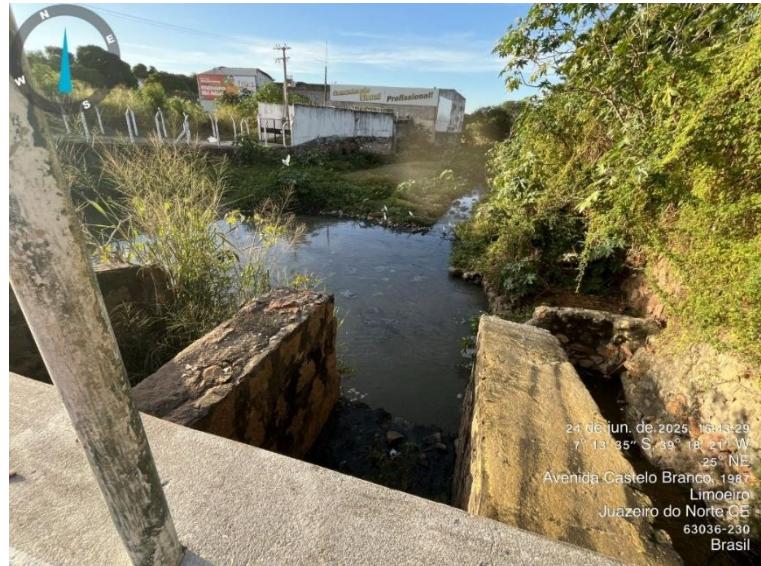


Fonte: Autora (2025).

5.2.1.3 Macrodrenagem

A rede de macrodrenagem da Avenida Presidente Castelo Branco está diretamente conectada ao Riacho Timbaúbas, que atua como exutório final das três redes principais da avenida (Figura 10). O escoamento superficial proveniente das sub-bacias delimitadas é conduzido por meio de galerias subterrâneas que atravessam a ponte sobre o riacho, localizada no trecho central da via. Essa configuração faz do riacho um elemento estruturante da drenagem urbana local, porém também o transforma em um ponto crítico de saturação, sobretudo em eventos de alta intensidade pluviométrica, devido à elevada concentração de vazões convergindo para um único ponto de descarga.

Figura 10 - Exutório da rede de drenagem existente da Avenida Presidente Castelo Branco – Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

Vale destacar que a atual rede de macrodrenagem cobre apenas trechos pontuais dos bairros Pirajá, Limoeiro, José Geraldo da Cruz, Tiradentes e Novo Juazeiro, não sendo suficiente para atender integralmente às demandas de escoamento dessas áreas.

5.2.2 Simulação do modelo preliminar para diferentes tempos de retorno

Os resultados obtidos a partir da análise dos cenários de períodos de retorno, juntamente com os principais parâmetros estudados, estão apresentados na Tabela 12. Em seguida, os cenários são explorados de forma mais detalhada, proporcionando uma visão aprofundada do sistema de drenagem frente às condições simuladas.

Tabela 16 - Resultado dos principais pontos dos cenários estudados da rede de drenagem existente da Avenida Presidente Castelo Branco.

CENÁRIO	ERRO DE CONTINUIDADE	PRECIPITAÇÃO TOTAL (mm)	PERDA POR INFILTRAÇÃO (mm)	ESCOAMENTO SUPERFICIAL (mm)	VOLUME MÁXIMO INUNDADO NOS NÓS (10^6 L)	VELOCIDADE MÁXIMA NOS TRECHOS (m/s)
2	Escoamento superficial: 0,00% Propagação de vazão: - 0,18%	108,34	21,67	86,68	PV4 - 3,31 PV6 - 4,32	TRECHO 12-EX2 – 12,15 TRECHO 19-EX1 - >50,00
5	Escoamento superficial: 0,00% Propagação de vazão: - 0,19%	122,84	24,57	98,27	PV4 – 4,25 PV6 – 4,71	TRECHO 12-EX2 – 12,28 TRECHO 19-EX1 - >50,00

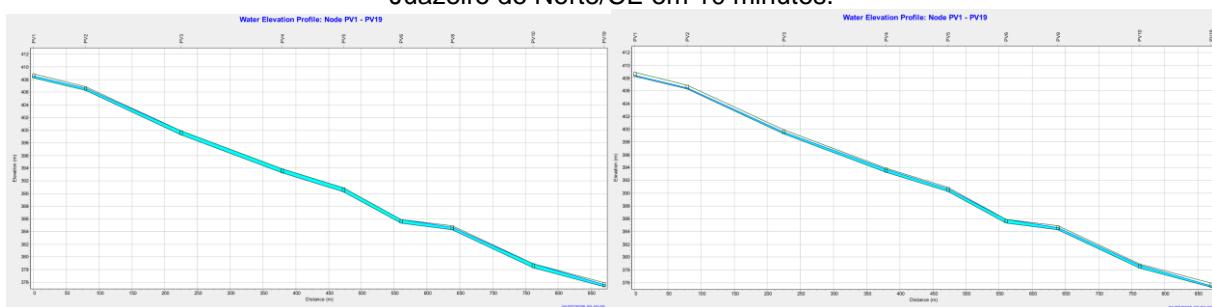
10	Escoamento superficial: 0,00% Propagação de vazão: - 0,19%	135,07	27,01	108,06	PV4 – 5,11 PV6 – 4,91	TRECHO 12-EX2 – 12,34 TRECHO 19-EX1 - >50,00
25	Escoamento superficial: 0,00% Propagação de vazão: - 0,22%	153,14	30,63	122,51	PV4 – 6,35 PV6 – 5,17	TRECHO 12-EX2 – 12,43 TRECHO 19-EX1 - >50,00
50	Escoamento superficial: 0,00% Propagação de vazão: - 0,13%	168,40	33,68	134,72	PV4 – 7,28 PV6 – 5,37	TRECHO 12-EX2 – 12,42 TRECHO 19-EX1 - >50,00
100	Escoamento superficial: 0,00% Propagação de vazão: - 0,13%	185,17	37,03	148,14	PV3 – 3,65 PV4 – 8,27 PV6 – 5,58 PV14 – 4,43 PV15 – 3,20	TRECHO 12-EX2 – 12,43 TRECHO 19-EX1 - >50,00

Fonte: Autora (2025).

5.2.2.1 Cenário 01: Tempo de retorno de 2 anos para um período de duas horas

No primeiro cenário, o tempo de retorno da precipitação é de 2 anos para o período de uma hora, com intervalos de 5 minutos. Nas Figuras 11 e 12, os dados são apresentados em mm/h para precipitação, em metros para distribuição de carga e em CMS³ para vazão. Conforme a Figura 11, é exibido o perfil longitudinal da rede 01 e em análise nos 10 minutos e duas horas, respectivamente.

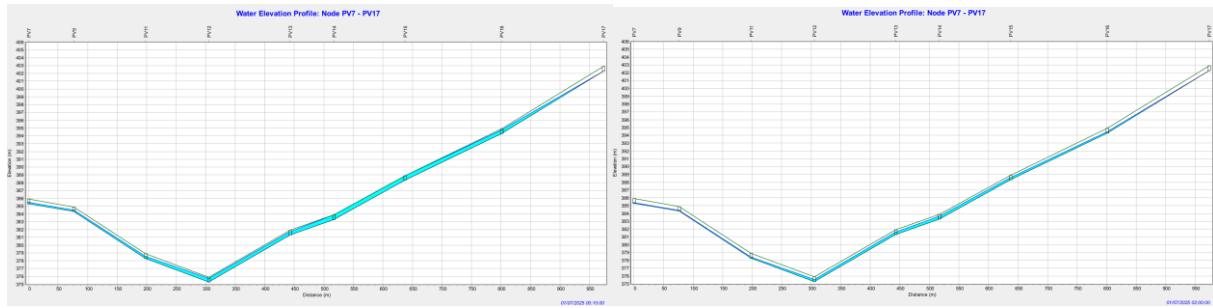
Figura 11 -Perfil longitudinal da rede 01 de drenagem na Avenida Presidente Castelo Branco – Juazeiro do Norte/CE em 10 minutos.



Fonte: Autora (2025).

³ (Cubic Meters per Second que em português: Metros cúbicos por segundo - m³/s)

Figura 12 - Perfil longitudinal da rede 02 e 03 de drenagem na Avenida Presidente Castelo Branco – Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

Observou-se que, mesmo após 10 minutos de precipitação, as sub-bacias da rede 1 (S3, S4 e S5) e as sub-bacias da rede 3 (S16, S17, S18 e S19) apresentaram um escoamento superficial elevado, alcançando 0,5 CMS. Isso reflete uma significativa resposta hidrológica dessas áreas à precipitação, indicando alta impermeabilidade e falta de mecanismos de infiltração eficientes.

A análise revelou que a velocidade do fluxo nos trechos simulados variou entre 0,01 e 2,00 m/s, com concentrações de maior velocidade observadas nos segmentos principais da rede. Essa alta velocidade é indicativa de uma resposta hidrológica rápida e intensa, agravada pela drenagem insuficiente devido ao diâmetro reduzido da tubulação, que é de 60 centímetros. Historicamente, esses pontos estão associados a frequentes episódios de alagamento, reforçando a necessidade de intervenções no sistema para aumentar a capacidade de escoamento.

A modelagem mostrou que a drenagem das redes 2 e 3, convergindo em um único exutório, intensifica os alagamentos e torna essa área crítica, conforme a Figura 13. A infraestrutura subdimensionada não suporta as vazões geradas em períodos de chuva, resultando em transbordamentos e acúmulo de água superficial. Esse problema é agravado pela alta impermeabilidade das sub-bacias, causada pela urbanização, e pela falta de técnicas compensatórias.

Figura 13 - Alagamentos no ponto de exutório da Avenida Presidente Castelo Branco – Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Diário do Nordeste (2021).

Além disso, essa área é suscetível a alagamentos devido à presença de uma ponte sobre o riacho. Em situações de chuvas intensas, pode haver acumulação de água que excede a capacidade de escoamento da ponte, aumentando o potencial de alagamentos na região. Adicionalmente, o efeito de remanso na rede de drenagem pode ocorrer, dificultando ainda mais o escoamento adequado das águas pluviais e aumentando o risco de inundações.

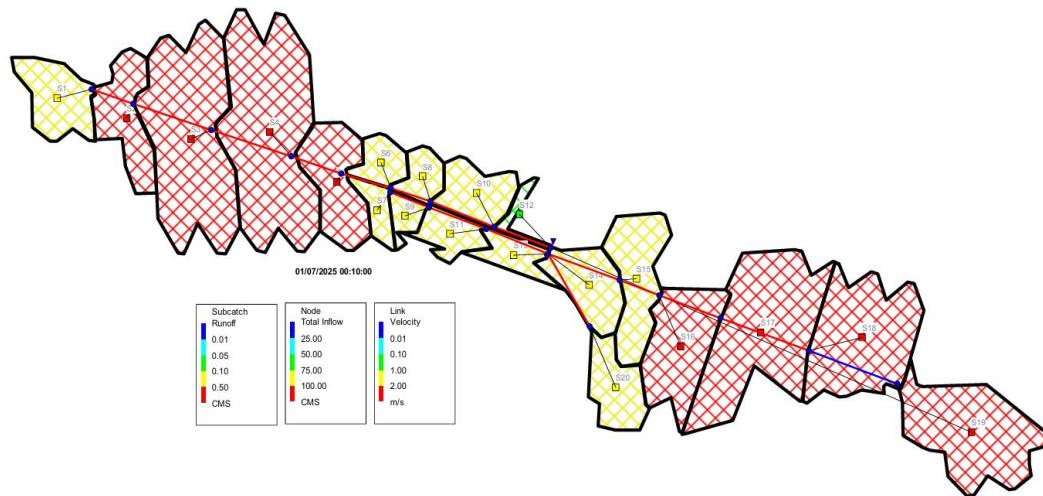
Vale ressaltar que, ao longo do tempo, essa área vem apresentando um aumento expressivo do grau de impermeabilização, decorrente da expansão urbana e da substituição de áreas naturais por superfícies pavimentadas. Esse processo reduziu a capacidade de infiltração do solo e elevou o volume de escoamento superficial, contribuindo para a sobrecarga do sistema de drenagem existente. A ponte localizada no trecho, com área aproximada de 88 m², possui dimensão limitada frente às condições atuais de escoamento, o que compromete sua eficiência hidráulica durante eventos de precipitação intensa.

5.2.2.2 Cenário 02: Tempo de retorno de 5 anos para um período de duas horas

O cenário para uma chuva com 20% de probabilidade de ocorrência foi modelado considerando um período de duas horas, com registros a cada 5 minutos. A análise demonstrou que em dez minutos o escoamento nas sub-bacias se torna ainda mais crítico nesse cenário (Figura 14). Além das sub-bacias identificadas como

críticas no cenário de retorno de 5 anos, a sub-bacia 02 também apresentou um pico de vazão de 0,50 m³/s, indicando um agravamento no escoamento dessa área.

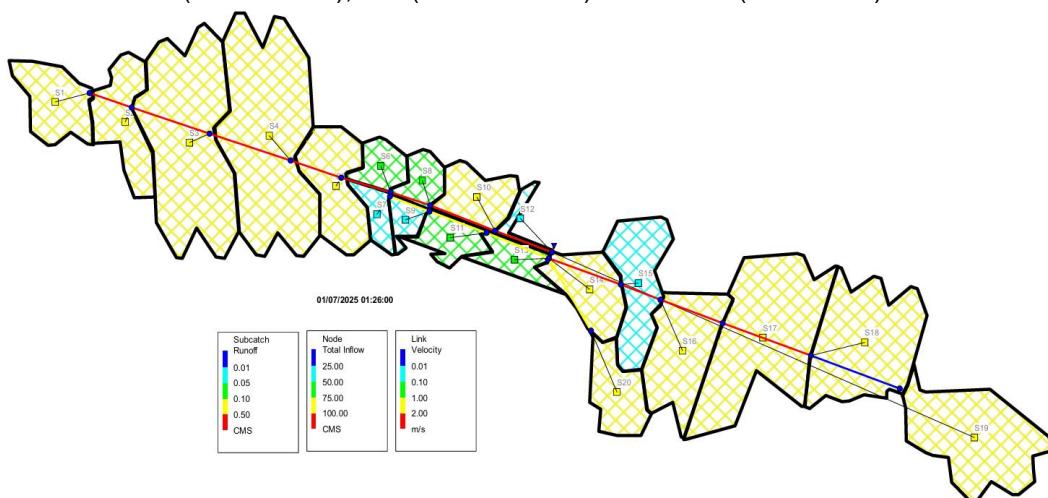
Figura 14 - Análise da rede existente com 10 minutos de chuva para sub-bacias (escoamento), nós (afluência total) e condutos (velocidade).



Fonte: Autora (2025).

Após uma hora e 26 minutos, o escoamento nas sub-bacias começa a diminuir, como ilustrado na Figura 15. No entanto, a velocidade do fluxo na rede de drenagem permanece em estado crítico na maioria dos trechos, exceto no trecho 17-16. Nos demais, a velocidade continua acima de 2 m/s, indicando a persistência de condições desfavoráveis na rede de drenagem.

Figura 15 - Análise da rede existente com uma hora e vinte e seis minutos para sub-bacias (escoamento), nós (afluência total) e condutos (velocidade).

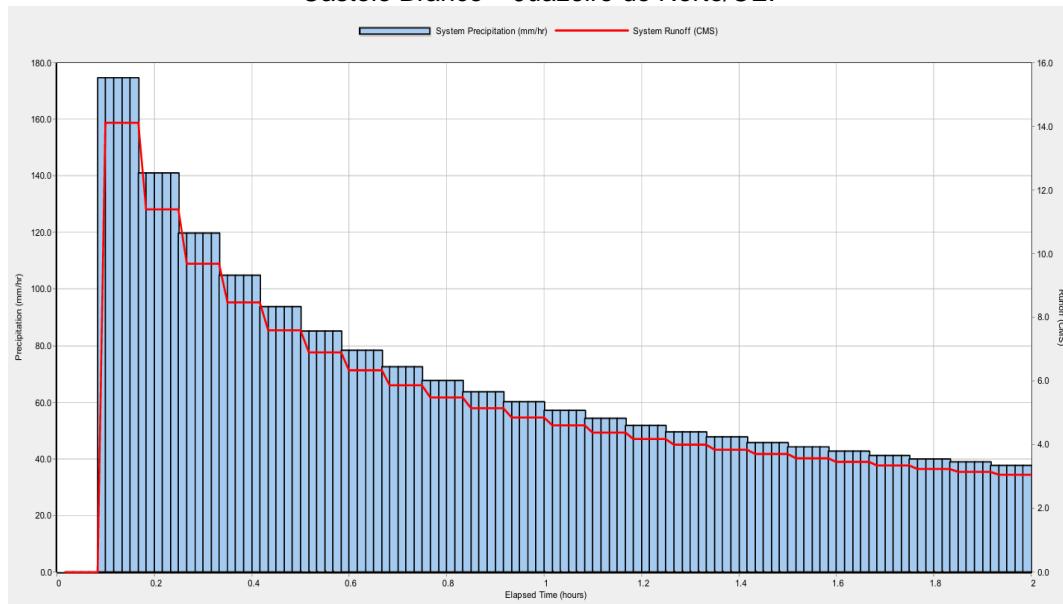


Fonte: Autora (2025).

5.2.2.3 Cenário 03: Tempo de retorno de 10 anos para um período de duas horas

Neste cenário específico, o tempo de retorno da precipitação é de dez anos para um período de duas horas, com intervalos de 5 minutos. Na Figura 16 pode-se observar a comparação entre a precipitação e o escoamento ocorrida no sistema.

Figura 16 - Análise da rede do cenário 3 para a precipitação e escoamento da Avenida Presidente Castelo Branco – Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

A precipitação, inicia-se com alta intensidade, atingindo cerca de 180 mm/h, e diminui progressivamente ao longo do período analisado. Este padrão de redução de intensidade após o pico inicial reflete a natureza temporal da chuva, com uma diminuição gradual. Por outro lado, o escoamento, representado pela linha vermelha, responde diretamente à precipitação, mas com um atraso característico.

Inicialmente, o escoamento aumenta rapidamente devido à alta intensidade da chuva, alcançando valores críticos nos primeiros minutos, mas, à medida que a precipitação diminui, o escoamento também decai, estabilizando-se ao final do evento. Essa dinâmica entre precipitação e escoamento pode ser explicada pelo comportamento do sistema de drenagem e pela infiltração da água nas sub-bacias. A resposta do escoamento é retardada e atenuada, uma vez que o sistema de drenagem e o solo absorvem a água antes que ela seja liberada nos corpos d'água.

A análise revela que, durante o pico de precipitação, o sistema de drenagem pode ser sobrecarregado, resultando em um escoamento crítico que potencializa o

risco de inundações. Contudo, conforme o evento avança e a precipitação diminui, o escoamento retorna a níveis controlados. Assim, destaca a necessidade de se considerar a intensidade, o volume e a duração das chuvas para a previsão de eventos críticos de escoamento, especialmente em áreas vulneráveis a inundações, como as sub-bacias da rede 1 (S2, S3, S4 e S5) e as sub-bacias da rede 3 (S16, S17, S18 e S19).

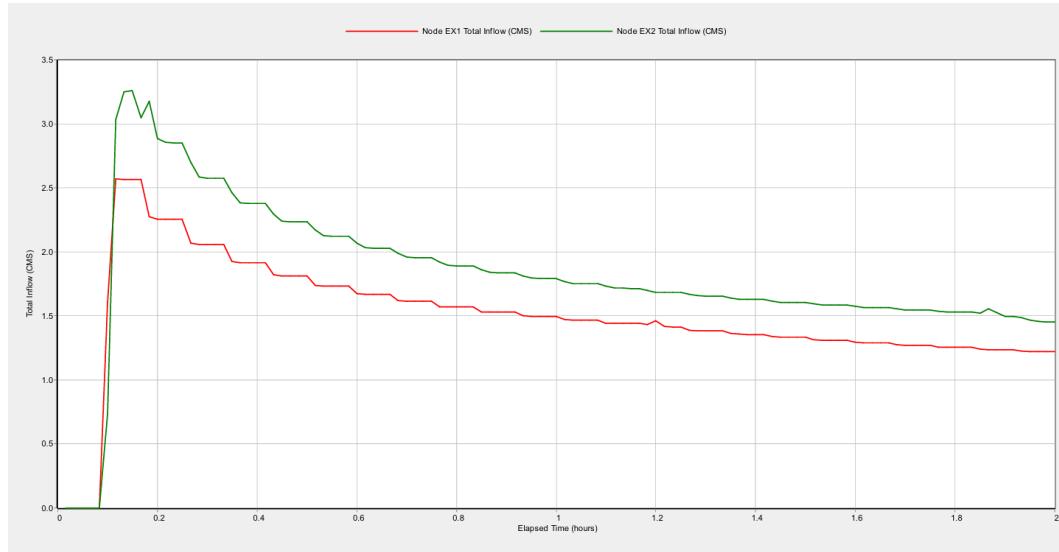
De acordo com Luna *et al.* (2020), a variação na intensidade da precipitação ao longo do tempo em Juazeiro do Norte pode ser atribuída ao histórico de chuvas intensas concentradas em um curto período. Esses eventos de precipitação intensa podem ser influenciados por uma combinação de fatores locais, incluindo características geográficas, padrões climáticos regionais e possíveis mudanças climáticas.

De acordo com o relatório emitido pelo EPA SWMM 5.2, observa-se que os nós PV3, PV4, PV5, PV6, PV10, PV14, PV15 e PV16 apresentam síntese de inundaçāo, indicando o transbordamento de água nos mesmos, independentemente de causar ou não alagamentos. Isso sugere que a obsolescência da rede de drenagem, a presença de resíduos sólidos nos bueiros e o sistema de drenagem combinado contribuem para sobrecargas nos nós e aumentam o risco de alagamentos na área estudada. Esses fatores destacam a necessidade de melhorias na infraestrutura de drenagem e na gestão de resíduos para mitigar os impactos das enchentes e garantir a eficiência do sistema de drenagem urbana.

5.2.2.4 Cenário 04: Tempo de retorno de 25 anos para um período de duas horas

Para o cenário com 4% de probabilidade de ocorrência de precipitações em um período de 2 horas, foi realizada a análise da afluência total da rede nos exutórios do sistema de drenagem. Através da modelagem do desempenho da precipitação e da resposta do sistema de drenagem, foi possível avaliar o volume de água escoado ao longo do tempo, destacando os picos de afluência nos exutórios (Figura 17).

Figura 17 - Análise da rede para a afluência total dos exutórios 01 e 02 da rede de drenagem existente.



Fonte: Autora (2025).

No início do evento de chuva, observa-se picos de afluência nos exutórios EX1 e EX2, demonstrando uma resposta rápida do sistema de drenagem a uma precipitação intensa e concentrada. O exutório EX2 registra um pico mais elevado, atingindo cerca de $3,5 \text{ m}^3/\text{s}$, enquanto o EX1 apresenta um valor em torno de $2,5 \text{ m}^3/\text{s}$. A explicação para isso pode ser pelas características específicas da área drenada pelo EX2, como maior densidade urbana, maior impermeabilização ou aspectos do relevo que favorecem o escoamento de um volume superior de água para esse ponto.

Após o pico inicial, ocorre uma redução gradativa na afluência em ambos os exutórios. O comportamento é refletido pela diminuição do volume de água escoado à medida que a chuva perde intensidade ou cessa, enquanto o sistema de drenagem continua processando o escoamento superficial. A desaceleração no volume é gradual, possivelmente devido ao escoamento residual vindo de áreas mais distantes ou com menor capacidade de infiltração.

Durante toda a simulação, os valores de afluência no exutório EX2 se mantêm superiores aos do EX1, indicando condições distintas entre as bacias de contribuição. O EX2 está relacionado a uma área de drenagem maior que é um fator que resulta em um maior escoamento superficial. A partir de 1,5 hora de simulação, os valores de afluência começam a se estabilizar em ambos os exutórios.

5.2.2.5 Cenário 05: Tempo de retorno de 50 anos para um período de duas horas

Com base na análise da tabela de cenários, pode-se identificar que os trechos de deságue final, representados pelos Trechos 12-EX2 e 19-EX1, apresentam condições críticas no que diz respeito à velocidade da água. Esses trechos são pontos de atenção no sistema de drenagem, pois a velocidade elevada pode indicar possíveis problemas, como erosão ou sobrecarga hidráulica.

Por meio da Tabela 17 apresentada, é possível avaliar o volume correspondentes a esses trechos, considerando a probabilidade de ocorrência de uma chuva extrema, com um tempo de retorno associado a uma precipitação de 2% de probabilidade anual.

Tabela 17 - Análise dos exutórios da rede de drenagem existente.

Exutório	Freq. %	Fluxo med. (CMS)	Fluxo máx. (CMS)	Volume total 10^6 L
EX1	99,92	1,641	7,354	11,382
EX2	99,93	1,990	3,261	13,666
Sistema	99,92	3,631	7,537	25,048

Fonte: Autora (2025).

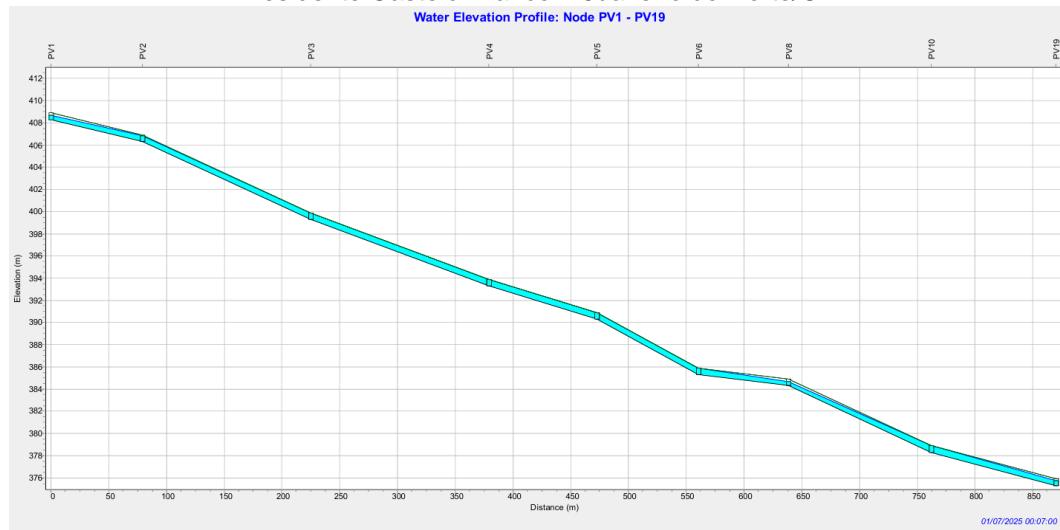
A Tabela 17 revela características distintas entre os dois exutórios do sistema de drenagem, evidenciando diferenças no comportamento hidráulico de cada ponto. O EX1 apresenta maior variação entre os fluxos médio e máximo, indicando picos de vazão mais expressivos e, consequentemente, maior vulnerabilidade a sobrecargas em eventos de precipitação intensa. Por outro lado, o EX2, apesar de ter um fluxo médio ligeiramente superior, demonstra um desempenho mais estável, com um fluxo máximo menor. Esse padrão sugere que o EX2 recebe contribuições de áreas com maior capacidade de infiltração ou escoamento mais distribuído.

Ainda, o volume total escoado pelo EX2 é maior que o do EX1, o que está relacionado a áreas de contribuição mais extensas, além de uma declividade maior que direcionam maiores volumes de água para esse exutório. No conjunto, o sistema mostra capacidade de lidar com grandes volumes, mas os picos registrados no EX1 apontam para a necessidade de intervenções locais que garantam maior eficiência no controle de vazões extremas, especialmente em cenários maiores que 5 anos.

5.2.2.6 Cenário 06: Tempo de retorno de 100 anos para um período de duas horas

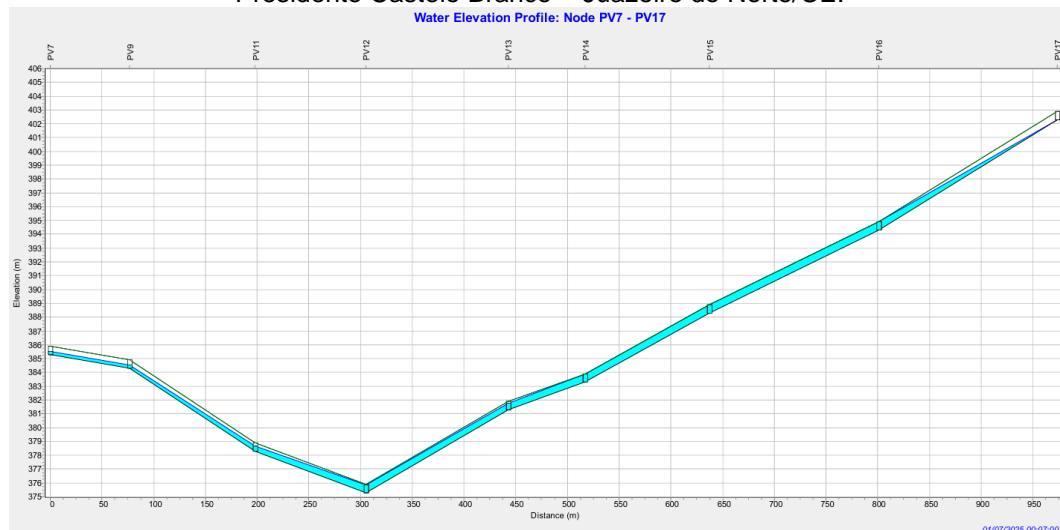
A análise de longo prazo, considerando um período de cem anos, evidencia nas Figuras 18 e 19 que a maioria dos poços de visita está experimentando sobrecarga após 7 minutos da simulação, com exceção do PV1, PV7, PV8, PV9, PV11, PV13, PV17, PV18 e PV19 para as redes 1, 2 e 3.

Figura 18 - Perfil longitudinal em um tempo de retorno de 100 anos para a rede 1 da Avenida Presidente Castelo Branco – Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

Figura 19 - Perfil longitudinal em um tempo de retorno de 100 anos para as redes 2 e 3 da Avenida Presidente Castelo Branco – Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

Isso sugere que, ao longo de um século, o sistema de drenagem está sujeito a um aumento significativo no volume de água, resultando em uma carga excessiva nos poços de visita. Essa sobrecarga pode ser atribuída a vários fatores, incluindo

mudanças climáticas, urbanização e crescimento populacional, destacando a necessidade de melhorias na infraestrutura de drenagem para lidar com as condições futuras e garantir a eficácia do sistema em longo prazo.

A partir dos dados fornecidos, verifica-se que os exutórios (EX1 e EX2) tem a capacidade de suportar um fluxo máximo de 7,62 cm³/s e 3,26 cm³/s, respectivamente. Com uma frequência de operação de 99,92% nessa capacidade de efluência do sistema, isso sugere que o exutório está ativo na maior parte do tempo, sendo capaz de lidar com volumes significativos de água.

5.2.3 Modelo de referência ajustado

Na Avenida Presidente Castelo Branco, o redimensionamento da rede consistiu na divisão do sistema em três redes independentes, cada uma direcionada para um exutório específico, com o objetivo de redistribuir as vazões e aliviar as sobrecargas. As intervenções incluíram o aumento dos diâmetros dos condutos, ajustes nas declividades e a implantação de novos poços de visita para reduzir o espaçamento entre os trechos e melhorar o desempenho hidráulico. Houve também a redistribuição das sub-bacias, equilibrando as áreas de contribuição entre os exutórios. As novas tubulações adotaram seções circulares com diâmetros variando de 800 mm a 1500 mm, dimensionadas conforme as vazões projetadas para cada trecho.

5.2.3.1 Justificativa técnica para o redimensionamento

A necessidade de redimensionamento da rede de drenagem na Avenida Presidente Castelo Branco foi identificada a partir das simulações que apontaram a ocorrência de sobrecarga em diversos trechos, especialmente durante eventos com tempos de retorno de 10, 25, 50 e 100 anos. Esses resultados indicaram que a capacidade hidráulica da rede existente é insuficiente para atender à demanda gerada pela urbanização intensa e pela alta taxa de impermeabilização da região.

Outro fator determinante para o redimensionamento foi a constatação de velocidades excessivas em determinados trechos da rede, que ultrapassaram os limites técnicos recomendados. Essa condição aumenta o risco de erosão nas tubulações e nos pontos de descarga, comprometendo a durabilidade da infraestrutura e elevando os custos de manutenção.

Por outro lado, foram identificados também trechos com velocidades abaixo do valor mínimo necessário, o que favorece processos de assoreamento dentro das tubulações. Isso reduz ainda mais a capacidade de escoamento da rede, agravando os problemas de alagamentos ao longo da avenida.

5.2.3.2 Modificações e resultados implantados no modelo

A avenida em estudo foi subdividida em três redes existentes, posteriormente modeladas no SWMM. Essa abordagem permitiu identificar os pontos críticos, os quais estão destacados no mapa a seguir (Figura 20), junto com seus respectivos exutórios. Observou-se que os exutórios estão concentrados sob a ponte do riacho Timbaúbas, onde todo o escoamento final converge para uma única rede, que distribui o deságue final para ambos os lados da ponte.

Figura 20 - Reformulação da rede de drenagem para a Avenida Presidente Castelo Branco – Juazeiro do Norte/CE.



Os dados utilizados para a modelagem das sub-bacias estão organizados na Tabela 18.

Tabela 18 - Parâmetros utilizados na modelagem da rede de drenagem existente.

Bacias	Áreas (ha)	Perímetro (m)	Kc	Largura (m)	% Imperv.	Cota montante (m)	Cota Jusante (m)	Δh (m)	S (%)
01	1,39	530,88	1,27	70,96	85	411	410	1	1,41
02	1,59	684,06	1,53	54,82	85	410	408	2	3,65
03	4,93	1128,68	1,43	106,79	85	408	401	7	6,55
04	5,38	1189,47	1,45	110,11	85	401	395	6	5,45
05	1,79	624,15	1,31	74,97	85	395	392	3	4,00
06	0,65	344,81	1,21	54,49	85	392	387	5	9,18
07	0,47	360,12	1,49	31,07	85	392	387	5	16,09
08	0,61	348,18	1,26	47,66	85	387	386	1	2,10
09	0,41	340,98	1,50	28,92	85	387	386	1	3,46
10	1,15	462,32	1,22	70,58	85	386	380	6	8,50
11	0,71	449,01	1,50	37,79	85	386	380	6	15,88
12	0,26	439,72	2,41	12,67	85	380	379	1	7,89
13	0,68	544,27	1,86	27,51	85	380	377	3	10,90
14	1,37	498,45	1,20	80,32	85	383	377	6	7,47
15	0,32	998,94	4,97	6,46	85	385	383	2	30,97
16	2,27	701,94	1,31	84,49	85	390	385	5	5,92
17	4,44	1099,80	1,47	97,36	85	396	390	6	6,16
18	3,40	866,05	1,32	101,63	85	404	396	8	7,87
19	3,30	863,13	1,34	98,06	85	409	404	5	5,10
20	1,23	529,69	1,34	59,58	85	389	386	3	5,03

Legendas: Kc: Coeficiente de Compacidade, adimensional;
 % Imperv.: Porcentagem da área superficial impermeável (%);
 Δh (m): Diferença de nível (m);
 S %: Declividade (%).

Fonte: Autora (2025).

Após a análise da modelagem da rede antiga no SWMM, foi possível identificar pontos críticos no sistema de drenagem da avenida estudada, como poços de visita sujeitos à inundação e trechos com velocidades de escoamento superiores a 5 m/s. Esses resultados indicam que o sistema atual apresenta limitações significativas na capacidade de conduzir adequadamente o volume de água gerado em eventos intensos de precipitação.

Como medida de melhoria, foi realizado o redimensionamento das galerias, dividindo o sistema em três redes distintas. Essa reestruturação teve como principal objetivo controlar as altas velocidades observadas no sistema antigo, garantindo que os fluxos fossem distribuídos de forma mais uniforme e segura.

Além disso, foi determinada a criação de três exutórios finais estrategicamente posicionados no Riacho Timbaúbas, dando a rede 2 e 3 exutórios distintos, como forma de aliviar as cargas sobre o sistema permitindo uma saída equilibrada das

vazões, reduzindo a pressão nos pontos de descarga e otimizando a eficiência geral do escoamento.

O dimensionamento das redes foi realizado previamente no Excel, considerando as características principais descritas na Tabela 19.

Tabela 19 - Características principais para a nova rede delimitada.

Rede	Galerias	Extensão	A. incr.	A. acum.	i	Cota GI mont.	Cota GI jus.	D adot.	V
1	Trecho	m	ha	ha	mm/h	m	m	m	m/s
	1-2	75,44	1,39	1,39	140,34	398,50	395,50	0,60	3,84
	2-3	145,18	1,59	2,98	133,13	395,50	393,50	0,60	2,47
	3-4	150,59	2,02	5,00	139,89	393,50	385,50	0,60	4,63
	4-5	92,40	3,12	8,11	137,14	385,50	382,50	0,80	4,48
	5-6	82,87	0,75	8,86	136,30	382,50	380,50	1,00	4,48
	6-7	75,05	0,65	9,51	144,38	380,50	378,50	1,00	3,90
	7-8	120,28	0,61	10,12	143,57	378,50	376,50	1,00	3,64
	8-9	35,50	1,15	11,26	140,29	376,50	374,50	1,20	4,11
	9-EX1	30,59	0,26	11,53	165,85	374,50	373,50	1,00	3,78
2	10-11	152,31	2,91	2,91	125,91	393,50	385,50	0,60	4,83
	11-12	92,19	2,27	5,18	128,69	385,50	382,50	0,80	4,54
	12-13	78,43	1,05	6,23	135,80	382,50	380,50	1,00	4,45
	13-14	75,10	0,47	6,69	142,34	380,50	378,50	1,00	4,86
	14-15	119,43	0,41	7,11	125,43	378,50	376,50	1,00	3,83
	15-16	90,52	0,71	7,82	131,04	376,50	374,50	1,00	4,19
	16-EX2	35,00	0,68	8,50	170,21	374,50	373,50	1,00	4,85
	22-21	168,77	3,30	3,30	124,52	393,50	388,50	1,20	3,84
	21-20	160,45	3,40	6,70	141,26	388,50	383,50	1,00	2,71
	20-19	116,76	4,44	11,14	132,10	383,50	381,50	1,00	3,69
3	19-18	70,51	2,27	13,42	142,25	381,50	379,50	1,00	4,96
	18-17	135,82	0,32	13,74	133,59	378,50	375,50	1,20	4,58
	23-17	98,71	1,37	15,11	141,51	376,50	375,50	1,50	3,91
	17-EX3	35,00	1,23	16,34	171,59	375,50	375,00	1,50	4,70

Legendas: A. incr.: Área incremental, em hectares;

A. acum.: Área incremental acumulada, em hectares;

i.: Intensidade pluviométrica, em mm/h;

Cota GI mont. Cota Greide de instalação a montante, em metros;

Cota GI jus. Cota Greide de instalação a jusante, em metros;

D. adot.: Diâmetro adotado, em metros;

V.: Velocidade, em m/s.

Fonte: Autora (2025)

O dimensionamento realizado no Excel serviu como ponto de partida para as simulações nos cenários definidos, permitindo avaliar, no SWMM, se os diâmetros dos condutos suportavam as sobrecargas. Com base nos resultados, foi possível ajustar os diâmetros dos trechos, aumentando-os ou reduzindo-os. A nova rede foi projetada com diâmetros otimizados para garantir que nenhum trecho apresentasse sobrecarga,

independentemente dos tempos de retorno simulados, as principais características da simulação estão apresentadas na Tabela 20.

Tabela 20 - Velocidade máxima da nova rede de drenagem para todos os cenários.

REDE	TRECHOS	DIÂMETRO NO SWMM (m)	VELOCIDADE MÁXIMA DOS CENÁRIOS (M ³ /S)					
			2 ANOS	5 ANOS	10 ANOS	25 ANOS	50 ANOS	100 ANOS
1	1-2	0,60	2,13	2,20	2,25	2,30	2,36	2,49
	2-3	0,80	2,66	2,75	2,82	2,88	2,97	3,02
	3-4	0,80	4,38	4,56	4,69	4,84	5,03	5,19
	4-5	1,20	4,52	4,67	4,78	4,89	5,03	5,13
	5-6	1,20	4,53	4,67	4,78	4,89	5,02	5,11
	6-7	1,50	4,61	4,79	4,92	5,06	5,24	5,37
	7-8	1,50	4,85	5,05	5,20	5,35	5,55	5,68
	8-9	1,50	5,98	6,20	6,38	6,55	6,78	6,94
	9-EX1	1,50	5,57	5,79	5,97	6,14	6,35	6,51
	10-11	0,80	3,91	3,95	4,07	4,16	4,29	4,36
2	11-12	1,00	4,38	4,53	4,65	4,77	4,93	5,05
	12-13	1,20	4,31	4,46	4,57	4,68	4,83	4,93
	13-14	1,20	4,44	4,59	4,69	4,81	4,96	5,09
	14-15	1,50	3,82	3,94	4,02	4,10	4,20	4,27
	15-16	1,20	4,56	4,71	4,81	4,91	5,02	5,09
	16-EX2	1,00	5,16	5,33	5,45	5,56	5,69	5,75
	22-21	1,50	3,22	3,30	3,41	3,48	3,60	3,70
	21-20	1,50	3,34	3,46	3,55	3,64	3,75	3,83
	20-19	1,50	4,76	4,94	5,07	5,20	5,37	5,50
	19-18	1,50	5,32	5,49	5,61	5,73	5,87	5,97
3	18-17	1,50	4,53	4,67	4,77	4,86	4,95	5,14
	23-17	0,60	2,13	2,18	2,23	2,29	2,37	2,41
	17-EX3	1,50	4,56	4,66	4,71	4,72	4,72	4,72

Fonte: Autora (2025).

Observa-se, a partir da tabela 15, que mesmo após o reajuste dos diâmetros, as velocidades nos condutos permaneceram superiores a 5 m/s em alguns trechos. Dessa forma, foram implementadas técnicas compensatórias para otimizar o desempenho do sistema de drenagem convencional, resultando em dados mais eficientes.

5.2.4 Aplicação da técnica LID – Trincheiras de Infiltração

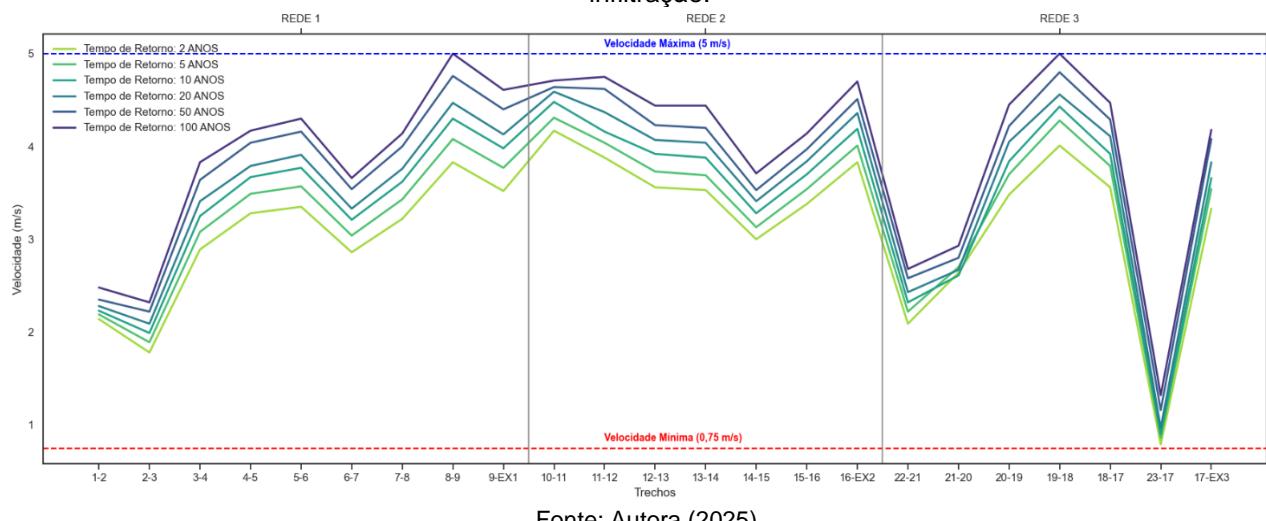
Diante dos problemas identificados, optou-se por adotar uma solução utilizando trincheiras de infiltração como técnica compensatória. Essa escolha foi feita com o objetivo de reduzir as velocidades de escoamento e minimizar as sobrecargas observadas nos cenários simulados, priorizando alternativas mais sustentáveis e eficientes para a gestão das águas pluviais em áreas urbanas.

Diante das características do solo do município de Juazeiro do Norte, especialmente nas áreas que foram objeto deste estudo, ficou evidente que o uso de trincheiras de infiltração surge como uma solução bastante coerente e adequada. Trata-se de uma região com solo predominantemente franco-arenoso, altamente poroso e com elevada capacidade de infiltração. Esses dados, aliados à constatação de que o lençol freático é relativamente raso, reforçam a ideia de que permitir que a água da chuva infiltre diretamente no solo não só é viável, como é extremamente eficiente.

Além disso, considerando que o município sofre constantemente com problemas relacionados ao excesso de escoamento superficial, principalmente em períodos de chuvas mais intensas, ficou claro que adotar soluções que priorizam o retorno da água ao subsolo é uma estratégia que, além de reduzir as sobrecargas na rede de drenagem, também traz ganhos ambientais importantes, como a recarga dos aquíferos e a diminuição dos impactos sobre os cursos d'água urbanos. Por isso, a escolha pelas trincheiras de infiltração não se deu apenas por critérios hidráulicos, mas também como uma alternativa sustentável, alinhada à realidade física do solo local e às necessidades de gestão urbana da cidade.

Na Figura 21 é apresentado a velocidade dos trechos logo após a implantação das trincheiras de infiltração.

Figura 21 - Análise das velocidades para as redes estudadas após a implantação das trincheiras de infiltração.



Fonte: Autora (2025).

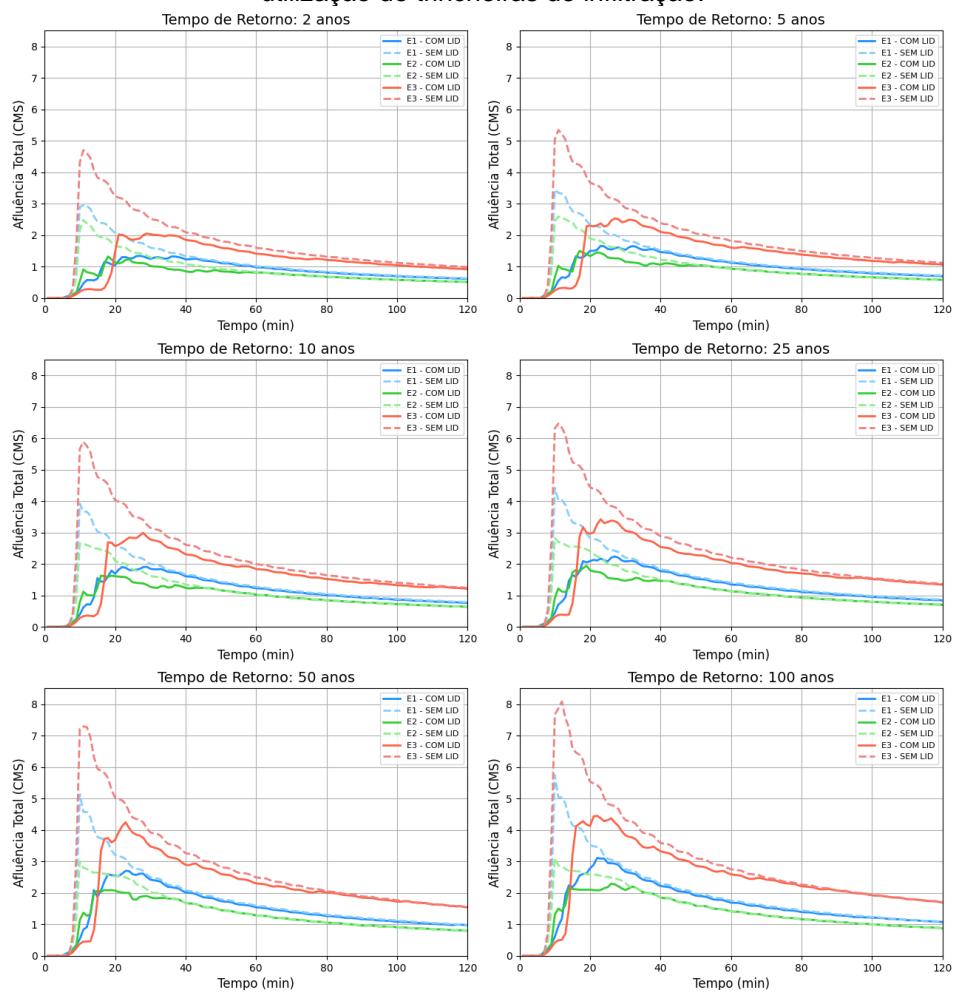
Pode-se observar, a partir da Figura 21, que o uso de trincheiras de infiltração manteve as velocidades do trecho dentro dos limites estabelecidos pela norma em

todos os cenários estudados. Com a nova rede implementada e a adoção das trincheiras de infiltração, os relatórios apresentados não indicaram sobrecarga nos nós e nos trechos analisados.

5.2.5 Comparação entre os cenários com e sem LID

Com base nos resultados obtidos, realizou-se uma análise comparativa do volume total de afluência ao longo de duas horas nos exutórios projetados para a nova rede, considerando a aplicação da técnica LID escolhida e a ausência dessa abordagem. A comparação abrangeu todos os cenários analisados e avaliou a eficiência das soluções de infraestrutura verde na redução do escoamento superficial, destacando sua contribuição para a mitigação dos impactos hidrológicos na área de estudo, é possível visualizar na Figura 22.

Figura 22 - Afluência total para os exutórios E1, E2 e E3 os períodos de retorno com e sem a utilização de trincheiras de infiltração.



Fonte: Autora (2025).

Em ambos os cenários de 2 e 5 anos, as trincheiras de infiltração demonstraram ser eficazes na redução da afluência total, contribuindo para um melhor gerenciamento da água da chuva e para a mitigação do risco de inundações. Contudo, no cenário de 2 anos, os exutórios 01 e 02 apresentam saturação das técnicas após 40 e 60 minutos, respectivamente. Já no cenário de 5 anos, os exutórios 01 e 02 atingem a saturação em 30 e 50 minutos.

Nos cenários de 10 e 25 anos, observa-se que os exutórios 01 e 02 atingem a saturação após 40 minutos. Já o exutório 03, que anteriormente não apresentava sinais de saturação, passa a registrar aos 110 minutos no cenário de 10 anos e aos 95 minutos no cenário de 25 anos.

Nos cenários de 50 e 100 anos, os exutórios 01 e 02 apresentam início de saturação após 20 minutos de chuva. Por sua vez, o exutório 03 registra saturação em menos de 80 minutos no cenário de 50 anos e em menos de 60 minutos no cenário de 100 anos. Nota-se, portanto, que a eficácia das técnicas LID diminui com o aumento do período de retorno, evidenciando uma redução no tempo necessário para saturação dos exutórios em eventos mais intensos.

A análise dos resultados demonstra claramente que a eficiência das trincheiras de infiltração diminui à medida que os eventos de precipitação se tornam mais intensos e com maiores tempos de retorno. Essa análise é coerente com os achados de Marostica (2023), que, ao estudar a aplicação de técnicas LID na sub-bacia do Arroio Dilúvio, no Rio Grande do Sul, identificou que essas soluções são eficazes para eventos de pequena e média magnitude, mas apresentam limitações consideráveis para eventos extremos, quando o volume de precipitação excede a capacidade de infiltração e armazenamento do solo.

Resultados semelhantes também foram observados no estudo de Toscan Neto (2019), onde o autor aplicou o SWMM em um loteamento urbano e constatou que, apesar da redução significativa no pico de vazão para tempos de retorno de até 10 anos, a eficiência das técnicas LID foi comprometida nos cenários de 50 e 100 anos.

Além disso, estudos internacionais, como o de Guan, Sillanpaa e Koivusalo (2015) na cidade de Espoo, na Finlândia, reforçam que as práticas de drenagem sustentável, embora extremamente eficazes para eventos frequentes, requerem complementação com infraestrutura de macrodrenagem para garantir a segurança hídrica em eventos extremos.

Nesse sentido, observa-se que os dados obtidos neste trabalho corroboram amplamente com a literatura, reforçando que, para áreas urbanas com alta densidade de impermeabilização, como é o caso de Juazeiro do Norte, a combinação de soluções baseadas na natureza com sistemas convencionais redimensionados é essencial para assegurar um desempenho hidráulico satisfatório mesmo em cenários críticos.

5.3 PROJETO 02: AVENIDA AILTON GOMES

5.3.1 Caracterização da Avenida Ailton Gomes

5.3.1.1 Aspectos urbanos e de mobilidade

A Avenida Ailton Gomes conecta os bairros Franciscanos, Pirajá, José Geraldo da Cruz, João Cabral, Lagoa Seca, Planalto e Cidade Universitária. Trata-se de uma via ampla, com canteiro central, situada em uma zona mista que combina residências e estabelecimentos comerciais de pequeno e médio porte. Destaca-se ainda por abrigar a Feira Livre do Mercado do Pirajá, importante ponto de comércio local (Figura 23).



Fonte: Autora (2025).

5.3.1.2 Microdrenagem

A microdrenagem existente na Avenida Ailton Gomes é insuficiente frente à extensa área de contribuição da via. Os poucos bueiros presentes mostram-se inadequados para atender à demanda, e muitos deles encontram-se obstruídos por acúmulo de sedimentos e resíduos sólidos ou defasados, comprometendo significativamente a eficiência do sistema de escoamento superficial (Figura 24).

Figura 24 - Situação dos bueiros da Avenida Ailton Gomes – Juazeiro do Norte/CE.



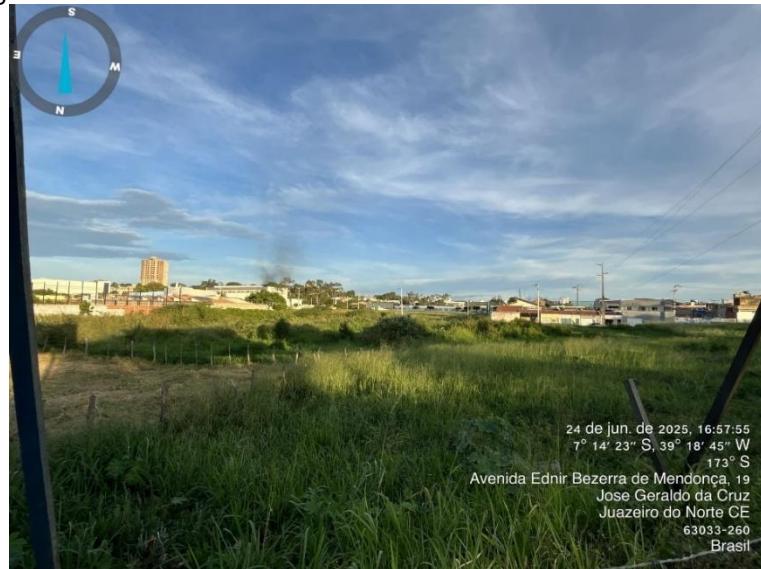
Fonte: Autora (2025).

Pode-se notar que a grande distância entre os bueiros ao longo da via compromete a eficiência do sistema de microdrenagem, dificultando a captação adequada do escoamento superficial gerado pelas áreas de contribuição delimitadas.

5.3.1.3 Macrodrenagem

A rede de drenagem existente no trecho final da Avenida Ailton Gomes atravessa a rotatória de acesso à Avenida Maria Ednir Bezerra Mendonça, desaguando em um terreno com presença de cursos d'água e edificações próximas (Figura 25). Por se tratar de uma área rebaixada, não foi possível realizar a descida para inspeção da tubulação, sendo consideradas apenas as informações disponibilizadas pela Prefeitura.

Figura 25 - Exutório da Avenida Ailton Gomes – Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

5.3.2 Simulação do modelo preliminar para diferentes tempos de retorno

Os resultados decorrentes da simulação dos diferentes cenários de tempo de retorno, bem como dos principais parâmetros hidráulicos e hidrológicos analisados, estão sintetizados na Tabela 21. Na sequência, procede-se à análise detalhada de cada cenário, possibilitando uma compreensão aprofundada do desempenho do sistema de drenagem frente às condições simuladas e às demandas impostas pelos eventos críticos de precipitação.

Tabela 21 - Resultados dos principais pontos dos cenários estudados da rede de drenagem existente da Avenida Ailton Gomes.

CENÁRIO	ERRO DE CONTINUIDADE	PRECIPITAÇÃO TOTAL (mm)	PERDA POR INFILTRAÇÃO (mm)	ESCOAMENTO SUPERFICIAL (mm)	VOLUME MÁXIMO INUNDADO NOS NÓS (10 ⁶ L)	VELOCIDADE MÁXIMA NOS TRECHOS (m/s)
2	Escoamento Superficial: 0,00% Propagação de vazão: - 0,03%	61,54	9,23	52,31	PV15 – 5,66	TRECHO 26-EX1 – 6,15
					PV18 – 6,64	
5	Escoamento Superficial: 0,00% Propagação de vazão: - 0,02%	85,42	12,81	72,61	PV15 – 7,25	TRECHO 26-EX1 – 6,26
					PV18 – 9,27	
10	Escoamento Superficial: 0,00% Propagação de vazão: - 0,13%	109,48	16,42	93,06	PV15 – 8,83	TRECHO 21-25: – 5,05
					PV18 – 11,94	
25	Escoamento Superficial: 0,00%	151,99	22,80	129,19	PV15 – 11,57	TRECHO 21-25: – 5,08
					PV18 – 16,60	

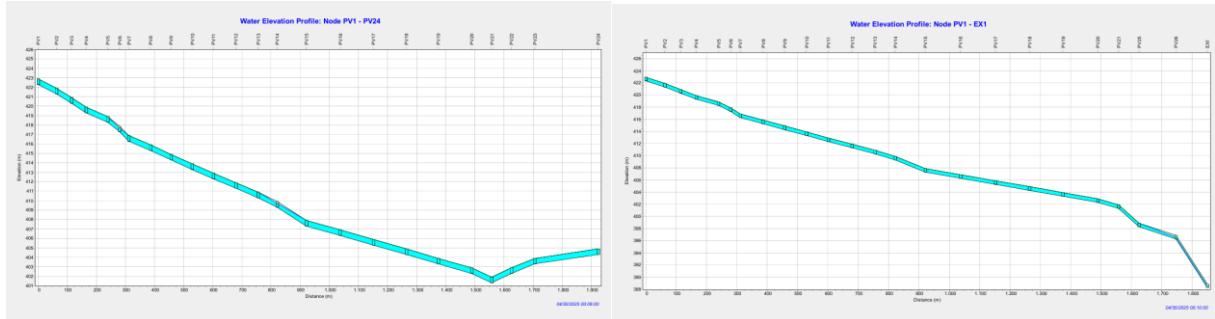
	Propagação de vazão: - 0,18%				PV22 – 13,26	TRECHO 26-EX1 – 6,49
					PV23 – 10,91	
					PV24 – 11,96	
					PV13 – 11,67	
					PV15 – 14,24	
					PV16 – 11,28	
					PV18 – 21,29	
50	Escoamento Superficial: 0,00% Propagação de vazão: - 0,12%	194,79	29,22	165,57	PV19 – 10,61	TRECHO 26-EX1 – 6,63
					PV20 – 13,40	
					PV22 – 17,12	
					PV23 – 14,51	
					PV24 – 16,14	
					PV13 – 15,08	
					PV15 – 17,70	
					PV16 – 14,48	
100	Escoamento Superficial: 0,00% Propagação de vazão: - 0,08%	249,66	37,16	212,49	PV18 – 27,34	TRECHO 26-EX1 – 6,76
					PV19 – 13,58	
					PV20 – 17,53	
					PV22 – 22,09	
					PV23 – 19,14	
					PV24 – 21,52	

Fonte: Autora (2025)

5.3.2.1 Cenário 01: Tempo de retorno de 2 anos para um período de duas horas

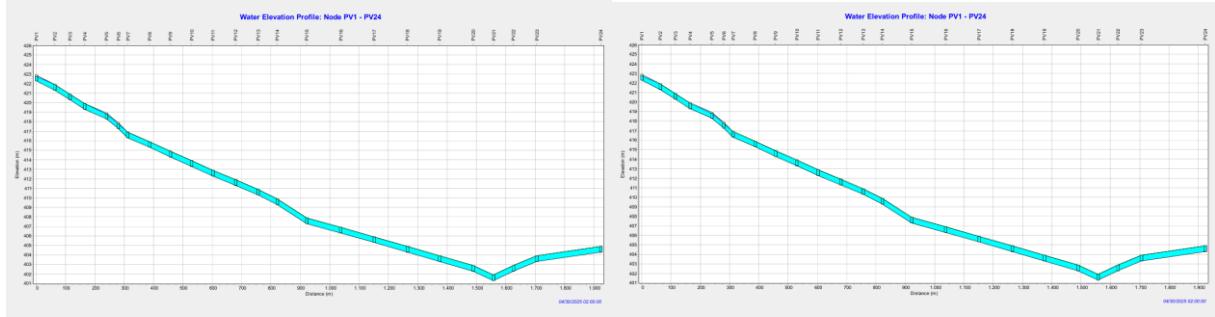
No cenário analisado, foi realizada a simulação da rede principal, composta pelos poços de visita PV1 a PV24, além da rede de saída, correspondente aos trechos PV1 – EX1 e PV24 – EX1. A configuração hidráulica da rede de drenagem da Avenida Ailton Gomes apresenta o PV21 como ponto de confluência, no qual as vazões provenientes dos demais trechos se unem, formando uma rede única que direciona o escoamento para o Riacho dos Macacos, localizado no Parque Ecológico das Timbaúbas. Conforme ilustrado na Figura 26, verifica-se que, após 6 minutos de precipitação, a rede já apresenta indícios de sobrecarga, com acúmulo significativo de água em diversos poços de visita. Este quadro de congestionamento se mantém ao longo de todo o evento simulado, sendo observado, inclusive, no tempo final de duas horas, com persistência de pontos críticos em vários nós da rede (Figura 27).

Figura 26 - Perfil longitudinal da rede principal de drenagem na Avenida Ailton Gomes em 10 minutos, Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

Figura 27 - Perfil longitudinal da rede principal de drenagem na Avenida Ailton Gomes em 2 horas, Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

As sub-bacias que contribuíam na rede de drenagem de estudo teve apenas 15% de infiltração e 85% de escoamento superficial, isso demonstra claramente a ausência de infraestrutura de infiltração ou retenção. Todas as 27 sub-bacias analisadas apresentaram um desempenho hidrológico bastante similar, caracterizado por um coeficiente de escoamento elevado, igual a 0,85, o que reflete um cenário de alta impermeabilização da área.

Destacam-se, entretanto, as sub-bacias S18, S22, S23 e S24, que registraram os maiores picos de vazão, com valores de 2,44 m³/s, 2,00 m³/s, 1,87 m³/s e 2,17 m³/s, respectivamente. Esses resultados indicam que essas sub-bacias representam as principais fontes de geração de escoamento superficial no sistema, correspondendo às maiores áreas de contribuição da rede de drenagem.

A análise das velocidades nos condutos do sistema de drenagem evidenciou comportamentos extremos em determinados trechos, comprometendo diretamente a eficiência hidráulica da rede. O conduto 26-EX1 apresentou uma velocidade máxima de 6,15 m/s, valor consideravelmente elevado para sistemas urbanos de drenagem, o que indica um risco significativo de processos erosivos na saída do sistema, além de

acelerar o desgaste dos materiais e aumentar a possibilidade de falhas estruturais. Por outro lado, alguns trechos operaram com velocidades inferiores a 0,75 m/s, a exemplo dos trechos entre o PV7 ao PV13 e PV22 ao PV 24, o que caracteriza uma condição hidráulica desfavorável, propícia ao acúmulo de sedimentos e ao assoreamento, comprometendo progressivamente a capacidade de escoamento da rede.

A modelagem permite concluir que o sistema de drenagem apresenta trechos com altas velocidades de escoamento, os quais demandam a implantação de estruturas dissipadoras de energia para garantir maior segurança hidráulica. Por outro lado, identificam-se também segmentos com subutilização hidráulica, que requerem ajustes no traçado, na declividade e no dimensionamento dos condutos, de modo a compatibilizar a capacidade de transporte com as vazões efetivamente geradas pelas sub-bacias contribuintes.

O poço de visita PV21 exerce uma função fundamental no sistema de drenagem da Avenida Ailton Gomes, atuando como ponto de confluência das vazões provenientes de dois sentidos da rede durante os eventos de precipitação. A partir desse ponto, todo o volume gerado segue concentrado por uma rede única, desaguando no Riacho dos Macacos, localizado no Parque Ecológico das Timbaúbas. A topografia da Avenida Ailton Gomes, caracterizada por sua posição em linha de fundo, faz com que ela receba de forma concentrada as águas provenientes das áreas laterais, que escoam com velocidades significativas, sobretudo devido às elevadas declividades dos trechos a montante e à intensa impermeabilização da bacia. Como consequência, além do elevado volume de água, observa-se o arraste de sedimentos, resíduos sólidos, areia e outros materiais para a pista, contribuindo para o entupimento de bocas de lobo e galerias, além de agravar o risco de alagamentos.

Esse cenário, que se repete com frequência durante eventos de chuva intensa, reflete não apenas o subdimensionamento da infraestrutura de drenagem existente, mas também impacta diretamente a população local (Figura 28), com ocorrência recorrente de inundações em diversas residências ao longo de todo o período chuvoso. Além disso, evidencia-se a ausência de dispositivos eficientes para retenção de sedimentos e controle das velocidades do escoamento, o que agrava os processos de assoreamento e a sobrecarga da rede.

Figura 28 - Casas invadidas pela chuva na Avenida Ailton Gomes.



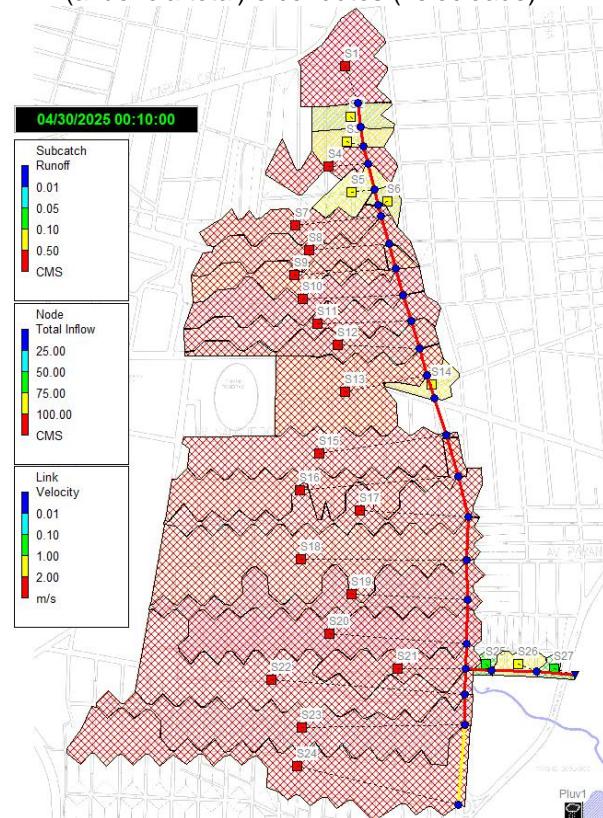
Fonte: News Cariri (2025).

5.3.2.2 Cenário 02: Tempo de retorno de 5 anos para um período de duas horas

O cenário de tempo de retorno de 5 anos permitiu realizar uma análise detalhada do comportamento hidrológico e hidráulico do sistema, considerando três aspectos fundamentais: o escoamento superficial das sub-bacias, a afluência total nos nós e a velocidade do escoamento nos trechos da rede de drenagem conforme a Figura 29.

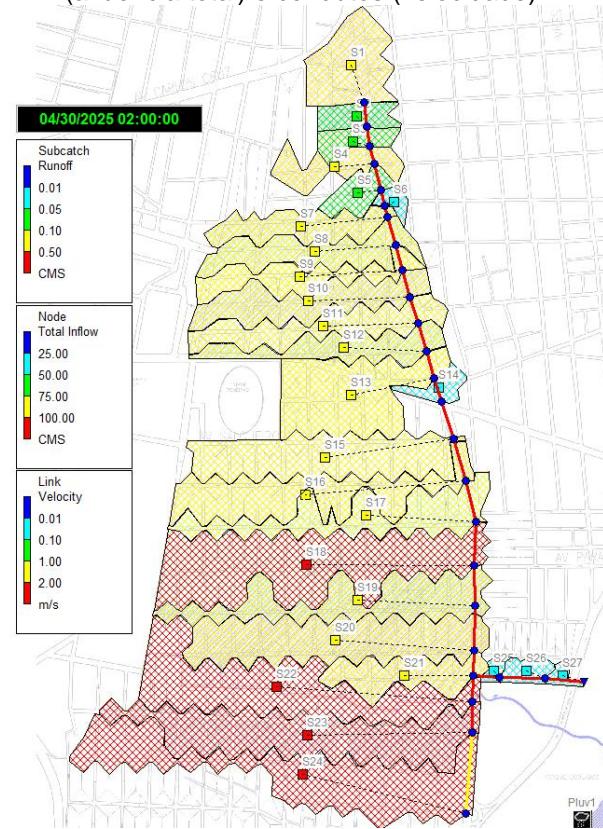
As sub-bacias apresentaram respostas rápidas e expressivas ao evento de precipitação, com destaque para as sub-bacias S18, S22, S23, S24 e S20, que registraram os maiores picos de vazão, variando entre $2,31 \text{ m}^3/\text{s}$ e $3,39 \text{ m}^3/\text{s}$. Observa-se, no entanto, que apenas a sub-bacia S22 conseguiu aliviar completamente o escoamento superficial ao longo das duas horas de simulação, enquanto as demais permaneceram contribuindo com vazões elevadas durante todo o evento (Figura 30).

Figura 29 - Análise da rede existente com 10 minutos de chuva para sub-bacias (escoamento), nós (afluência total) e condutos (velocidade).



Fonte: Autora (2025).

Figura 30 - Análise da rede existente com 2 horas de chuva para sub-bacias (escoamento), nós (afluência total) e condutos (velocidade).



Fonte: Autora (2025).

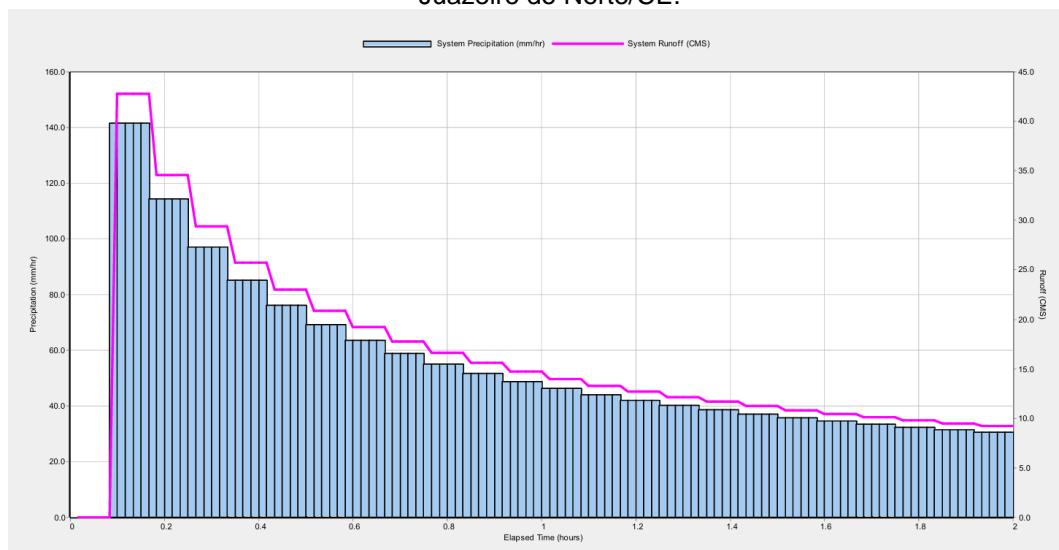
A combinação entre elevada impermeabilização e grandes áreas de captação potencializa a sobrecarga no sistema de drenagem, contribuindo de forma significativa para os pontos de estrangulamento e para o aumento dos riscos de alagamentos nas regiões a jusante.

Destacam-se, de forma crítica, os trechos 26-EX1, que registrou a maior velocidade da rede, chegando a 6,26 m/s, muito acima dos limites recomendados para drenagem urbana, indicando risco severo de processos erosivos, rompimentos estruturais e degradação da infraestrutura na saída da rede. Por outro lado, os trechos entre o PV7 ao PV13 e PV22 ao PV 24 ainda apresentaram velocidades inferiores a 0,75 m/s, indicando uma condição hidráulica desfavorável.

5.3.2.3 Cenário 03: Tempo de retorno de 10 anos para um período de duas horas

Na Figura 31 observa-se a relação entre a intensidade da precipitação e o comportamento do escoamento superficial no sistema de drenagem da Avenida Presidente Castelo Branco, simulada para o cenário de tempo de retorno de 10 anos. Nota-se que, à medida que a precipitação atinge seu pico, o escoamento também responde de forma quase imediata, evidenciando a alta impermeabilização da área e a baixa capacidade de infiltração do solo. Após o pico, tanto a chuva quanto o escoamento apresentam tendência de redução, acompanhando a diminuição da intensidade pluviométrica.

Figura 31 - Análise da rede do cenário 3 para a precipitação e escoamento da Avenida Ailton Gomes – Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

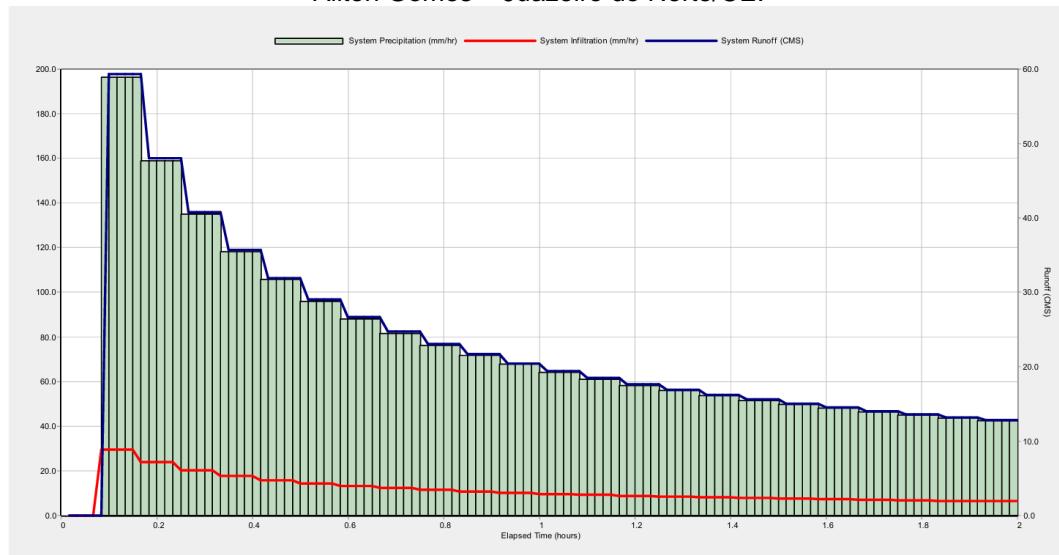
Observa-se que o evento de precipitação inicia de forma bastante intensa, com um pico que ultrapassa 140 mm/h nos primeiros 12 minutos, reduzindo gradativamente ao longo do tempo. A análise caracteriza um evento de chuva com alta intensidade no início, seguido por uma redução progressiva da taxa de precipitação — algo típico de chuvas concentradas no tempo, comuns em regiões urbanizadas.

Em resposta, o escoamento superficial também apresenta um rápido aumento, alcançando seu pico logo nos primeiros minutos do evento, com vazões superiores a 4,9 m³/s nos pontos críticos, como verificado no nó PV18. Assim como a precipitação, o escoamento acompanha a tendência de redução, porém de forma mais lenta, devido à saturação do sistema e à incapacidade da rede de escoar rapidamente os volumes acumulados.

5.3.2.4 Cenário 04: Tempo de retorno de 25 anos para um período de duas horas

Observa-se que o evento de precipitação começa extremamente intenso, com um pico que ultrapassa 180 mm/h logo nos primeiros minutos, mantendo-se elevado até aproximadamente 20 minutos. Esse tipo de precipitação caracteriza um evento de chuva severa, típico de regiões urbanizadas, com alta concentração no tempo conforme apresentado da Figura 32.

Figura 32 - Análise da rede do cenário 4 para a precipitação, infiltração e escoamento da Avenida Ailton Gomes – Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

A infiltração inicia com valores relativamente altos, porém, rapidamente decai. Isso indica que, nos primeiros minutos, o solo ou os dispositivos de controle tentam absorver parte da água, mas a elevada taxa de precipitação faz com que o solo atinja rapidamente sua capacidade de saturação, reduzindo drasticamente a taxa de infiltração logo após os primeiros 10 minutos do evento.

O escoamento superficial, indicado pela linha magenta, responde de forma muito rápida ao início da chuva. Nota-se que atinge picos bastante elevados, próximos de 6 m³/s, o que está em conformidade com os dados observados no relatório, principalmente nos nós críticos, como o PV18, que apresentou vazão máxima de 6,604 m³/s.

Mesmo após a diminuição da intensidade da chuva, o escoamento se mantém elevado por um tempo significativo, refletindo que a capacidade de infiltração foi rapidamente ultrapassada e a rede de drenagem ficou sobrecarregada. Isso é reforçado pela quantidade de nós que entraram em regime de sobrecarga e pela frequência elevada de condutos operando acima de sua capacidade.

5.3.2.5 Cenário 05: Tempo de retorno de 50 anos para um período de duas horas

No cenário de 50 anos, os resultados indicam que o exutório EX1 torna-se um dos maiores gargalos operacionais do sistema de drenagem. Apesar do evento apresentar uma precipitação total de 194,79 mm, com um escoamento superficial acumulado de 165,57 mm, o volume que efetivamente escoa pelo exutório é extremamente limitado. A capacidade de efluência do exutório estão descritos na Tabela 22.

Tabela 22 - Análise dos exutórios da rede de drenagem existente

Exutório	Freq. %	Fluxo Med. (CMS)	Fluxo Máx. (CMS)	Volume Total 10 ⁶ L
EX1	99,38	0,987	1,466	7,055
Sistema	99,38	0,987	1,466	7,055

Fonte: Autora (2025).

Essa discrepância revela que a capacidade do exutório não acompanha o aumento expressivo na geração de escoamento gerado pelo evento crítico. Como resultado, há um acúmulo expressivo de água no sistema, traduzido pela ocorrência de sobrecarga generalizada em praticamente todos os nós da rede, com destaque

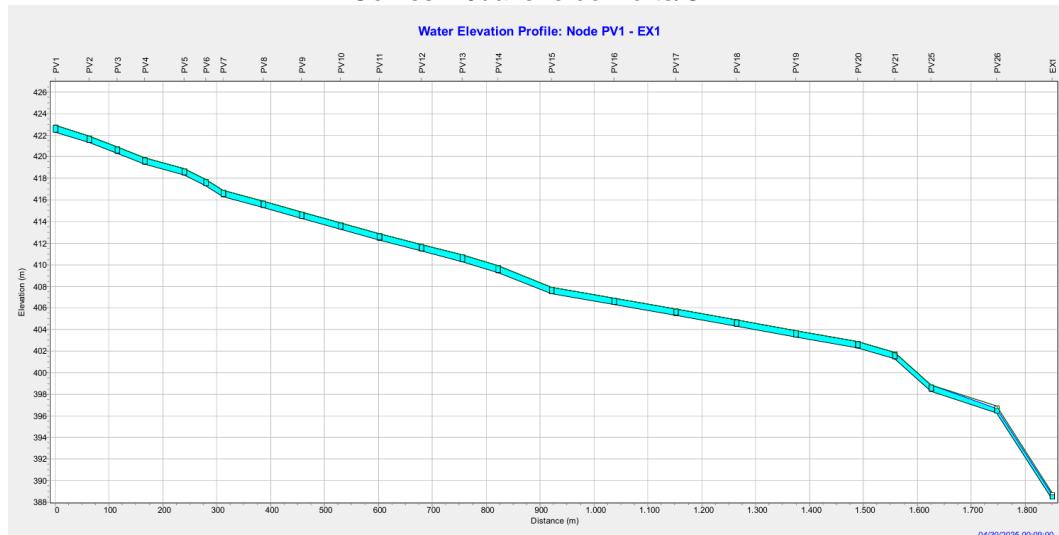
para os nós PV18, PV22, PV23 e PV24, que registraram volumes de inundação extremamente elevados, todos superiores a 16×10^6 litros, além de operarem no limite de profundidade máxima (0,60 m) por praticamente toda a duração do evento.

A restrição na capacidade de vazão do exutório faz com que a rede inteira funcione de forma ineficiente, uma vez que, mesmo que os condutos internos estivessem dimensionados adequadamente, a incapacidade de escoamento na saída promove o efeito de “travamento do sistema”, gerando aumento do nível de água nas tubulações, sobrepressão, extravasamentos e, consequentemente, alagamentos urbanos.

5.3.2.6 Cenário 06: Tempo de retorno de 100 anos para um período de duas horas

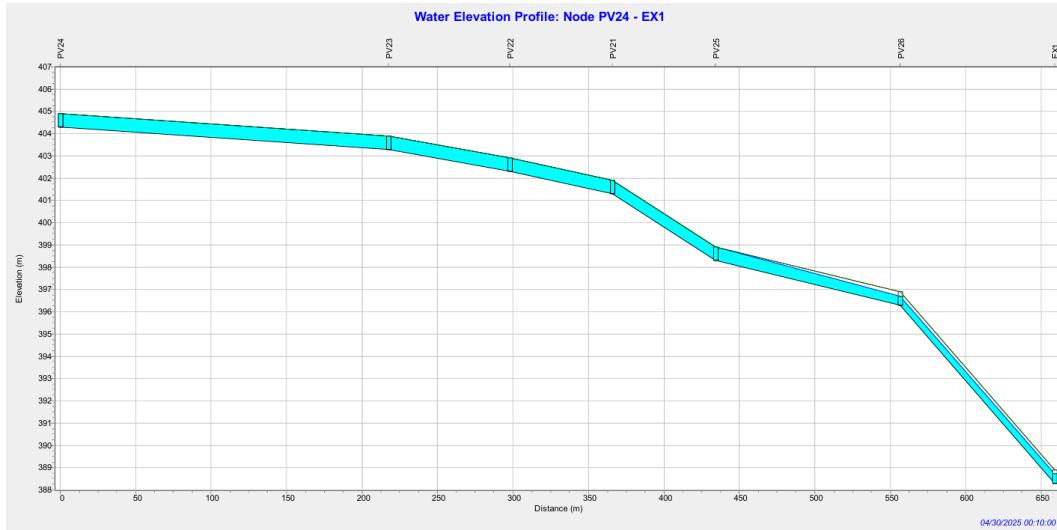
A sobrecarga no sistema de drenagem ocorre quando o volume de água excede a capacidade hidráulica dos condutos, resultando em elevação dos níveis de água nos poços de visita e, consequentemente, em extravasamento e alagamentos. No cenário de 100 anos, em 10 minutos essa condição é evidenciada de forma crítica e generalizada em praticamente toda a rede, conforme mostrado na Figura 33 e 34.

Figura 33 - Perfil longitudinal em um tempo de retorno de 100 anos para a rede 1 da Avenida Ailton Gomes – Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

Figura 34 - Perfil longitudinal em um tempo de retorno de 100 anos para a rede 1 da Avenida Ailton Gomes – Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

O cenário de 100 anos evidencia uma situação crítica de sobrecarga em todo o sistema de drenagem. Com uma precipitação total de 249,659 mm e escoamento superficial de 212,495 mm, o sistema rapidamente excede sua capacidade hidráulica. A maioria dos nós operou no limite máximo de profundidade (0,60 m) por praticamente toda a simulação, com sobrecargas que chegaram a 1,92 metros, demonstrando que os condutos e poços de visita não comportam os volumes gerados.

Essa condição se agrava pela configuração da própria rede. Destaca-se, por exemplo, o nó PV21, que recebe vazões simultaneamente de dois lados, funcionando como um ponto de convergência. Isso faz com que acumule grandes volumes, refletindo em um fluxo máximo total de 4,043 m³/s e um volume escoado de 17,233x10⁶ litros, configurando-o como um dos nós de maior criticidade no sistema. Sua condição de sobrecarga não apenas compromete o seu funcionamento, como também exerce grande pressão sobre os nós subsequentes (PV22, PV23 e PV24), que passam a apresentar volumes extremos de inundação.

Do ponto de vista dos condutos, a situação não é diferente. A maioria dos trechos operou em regime de escoamento cheio por mais de 1,9 horas, praticamente todo o evento, sem capacidade de escoar os volumes gerados. Além disso, o exutório EX1 segue com capacidade insuficiente, liberando um fluxo máximo de apenas 1,673 m³/s, frente a um volume interno no sistema de mais de 262x10⁶ litros, configurando-se como um dos maiores gargalos.

5.3.3 Modelo de referência ajustado

Na Avenida Ailton Gomes, o processo de redimensionamento da rede de drenagem envolveu ajustes significativos nos diâmetros dos condutos, que passaram a variar entre 800 mm e dois tubos paralelos de 800 mm em determinados trechos, visando garantir a capacidade hidráulica necessária. Além disso, a rede, que anteriormente possuía apenas um exutório, foi reformulada e passou a ser composta por três redes independentes, cada uma conduzindo o escoamento para seu respectivo exutório.

5.3.3.1 Justificativa técnica para o redimensionamento

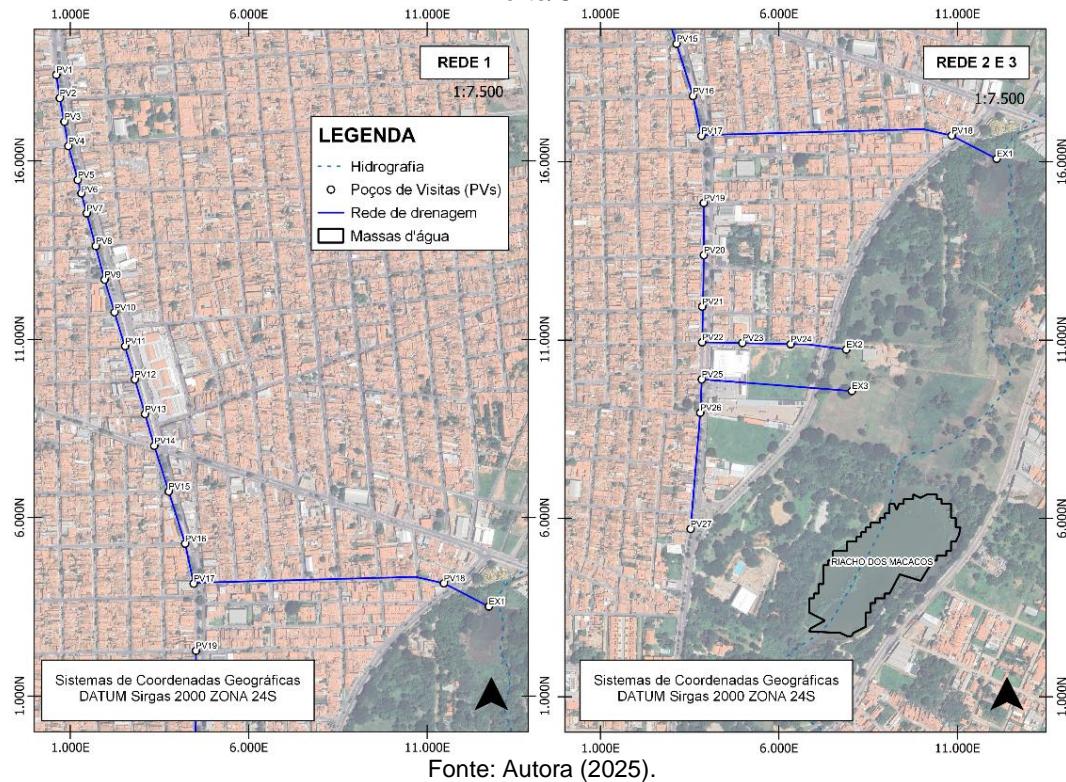
A necessidade de reformulação da rede de drenagem da Avenida Ailton Gomes decorre, principalmente, da sua condição de área de confluência de grandes bacias de contribuição situadas nas partes mais elevadas do entorno. As análises hidrológicas indicaram que as sub-bacias associadas à avenida recebem aportes significativos de vazões provenientes de áreas urbanizadas localizadas a montante, o que resulta em volumes expressivos de escoamento superficial concentrados sobre a rede existente.

Diante desse contexto, verificou-se que a configuração hidráulica anterior, composta por uma rede única com um único ponto de exutório, não apresentava capacidade suficiente para conduzir de forma eficiente os volumes gerados, especialmente durante eventos de precipitação mais intensos.

5.3.3.2 Modificações e resultados implantados no modelo

A rede de drenagem da Avenida Ailton Gomes foi subdividida em três sistemas distintos. Cada uma dessas redes possui seu respectivo exutório, estrategicamente posicionado para otimizar o escoamento das vazões. Observou-se que os exutórios projetados direcionam seus lançamentos para o Parque Ecológico das Timbaúbas, que, por sua vez, funciona como o principal ponto de recepção do volume drenado na região.

Figura 35 - Reformulação da rede de drenagem para a Avenida Ailton Gomes – Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

Os parâmetros adotados para a modelagem no SWMM estão detalhados na Tabela 23.

Tabela 23 - Dados utilizados na modelagem da rede de drenagem existente.

Bacias	Áreas (ha)	Perímetro (m)	Kc	Largura (m)	% Imperv.	Cota montante (m)	Cota Jusante (m)	Δh (m)	S (%)
S1	2,42	687,00	1,25	97,31	85	428	424	4	4,11
S2	1,19	657,04	1,70	41,21	85	428	424	4	9,71
S3	0,76	362,50	1,18	63,58	85	424	423	1	1,57
S4	0,38	304,28	1,40	30,86	85	424	423	1	3,24
S5	0,83	393,58	1,22	59,51	85	423	422	1	1,68
S6	0,27	217,38	1,17	38,27	85	423	422	1	2,61
S7	1,71	863,31	1,86	43,70	85	422	421	1	2,29
S8	0,40	268,27	1,19	44,22	85	422	421	1	2,26
S9	1,14	510,94	1,35	56,77	85	421	420	1	1,76
S10	0,08	150,08	1,52	12,29	85	421	420	1	8,13
S11	0,03	80,11	1,30	10,00	85	420	419	1	10,00
S12	0,32	262,36	1,30	32,17	85	420	419	1	3,11
S13	3,06	1276,33	2,06	51,75	85	419	418	1	1,93
S14	0,01	77,12	1,80	4,20	85	419	418	1	23,82
S15	3,65	1460,92	2,16	53,47	85	418	417	1	1,87
S16	0,31	333,06	1,70	20,81	85	418	417	1	4,81

S17	2,92	1591,29	2,63	38,27	85	417	416	1	2,61
S18	0,15	196,98	1,41	19,36	85	417	416	1	5,17
S19	4,26	1613,51	2,21	56,27	85	416	415	1	1,78
S20	0,25	204,91	1,16	37,41	85	416	415	1	2,67
S21	3,81	1653,60	2,39	48,55	85	415	414	1	2,06
S22	0,41	281,77	1,24	40,33	85	415	414	1	2,48
S23	3,04	1529,32	2,47	41,79	85	414	413	1	2,39
S24	0,23	208,07	1,24	30,20	85	414	413	1	3,31
S25	6,87	1421,14	1,53	114,22	85	413	412	1	0,88
S26	0,21	196,28	1,20	31,22	85	413	412	1	3,20
S27	0,29	321,05	1,68	20,61	85	412	411	1	4,85
S28	0,39	287,58	1,29	36,24	85	412	411	1	2,76
S29	7,37	1958,30	2,03	81,51	85	411	409	2	2,45
S30	0,77	470,68	1,51	38,73	85	411	409	2	5,16
S31	6,52	2696,75	2,98	49,80	85	409	408	1	2,01
S32	5,23	2585,69	3,19	41,50	85	408	407	1	2,41
S33	1,13	1495,26	3,96	15,35	85	407	406	1	6,51
S34	12,65	2782,91	2,21	96,96	85	407	406	1	1,03
S35	0,12	303,30	2,51	8,03	85	407	406	1	12,45
S36	5,94	2619,45	3,03	46,71	85	406	405	1	2,14
S37	0,17	291,85	2,02	12,32	85	406	405	1	8,12
S38	8,50	2301,00	2,23	78,68	85	405	404	1	1,27
S39	0,13	209,42	1,62	14,64	85	405	404	1	6,83
S40	3,07	1169,21	1,88	57,78	85	404	403	1	1,73
S41	0,30	220,11	1,13	46,77	85	403	400	3	6,41
S42	0,61	367,14	1,33	42,51	85	400	398	2	4,71
S43	0,19	196,54	1,26	27,00	85	398	397	1	3,70
S44	10,50	2869,16	2,50	76,75	85	403	402	1	1,30
S45	9,74	2947,08	2,66	68,82	85	404	402	2	2,91
S46	11,07	3259,93	2,76	70,46	85	405	404	1	1,42

Legendas: Kc: Coeficiente de Compacidade, adimensional;

% Imperv.: Porcentagem da área superficial impermeável (%);

Δh (m): Diferença de nível (m);

S %: Declividade (%).

Fonte: Autora (2025).

Para os condutos, foi realizada uma análise preliminar das velocidades utilizando o Excel (Tabela 24), anterior à etapa de simulação no SWMM. Esse procedimento teve como objetivo verificar se os diâmetros propostos atendiam aos critérios hidráulicos, assegurando que as velocidades de escoamento permanecessem dentro dos limites mínimos e máximos recomendados, de modo a evitar problemas como assoreamento, erosão e garantir o desempenho adequado da rede.

Tabela 24 - Características principais para a nova rede delimitada.

Rede	Galerias	Extensão	A incr.	A acum	i	Cota GI mont.	Cota GI jus.	D adot
	Trecho	m	ha	ha	mm/h	m	m	m
REDE 1	1-2	65,50	3,17	3,17	121,51	422,30	421,30	0,80
	2-3	52,00	1,33	4,50	139,42	421,30	420,30	0,80
	3-4	50,00	1,25	5,75	140,12	420,30	419,30	1,00
	4-5	74,00	1,95	7,70	128,07	419,30	418,30	1,20
	5-6	40,00	1,40	9,10	145,83	418,30	417,30	1,20
	6-7	32,00	0,48	9,58	165,12	417,30	416,30	1,20
	7-8	75,00	3,17	12,75	130,32	416,30	415,30	1,50
	8-9	70,00	4,18	16,94	131,37	415,30	414,30	1,50
	9-10	72,00	3,31	20,25	134,05	414,30	413,30	1,50
	10-11	73,00	4,69	24,93	132,72	413,30	412,30	2 x 1,20
REDE 2	11-12	77,00	4,43	29,37	133,81	412,30	411,30	2 x 1,20
	12-13	75,66	3,50	32,87	130,32	411,30	410,30	2 x 1,50
	13-14	65,83	7,30	40,17	130,56	410,30	409,30	2 x 1,50
	14-15	100,37	0,91	41,08	134,62	409,30	408,30	2 x 1,50
	15-16	115,38	7,69	48,77	122,02	408,30	407,30	2 x 1,50
	16-17	90,40	7,56	56,33	130,32	407,30	406,30	2 x 1,50
	17-18	545,31	5,23	61,56	108,65	406,30	405,30	2 x 1,50
	18-EX1	92,34	2,78	64,34	134,74	405,30	404,30	2 x 1,50
	19-20	109,48	13,17	13,17	131,63	404,30	403,30	2 x 1,00
	20-21	115,19	6,50	19,67	130,33	403,30	402,30	2 x 1,50
REDE 3	21-22	68,32	8,95	28,62	136,19	402,30	401,30	2 x 1,50
	22-23	67,80	3,29	31,91	174,64	401,30	398,30	2 x 1,50
	23-24	122,36	0,44	32,35	141,16	398,30	396,30	2 x 1,50
	24-EX2	102,56	1,42	33,77	136,19	396,30	395,30	2 x 1,50
REDE 3	26-27	80,32	11,69	11,69	139,51	402,30	400,30	2 x 1,00
	26-25	217,76	10,02	21,70	113,51	403,30	402,30	2 x 1,00
	25-EX3	150,00	10,68	32,38	147,61	400,30	398,30	2 x 1,00

Legendas: A. incr.: Área incremental, em hectares;
 A. acum.: Área incremental acumulada, em hectares;
 i.: Intensidade pluviométrica, em mm/h;
 Cota GI mont. Cota Greide de instalação a montante, em metros;
 Cota GI jus. Cota Greide de instalação a jusante, em metros;
 D. adot.: Diâmetro adotado, em metros;
 V.: Velocidade, em m/s.

Fonte: Autora (2025).

Esses valores foram então inseridos no SWMM, permitindo avaliar se a rede permaneceria com condições de sobrecarga e se as velocidades de escoamento se manteriam dentro dos limites aceitáveis para o adequado desempenho hidráulico do sistema. As velocidades simuladas para cada conduto, considerando todos os cenários analisados, estão apresentadas na Tabela 25.

Tabela 25 - Velocidade máxima da nova rede de drenagem para todos os cenários.

REDE	TRECHOS	DIÂMETRO NO SWMM (m)	VELOCIDADE MÁXIMA DOS CENÁRIOS (M ³ /S)					
			2 ANOS	5 ANOS	10 ANOS	25 ANOS	50 ANOS	100 ANOS
1	1-2	0,80	2,98	3,25	3,38	3,43	3,43	3,44
	2-3	0,80	3,84	4,20	4,43	4,43	4,43	4,43
	3-4	1,00	3,34	3,74	4,00	4,01	3,99	3,98
	4-5	1,20	2,57	2,83	3,29	3,70	4,00	4,20
	5-6	1,20	5,11	5,11	5,11	5,11	5,11	5,11
	6-7	1,20	3,79	3,77	3,76	3,76	3,76	3,68
	7-8	1,50	3,33	3,34	3,38	3,40	3,39	3,42
	8-9	1,50	3,07	3,07	3,06	3,33	3,92	4,75
	9-10	1,50	3,78	4,41	4,41	4,41	4,41	4,41
	10-11	2 x 1,20	3,77	3,78	3,78	3,78	3,78	3,57
	11-12	2 x 1,20	3,72	3,71	3,71	3,72	3,48	3,48
	12-13	2 x 1,50	3,71	3,72	3,71	3,71	3,51	3,51
	13-14	2 x 1,50	3,97	3,97	3,98	3,98	3,79	3,78
	14-15	2 x 1,50	3,22	3,23	3,22	3,05	3,05	3,05
	15-16	2 x 1,50	3,01	3,01	3,01	2,84	2,84	2,84
	16-17	2 x 1,50	3,40	3,40	3,40	3,21	3,21	3,21
	17-18	2 x 1,50	2,92	2,76	2,66	2,64	2,61	2,58
	18-EX1	2 x 1,50	3,87	3,89	3,89	3,89	3,89	3,89
2	19-20	2 x 1,00	3,60	4,00	4,29	4,70	4,95	5,13
	20-21	2 x 1,50	1,93	2,06	2,17	2,29	2,40	2,92
	21-22	2 x 1,50	4,98	4,97	4,95	4,92	4,91	4,91
	22-23	2 x 1,50	4,56	4,66	4,74	4,78	4,79	4,78
	23-24	2 x 1,50	4,45	4,60	4,69	4,75	5,20	5,27
	24-EX2	2 x 1,50	3,80	3,88	3,89	3,89	3,89	3,89
3	26-27	2 x 1,00	1,09	1,21	1,28	1,69	2,11	2,65
	26-25	2 x 1,00	1,01	1,10	1,15	1,23	1,30	1,38
	25-EX3	2 x 1,00	3,21	3,55	3,81	4,17	4,43	4,67

Fonte: Autora (2025).

É possível observar, a partir da Tabela 25, que após o reajuste dos diâmetros dos condutos, as velocidades em grande parte dos trechos permaneceram dentro dos limites aceitáveis para o adequado desempenho hidráulico da rede. No entanto, alguns trechos, especialmente aqueles localizados na rede 1 (5-6) e na rede 2 (23-24), ainda apresentaram velocidades elevadas, superando os 5,0 m/s em cenários de maior tempo de retorno, o que pode representar risco de erosão nas estruturas.

5.3.4 Aplicação da técnica LID – Pavimento Permeável

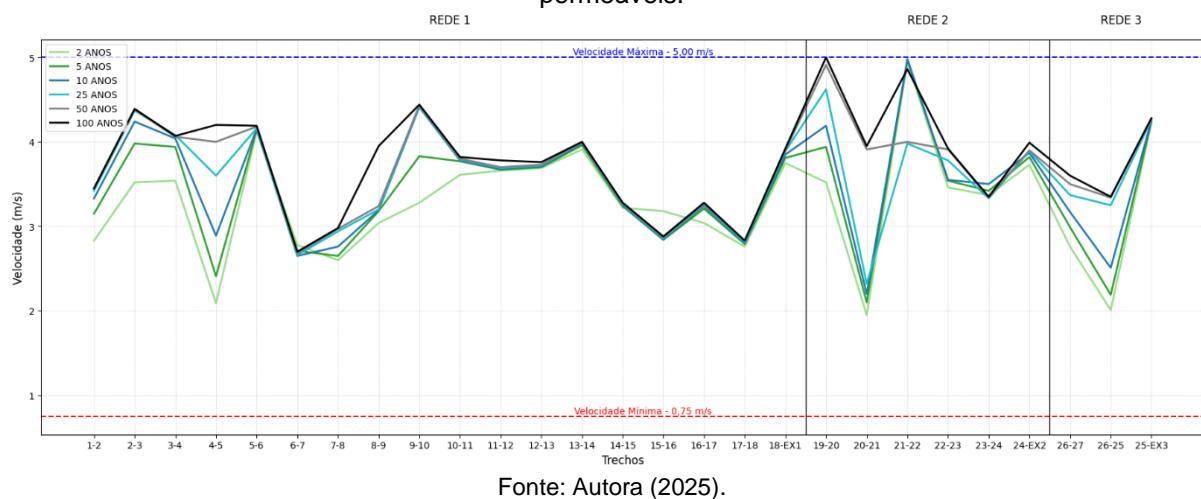
A escolha técnica para a Avenida Ailton Gomes recaiu sobre a adoção do pavimento permeável como técnica de Desenvolvimento de Baixo Impacto (LID). Essa decisão baseou-se na topografia favorável da via, que apresenta declividades compatíveis com a infiltração do escoamento superficial, além da característica de uso

local predominante, com baixo tráfego de veículos pesados. Isso torna a aplicação do pavimento permeável mais viável, tanto do ponto de vista estrutural quanto funcional. A baixa intensidade do transporte coletivo e de cargas permite a adoção de soluções mais sustentáveis, sem comprometer a durabilidade da infraestrutura viária.

A utilização de pavimento permeável contribui significativamente para o controle do escoamento superficial ao permitir a infiltração direta da água da chuva no solo, promovendo a recarga do lençol freático e minimizando a sobrecarga nos sistemas convencionais de drenagem. Estudos apontam que os pavimentos permeáveis apresentam desempenho hidrológico superior ao de revestimentos convencionais, mesmo após anos de uso, desde que submetidos à manutenção adequada (Jabur *et al.*, 2015). Além disso, a norma técnica ABNT NBR 16416:2015 estabelece critérios de desempenho para pavimentos permeáveis de concreto, reforçando sua aplicabilidade em áreas urbanas com tráfego leve a moderado.

Com a implementação do pavimento permeável, torna-se possível analisar as velocidades nos condutos imediatamente após a aplicação da técnica, permitindo avaliar sua influência direta no comportamento hidráulico do sistema de drenagem (Figura 36).

Figura 36 - Análise das velocidades para as redes estudadas após a implantação dos pavimentos permeáveis.



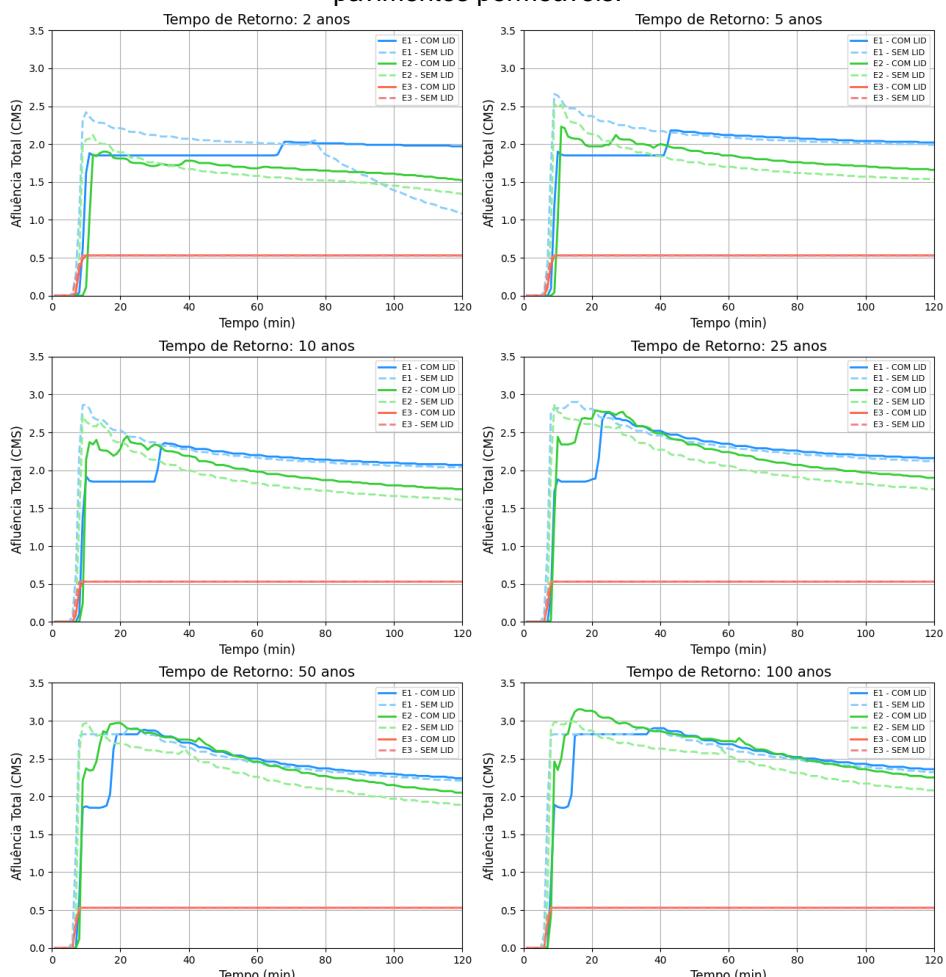
Pode-se observar, a partir da Figura 36, que a aplicação do pavimento permeável, aliada ao redimensionamento da rede convencional, foi eficaz em manter as velocidades dos condutos dentro dos limites estabelecidos pelas normas técnicas em todos os cenários de tempo de retorno simulados. Com a nova configuração

hidráulica, os relatórios de simulação não indicaram ocorrência de sobrecargas nos nós nem nos trechos analisados.

5.3.5 Comparação entre os cenários com e sem LID

A análise realizada demonstrou que a aplicação do pavimento permeável foi necessária apenas nas redes 1 e 2, sendo dispensada na rede 3. Isso se deve ao fato de que, na rede 3, o aprimoramento da rede convencional existente foi suficiente para atender às demandas hidráulicas, mantendo o escoamento dentro dos parâmetros aceitáveis mesmo nos cenários de maior severidade. Para tal análise, foi realizado um comparativo entre os cenários com e sem a aplicação da técnica adotada, avaliando-se especialmente se o sistema apresentava sinais de saturação imediata frente aos eventos de precipitação simulados (Figura 37).

Figura 37 - Afluência total para os exutórios E1 e E2 no período de retorno com e sem a utilização de pavimentos permeáveis.



Fonte: Autora (2025).

Nos eventos com tempo de retorno de 2 e 5 anos, o pavimento apresentou excelente desempenho, com significativa redução da afluência total nos exutórios, principalmente nos primeiros 30 minutos da simulação. Nesses cenários, a técnica foi capaz de infiltrar os volumes precipitados de forma eficaz, reduzindo os picos de vazão e retardando o início do escoamento superficial.

À medida que o tempo de retorno aumenta para 10 e 25 anos, observa-se uma redução da eficácia do sistema. As curvas de afluência “COM LID” começam a se aproximar das curvas “SEM LID”, indicando a saturação progressiva do pavimento. Essa condição ocorre devido à limitação da capacidade de armazenamento da camada porosa e à intensidade crescente das chuvas, que ultrapassam a taxa de infiltração suportada pelo sistema.

Nos cenários extremos, correspondentes aos tempos de retorno de 50 e 100 anos, a técnica perde praticamente toda sua eficiência isolada. A saturação do pavimento ocorre rapidamente, ainda nos primeiros 15 a 20 minutos, fazendo com que as curvas de afluência “COM LID” se igualem às “SEM LID”.

Esses resultados estão alinhados com estudos da literatura. Jabur *et al.* (2015) demonstraram que a capacidade de infiltração de pavimentos permeáveis é limitada por fatores como a intensidade da chuva, a porosidade do material e a manutenção do sistema. Para eventos acima de 60 mm/h, a técnica apresenta saturação precoce e perde eficácia.

Assim como, Marostica (2023), ao aplicar técnicas LID em Porto Alegre, observou que, embora eficientes em eventos de até 5 anos, os pavimentos permeáveis precisaram ser associados a drenos profundos e reservatórios para atender a eventos mais intensos. Teixeira e Araújo (2023) também destacaram que a eficiência desses sistemas depende fortemente da manutenção regular, pois o entupimento da superfície reduz drasticamente a infiltração.

Portanto, conclui-se que o pavimento permeável é uma técnica viável para mitigação de escoamento superficial em chuvas de baixa a média intensidade. Contudo, seu uso isolado não é suficiente para eventos extremos, como os de 50 e 100 anos, sendo necessária a integração com dispositivos de drenagem convencional e outras estratégias LID para garantir o desempenho adequado do sistema hidráulico urbano.

5.4 PROJETO 03: AVENIDA PLÁCIDO ADERALDO CASTELO

5.4.1 Caracterização da Avenida Plácido Aderaldo Castelo

5.4.1.1 Aspectos urbanos e de mobilidade

A avenida em questão está situada no bairro Lagoa Seca, uma área considerada nobre do município, com presença de residências de alto padrão e estabelecimentos comerciais consolidados, como restaurantes conhecidos. Nas proximidades encontra-se a Lagoa da Associação dos Professores da Universidade do Cariri – APUC, que, durante períodos chuvosos, costuma transbordar, ocasionando inundações em residências e comércios localizados nas imediações. Em determinados trechos da via, há sinalizações alertando para a possibilidade de inundações, reforçando esse histórico recorrente (Figura 38).

Figura 38 - Placa de indicação de alagamento da Avenida Plácido Aderaldo Castelo – Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

5.4.1.2 Microdrenagem

A microdrenagem existente é composta por poucos bueiros e algumas galerias, principalmente nas proximidades da Lagoa da APUC – Associação dos Professores da Universidade do Cariri, nas imediações do Restaurante Caktus e de estabelecimentos desativados em razão das recorrentes inundações (Figura 39).

Observa-se ainda acúmulo significativo de resíduos nos bueiros, agravando o problema de alagamentos. Esta área é historicamente conhecida por registrar inundações anuais que comprometem diretamente o uso do solo urbano, ocasionando o alagamento de residências e estabelecimentos comerciais, incluindo restaurantes de médio e grande porte. Em eventos mais intensos, como a chuva de 120 mm registrada em janeiro de 2025, a água invadiu imóveis, danificou estruturas, provocou fechamento de comércios e gerou transtornos para os moradores e empresários da região (Juazeiro do Norte, 2025; MPCE, 2025).

Figura 39 - Situação dos bueiros da Avenida Plácido Aderaldo Castelo – Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

5.4.1.3 Macrodrenagem

Na análise do exutório final da rede de microdrenagem que recebe as águas pluviais das áreas de influência dessa região, observa-se que a Lagoa da APUC apresenta trechos com margens impermeabilizadas e outros com acúmulo significativo de resíduos sólidos e lixo urbano. Essa condição evidencia que a lagoa atua como um ponto de recepção final para os detritos carregados pelo escoamento superficial, agravando o comprometimento da eficiência hidráulica da rede e contribuindo diretamente para a obstrução e sobrecarga do sistema de drenagem (Figura 40).

Apesar de ser uma área natural, foi possível observar a presença de diversas residências inacabadas e abandonadas, possivelmente em decorrência dos

recorrentes episódios de inundações que ocorrem anualmente na região. Ainda assim, durante a visita de campo, notou-se a presença de moradores utilizando o entorno da Lagoa da APUC como área de lazer, o que evidencia tanto a carência de espaços públicos apropriados quanto a resiliência da população frente às condições de risco ambiental.

Figura 40 - Exutório da Avenida Plácido Aderaldo Castelo – Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

5.4.2 Simulação do modelo preliminar para diferentes tempos de retorno

As simulações realizadas para a rede existente na Avenida Plácido Aderaldo Castelo permitiram avaliar o desempenho do sistema de drenagem frente aos diferentes cenários de períodos de retorno. Na Tabela 26 apresenta os parâmetros principais nos cenários estudados.

Tabela 26 - Resultados dos principais pontos dos cenários estudados da rede de drenagem existente da Avenida Plácido Aderaldo Castelo.

CENÁRIO	ERRO DE CONTINUIDADE	PRECIPITAÇÃO TOTAL (mm)	PERDA POR INFILTRAÇÃO (mm)	ESCOAMENTO SUPERFICIAL (mm)	VOLUME MÁXIMO INUNDADO NOS NÓS (10^6 L)	VELOCIDADE MÁXIMA NOS TRECHOS (m/s)
2	Escoamento Superficial: 0,00%	61,54	9,23	52,30	PV10 – 14,85	TRECHO 3-4 – 5,58
	Propagação de vazão: -0,14%					TRECHO 9-10 – 5,79
5	Escoamento Superficial: 0,00%	85,42	12,81	72,61	PV5 – 11,18 PV9 – 10,27 PV10 – 19,36 PV11 – 13,48 PV12 – 12,75	TRECHO 3-4 – 5,57
	Propagação de vazão: -0,19%					

10	Escoamento Superficial: 0,00% Propagação de vazão: - 0,16%	109,48	16,42	93,06	PV4 – 11,11 PV5 – 13,32 PV9 – 15,18 PV10 – 23,86 PV11 – 17,00 PV12 – 16,63 PV13 – 11,38 PV15 – 10,39	TRECHO 3- 4 – 5,26
25	Escoamento Superficial: 0,00% Propagação de vazão: - 0,12%	151,99	22,79	129,19	PV3 – 10,48 PV4 – 12,91 PV5 – 17,11 PV9 – 23,88 PV10 – 31,79 PV11 – 23,24 PV12 – 23,51 PV13 – 15,75 PV14 – 11,91 PV15 – 14,03	TRECHO 3- 4 – 5,26
50	Escoamento Superficial: 0,00% Propagação de vazão: - 0,08%	194,79	29,22	165,57	PV1 – 13,54 PV4 – 14,71 PV5 – 20,97 PV7 – 13,95 PV9 – 32,62 PV10 – 39,79 PV11 – 29,52 PV12 – 30,44 PV13 – 20,16 PV14 – 15,27 PV15 – 17,60	TRECHO 3- 4 – 5,26
100	Escoamento Superficial: 0,00% Propagação de vazão: - 0,04%	249,66	37,16	212,49	PV1 – 12,09 PV3 – 16,14 PV4 – 17,05 PV5 – 25,87 PV7 – 20,07 PV9 – 43,87 PV10 – 50,09 PV11 – 37,61 PV12 – 39,36 PV13 – 25,84 PV14 – 19,60 PV15 – 22,25	TRECHO 3- 4 – 5,26

Fonte: Autora (2025).

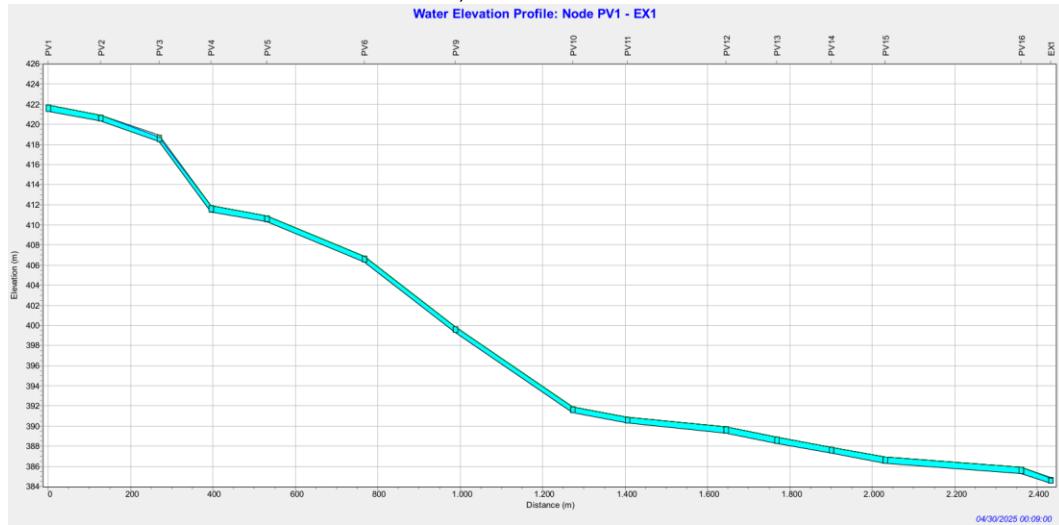
5.4.2.1 Cenário 01: Tempo de retorno de 2 anos para um período de duas horas

O cenário de 2 anos, considerando uma precipitação com duração de duas horas, evidencia que a rede de drenagem existente é incapaz de conduzir eficientemente as vazões geradas durante o evento. Já nos primeiros minutos de simulação, observa-se a ocorrência de sobrecarga em diversos poços de visita — PV1, PV2, PV4, PV5, PV7, PV8, PV9 e PV10 —, os quais operam com lâmina d'água acima da geratriz dos condutos, indicando completo colapso hidráulico nesses pontos.

Esse comportamento crítico se manifesta de forma muito rápida, sendo possível verificar o congestionamento da rede apenas aos 9 minutos de simulação, permanecendo inalterado até o final do evento, após duas horas (Figura 41 e

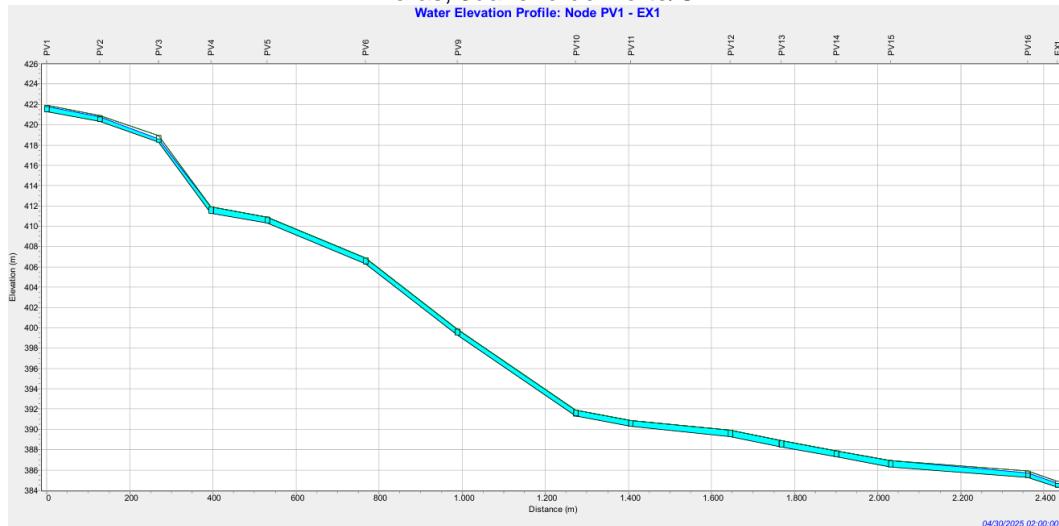
Figura42). Pode-se concluir que a capacidade de escoamento da rede é ultrapassada logo no início da chuva, sem possibilidade de restabelecimento do fluxo dentro dos limites operacionais ao longo de todo o evento.

Figura 41 - Perfil longitudinal da rede principal de drenagem na Avenida Plácido Aderaldo Castelo em 9 minutos, Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

Figura 42 - Perfil longitudinal da rede principal de drenagem na Avenida Plácido Aderaldo Castelo em 2 horas, Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

De acordo com o balanço hídrico apresentado, dos 62,65 mm de precipitação total, aproximadamente 53,25 mm se convertem em escoamento superficial, representando mais de 85% da chuva incidente, enquanto as perdas por infiltração são mínimas (9,40 mm), reflexo da elevada taxa de impermeabilização da área. Este cenário evidencia que o sistema responde de forma rápida e intensa ao evento, com

picos de vazão lateral chegando a 2,38 m³/s no nó PV1 e 4,15 m³/s no nó PV9, ambos operando acima da capacidade nominal dos condutos.

A incapacidade do sistema em conduzir os volumes gerados é perceptível logo aos primeiros 9 minutos de simulação, com a persistência da sobrecarga até o final do evento, evidenciando que mesmo chuvas de baixa severidade são suficientes para colapsar a rede. Este resultado reforça que a infraestrutura atual está subdimensionada frente às características hidrológicas e urbanas da região, confirmando os apontamentos de Tucci (2016) e Teixeira e Araújo (2023), que destacam a fragilidade dos sistemas de drenagem urbana brasileiros, agravada pela falta de manutenção e planejamento adequado.

Essa situação é particularmente preocupante considerando que a rede dessa avenida está diretamente associada à drenagem da Lagoa da APUC, um ponto historicamente crítico em episódios de inundações no município (Figura 43), conforme evidenciado nos estudos de Palácio *et al.* (2024) e nas análises do Plano Municipal de Saneamento Básico de Juazeiro do Norte (PMSB, 2013).

Figura 43 - Situação da Avenida Plácido Aderaldo Castelo localizado no Bairro Lagoa Seca em 2022.



Fonte: G1 Ceará (2022).

A Lagoa, que originalmente possuía uma função natural de armazenamento temporário e regulação dos volumes de águas pluviais, hoje não cumpre mais adequadamente esse papel devido à intensa urbanização do entorno, à impermeabilização excessiva e à ausência de dispositivos de controle hidráulico, como reservatórios e canais de extravasão. A rede da Avenida Plácido Aderaldo

funciona, portanto, como um dos principais sistemas de escoamento das águas que se acumulam na Lagoa da APUC.

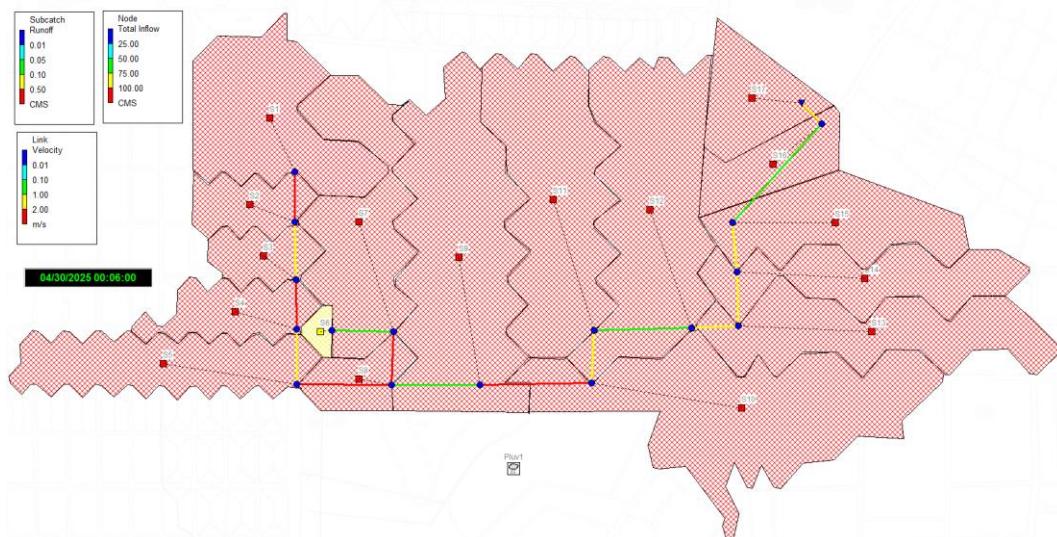
Contudo, os resultados mostram que essa rede não possui capacidade para realizar essa função de maneira eficiente, contribuindo diretamente para o agravamento dos alagamentos na região. Isso ocorre porque, além da contribuição das sub-bacias associadas diretamente à avenida, há também uma carga adicional oriunda do entorno da Lagoa, que, ao invés de ser infiltrada ou armazenada, é lançada diretamente na rede já saturada (Mateus, 2023; Lopes *et al.*, 2024). Tal situação intensifica os volumes que convergem para os poços de visita e condutos da rede, acelerando o processo de congestionamento hidráulico e ampliando os riscos de extravasamento e inundações, como também apontam Christofidis *et al.* (2019) e Rodrigues *et al.* (2022) ao discutir os impactos da urbanização desenfreada sobre o ciclo hidrológico urbano.

Portanto, fica evidente que a condição de colapso já observada no cenário de 2 anos não é apenas um reflexo da intensidade da chuva, mas sim do acúmulo de falhas no planejamento urbano, na expansão desordenada e na ausência de intervenções de controle, tanto no entorno da Lagoa da APUC quanto na própria rede da Avenida Plácido Aderaldo Castelo.

5.4.2.2 Cenário 02: Tempo de retorno de 5 anos para um período de duas horas

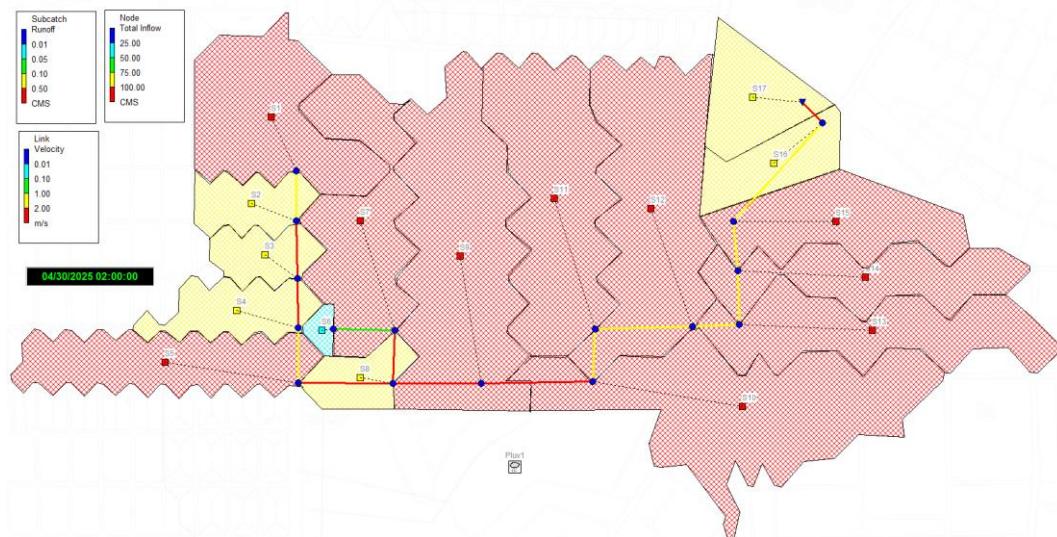
As sub-bacias analisadas no cenário de 5 anos, correspondente a uma probabilidade de 20% de ocorrência anual, apresentam um comportamento hidrológico crítico, como pode ser observado nas Figuras 44 e 45.

Figura 44 - Análise da rede existente com 6 minutos de chuva para sub-bacias (escoamento), nós (afluência total) e condutos (velocidade).



Fonte: Autora (2025).

Figura 45 - Análise da rede existente com duas horas de chuva para sub-bacias (escoamento), nós (afluência total) e condutos (velocidade).



Fonte: Autora (2025).

O balanço hídrico apresenta uma precipitação total de 85,42 mm, dos quais 72,61 mm (85%) se converteram diretamente em escoamento superficial. Esse elevado índice de escoamento está associado à alta taxa de impermeabilização da área e à baixa capacidade de infiltração, que ficou limitada a apenas 12,81 mm (15%). Ressalta-se então a deficiência do sistema em promover a drenagem adequada, resultando em acúmulo excessivo de água nas vias.

Os resultados obtidos para as sub-bacias indicam que as maiores contribuições de escoamento, ocorreram nas sub-bacias S9 e S10, que apresentaram volumes superiores a 16 milhões de litros e picos de vazão próximos a 5,79 e 5,77 m³/s, respectivamente. Além disso, as sub-bacias S11, S12 e S7 também demonstraram respostas hidrológicas expressivas, contribuindo significativamente para a sobrecarga do sistema.

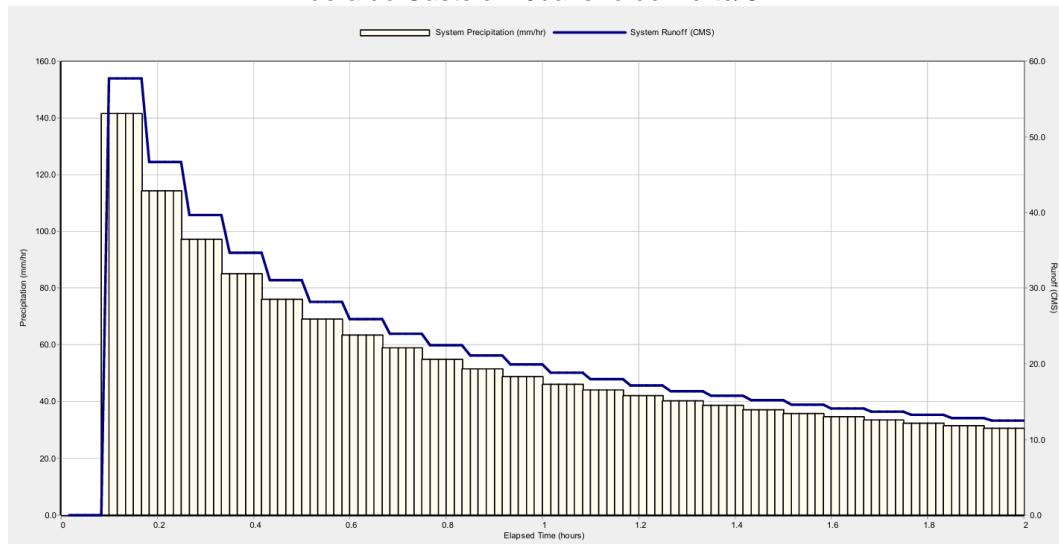
Verificou-se que praticamente todos os PV's operaram em condição de sobrecarga durante grande parte do evento, sendo que os PV9, PV10, PV11 e PV5 apresentaram os maiores volumes de inundação, chegando a superar 19,36 milhões de litros no PV10. O início da sobrecarga ocorre de forma extremamente rápida, com registros já a partir dos primeiros 5 a 9 minutos de simulação, o que reflete a baixa capacidade de amortecimento do sistema frente às vazões geradas.

Do ponto de vista hidráulico, os trechos de condução também apresentaram comportamento crítico. Destaca-se o trecho 3-4, que registrou uma velocidade máxima de 5,57 m/s, valor que ultrapassa os limites técnicos recomendados para evitar erosão nos condutos, segundo o Manual de Drenagem Urbana de São Paulo (Prefeitura Municipal de São Paulo, 2012) e Tucci (2016), que apontam limites entre 3,0 e 5,0 m/s dependendo do material e da rugosidade.

5.4.2.3 Cenário 03: Tempo de retorno de 10 anos para um período de duas horas

A análise do comportamento hidrológico a partir da Figura 46 de comparação entre precipitação (mm/h) e Runoff (CMS) permite observar, de forma clara, a rápida resposta do sistema de drenagem urbana frente ao evento extremo simulado. O gráfico evidencia que, logo no início da simulação, ocorre um pico acentuado de precipitação, que atinge aproximadamente 140 mm/h, provocando uma resposta quase instantânea no escoamento superficial.

Figura 46 - Análise da rede do cenário 3 para a precipitação e escoamento da Avenida Plácido Aderaldo Castelo – Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

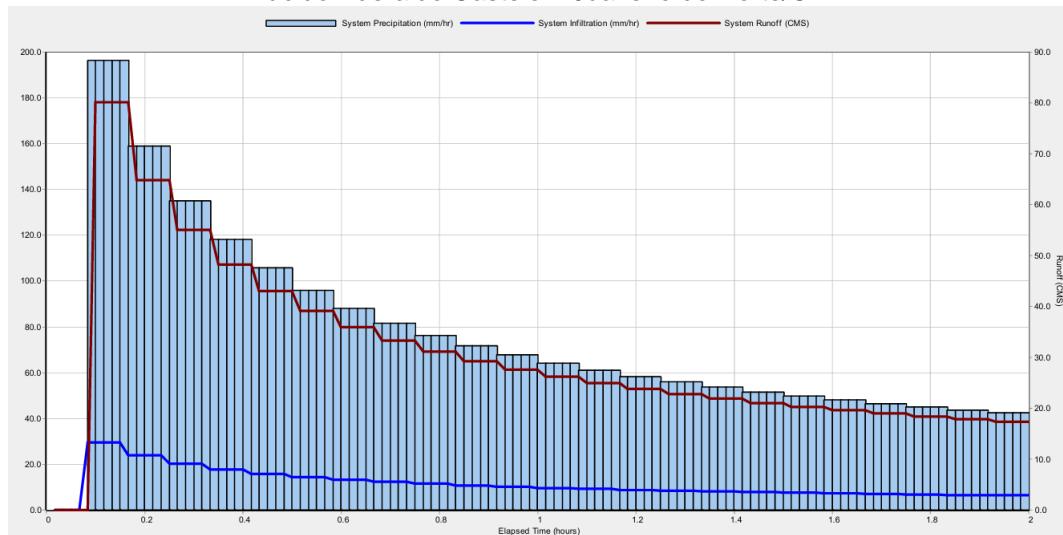
O Runoff apresenta um crescimento abrupto, alcançando valores próximos a 55 m³/s, evidenciando que a capacidade de infiltração da bacia é rapidamente superada. Esse comportamento é típico de áreas urbanizadas, onde o alto grau de impermeabilização impede que grande parte da água da chuva seja absorvida pelo solo, convertendo-se quase integralmente em escoamento superficial.

Mesmo após a redução da intensidade da chuva, o escoamento se mantém elevado por um período prolongado, demonstrando que o sistema opera em condição de saturação. Esse fenômeno ocorre devido à soma de dois fatores críticos: a insuficiência da rede de drenagem existente e o esgotamento da capacidade de infiltração do solo urbano.

5.4.2.4 Cenário 04: Tempo de retorno de 25 anos para um período de duas horas

O gráfico que relaciona precipitação (mm/h), infiltração (mm/h) e runoff (CMS) permite uma avaliação abrangente da dinâmica hidrológica da bacia urbana simulada. A leitura conjunta desses parâmetros revela o comportamento crítico do sistema de drenagem frente a eventos extremos de precipitação em um cenário de 4% de probabilidade de ocorrência.

Figura 47 - Análise da rede do cenário 4 para a precipitação, infiltração e escoamento da Avenida Plácido Aderaldo Castelo – Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

Observa-se que a curva de precipitação apresenta um pico extremamente elevado, chegando a aproximadamente 180 mm/h, logo nos primeiros minutos do evento. Este valor representa uma intensidade pluviométrica de magnitude severa, típica de eventos com alto potencial de geração de inundações em áreas urbanizadas.

A resposta hidrológica do sistema é praticamente instantânea. A curva de Runoff acompanha imediatamente o crescimento da precipitação, atingindo um pico superior a 80 m³/s. A curva de infiltração, por sua vez, evidencia uma característica crítica do sistema. Inicialmente, observa-se uma capacidade de infiltração considerável, porém, em poucos minutos, essa taxa decai de forma abrupta.

Esse comportamento indica a saturação do solo, ou seja, após a ocupação dos espaços porosos disponíveis, não há mais capacidade para absorver volumes adicionais de água. Consequentemente, todo o excedente se converte em Runoff. Outro aspecto importante identificado no gráfico é que, mesmo com a redução progressiva da intensidade da precipitação, o *runoff* permanece elevado por um período prolongado. Isso reforça o indicativo de que o sistema de drenagem atua de forma saturada, sem capacidade de amortecimento ou controle das vazões, e que o solo já não oferece mais suporte para a infiltração, funcionando praticamente como uma superfície impermeável.

5.4.2.5 Cenário 05: Tempo de retorno de 50 anos para um período de duas horas

O comportamento do exutório EX1 reflete de forma clara o colapso do sistema de drenagem existente frente ao cenário de 50 anos (Tabela 27).

Tabela 27 - Análise dos exutórios da rede de drenagem existente.

Exutório	Freq. %	Fluxo Med. (CMS)	Fluxo Máx. (CMS)	Volume Total 10 ⁶ L
EX1	98,72	1,836	3,465	12,671
Sistema	98,72	1,836	3,465	12,671

Fonte: Autora (2025).

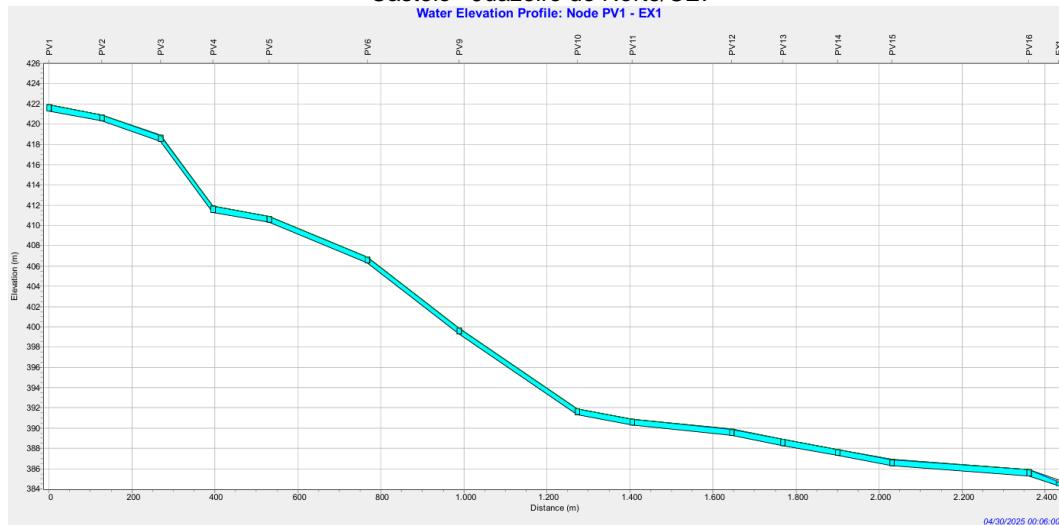
O fato de o EX1 operar praticamente todo o tempo em condições de saturação indica que o sistema não possui capacidade de amortecer ou controlar os volumes gerados. Na prática, isso significa que toda a água que chega ao EX1 não encontra resistência nem capacidade de retenção, sendo imediatamente lançada para o corpo hídrico receptor.

Esse quadro é extremamente preocupante, pois reflete não só a incapacidade da rede em lidar com os volumes gerados, como também potencializa os riscos de extravasamentos, erosões na saída, assoreamento dos cursos d'água e impactos diretos nas áreas a jusante.

5.4.2.6 Cenário 06: Tempo de retorno de 100 anos para um período de duas horas

No cenário de 100 anos, observa-se que a rede de drenagem entra em condição crítica de sobrecarga de forma extremamente rápida, sendo que, em apenas 6 minutos de simulação (Figura 48), praticamente toda a rede já opera no seu limite hidráulico, com extravasamentos generalizados em diversos poços de visita. Essa situação evidencia que o sistema não possui qualquer capacidade de amortecer as vazões geradas, levando à formação imediata de lâminas de água sobre os condutos, com riscos elevados de alagamentos nas vias públicas.

Figura 48 - Perfil longitudinal em um tempo de retorno de 100 anos para a rede 1 da Avenida Plácido Aderaldo Castelo– Juazeiro do Norte/CE.

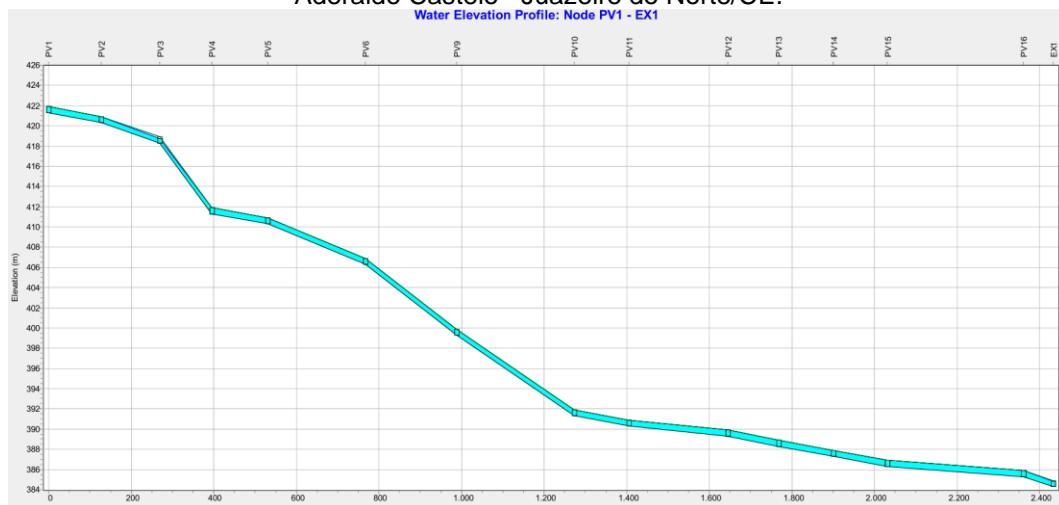


Fonte: Autora (2025).

Ao avançar para 6 minutos de simulação, a situação se agrava ainda mais, como demonstrado no perfil longitudinal. Observa-se que a lâmina de água permanece constante e elevada em todos os nós, cobrindo toda a seção dos condutos, refletindo que não há qualquer capacidade de escoamento disponível. Esta situação se torna evidente em pontos críticos, como nos trechos entre PV9, PV10, PV11 e PV12, que estão diretamente associados às sub-bacias com os maiores volumes de escoamento (S9, S10, S11 e S12).

Além disso, mesmo após duas horas de simulação, o sistema permanece completamente saturado, sem qualquer indicativo de escoamento eficiente ou redução dos volumes acumulados nos nós (Figura 49).

Figura 49 - Perfil longitudinal em um tempo de retorno de 100 anos para a rede 1 da Avenida Plácido Aderaldo Castelo– Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

O trecho 3-4 se destaca por apresentar, além da sobrecarga, uma velocidade hidráulica de 5,26 m/s, muito acima do limite recomendado, indicando potencial de erosão interna e risco estrutural severo. Os trechos 9-10, 10-11 e 16-EX1 também operam com velocidades elevadas, na faixa de 4,17 a 5,59 m/s, o que agrava ainda mais a situação, sobretudo pela associação de alta vazão com alta velocidade.

Do ponto de vista do perfil hidráulico, é possível observar que os trechos com maior inclinação no início da rede (PV1 até PV4) apresentam potenciais pontos de aceleração do fluxo, com velocidades críticas que agravam o processo erosivo interno nos condutos, enquanto os trechos subsequentes operam totalmente submersos e saturados, sem capacidade de condução eficiente.

5.4.3 Modelo de referência ajustado

Nesta avenida, foram realizadas alterações na cota de radier dos poços de visita e no diâmetro de condutos da rede de drenagem existente. Contudo, as intervenções foram direcionadas, principalmente, pela condição de vulnerabilidade da área frente aos eventos de inundação. A Avenida Plácido Aderaldo Castelo é atravessada pela Lagoa da APUC, um corpo hídrico pertencente à sub-bacia do Riacho Timbaúbas, o que potencializa os riscos de alagamentos, especialmente durante eventos de chuvas intensas.

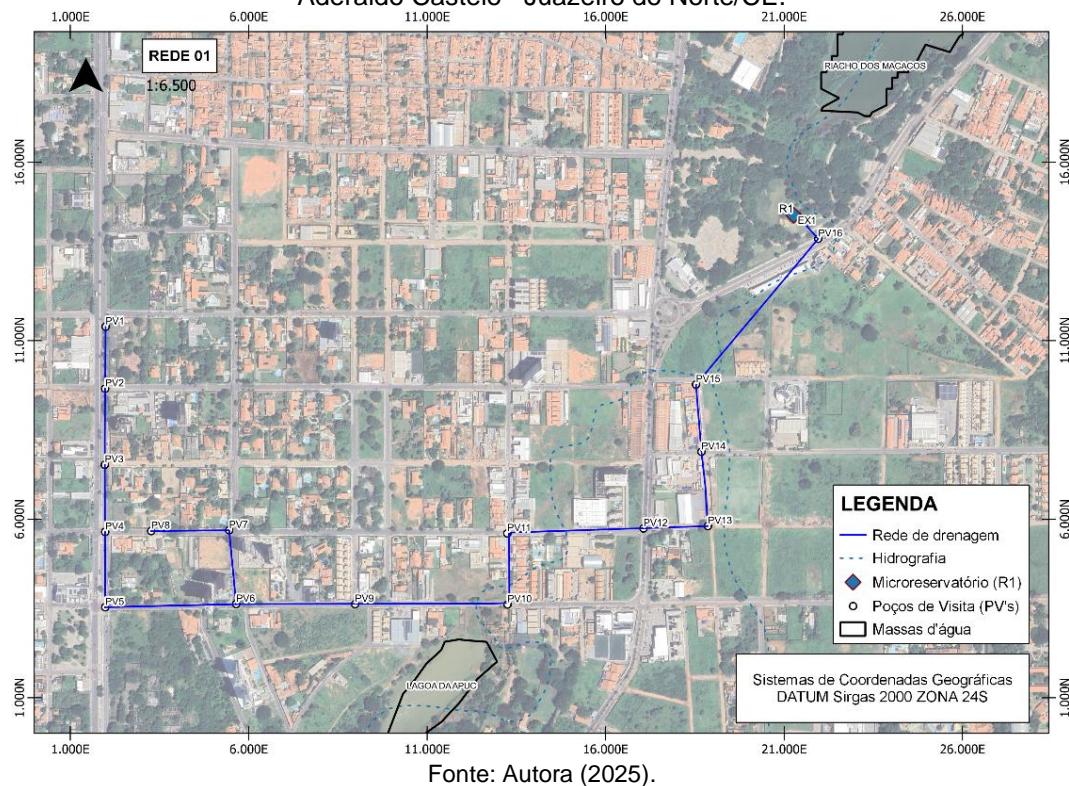
5.4.3.1 Justificativa técnica para o redimensionamento

A modelagem hidrológica-hidráulica da Avenida Plácido Aderaldo Castelo foi desenvolvida com o objetivo de mitigar os alagamentos recorrentes na região da Lagoa da APUC, que recebe grandes volumes de escoamento superficial. A proposta consiste na implantação de um reservatório de detenção, capaz de armazenar temporariamente os volumes excedentes, reduzindo a sobrecarga da lagoa e minimizando os riscos de inundação. Essa solução foi adotada devido à ausência de uma infraestrutura de drenagem adequada e à necessidade de um controle eficiente do escoamento. O reservatório permitirá regularizar a vazão, reduzindo os impactos das chuvas intensas e promovendo maior segurança para a população local.

5.4.3.2 Modificações e resultados implantados no modelo

A rede de drenagem da Avenida Plácido Aderaldo Castelo manteve o mesmo traçado da rede existente. Contudo, visando preservar a área da Lagoa da APUC e evitar transbordamentos, foi modelado no SWMM um reservatório de detenção, implantado no Parque Ecológico das Timbaúbas (Figura 50). O reservatório tem a função de reter temporariamente os volumes excedentes e liberá-los de forma controlada, reduzindo a sobrecarga na rede e o risco de inundações (DAEE, 1999).

Figura 50 - Perfil longitudinal em um tempo de retorno de 100 anos para a rede 1 da Avenida Plácido Aderaldo Castelo– Juazeiro do Norte/CE.



Na Tabela 28 estão descritos os parâmetros adotados na modelagem realizada no SWMM.

Tabela 28 - Dados utilizados na modelagem da rede de drenagem existente.

Bacias	Áreas (ha)	Perímetro (m)	Kc	Largura (m)	% Imperv.	Cota montante (m)	Cota Jusante (m)	Δh (m)	S (%)
01	12,71	1820,26	1,44	329,27	85	430	423	7	2,13%
02	3,81	1033,07	1,49	131,21	85	423	422	1	0,76%
03	3,24	861,43	1,35	131,48	85	422	420	2	1,52%
04	4,96	1350,17	1,71	134,52	85	420	413	7	5,20%
05	9,80	2193,89	1,98	134,15	85	413	412	1	0,75%
06	0,71	352,43	1,18	77,37	85	414	413	1	1,29%

07	12,44	2305,52	1,84	152,99	85	414	413	1	0,65%
08	3,42	815,26	1,24	236,63	85	413	408	5	2,11%
09	22,19	3300,81	1,98	282,41	85	408	401	7	2,48%
10	22,11	3321,56	1,99	365,64	85	401	393	8	2,19%
11	17,37	2345,44	1,59	450,17	85	393	392	1	0,22%
12	19,16	2159,27	1,39	254,68	85	392	391	1	0,39%
13	12,19	2452,10	1,98	129,75	85	391	390	1	0,77%
14	9,29	2213,83	2,05	133,48	85	390	389	1	0,75%
15	9,90	1703,06	1,53	167,57	85	389	388	1	0,60%
16	4,81	1079,83	1,39	163,42	85	388	387	1	0,61%

Legendas: Kc: Coeficiente de Compacidade, adimensional;

% Imperv.: Porcentagem da área superficial impermeável (%);

Δh (m): Diferença de nível (m);

S %: Declividade (%).

Fonte: Autora (2025).

Realizou-se uma análise inicial das velocidades nos condutos por meio de cálculos desenvolvidos no Excel (Tabela 29), etapa anterior às simulações hidráulicas no software SWMM.

Tabela 29 - Características principais para a nova rede delimitada.

Rede	Galerias	Extensão	A incr.	A acum	i	Cota GI mont.	Cota GI jus.	D adot
	Trecho	m	ha	ha	mm/h	m	m	m
	1-2	126,95	12,71	12,71	123,51	412,30	408,30	0,60
	2-3	142,13	3,81	16,52	131,63	408,30	404,30	0,60
	3-4	126,38	3,24	19,76	152,56	404,30	402,30	0,60
	4-5	135,88	4,96	24,72	141,16	402,30	400,30	0,60
	7-8	151,89	9,80	34,51	143,82	400,30	398,30	1,00
	6-7	131,98	0,71	35,22	141,16	398,30	395,30	1,50
	5-6	236,33	12,44	47,66	131,63	395,30	393,30	0,80
1	6-9	220,73	3,42	51,08	127,41	393,30	392,30	1,50
	9-10	284,14	22,19	73,27	166,46	392,30	391,30	0,80
	10-11	132,14	22,11	95,38	119,88	391,30	390,30	0,80
	11-12	239,91	17,37	112,76	183,86	390,30	389,30	0,80
	12-13	123,59	19,16	131,92	119,88	389,30	388,30	0,80
	13-14	131,26	12,19	144,11	136,19	388,30	387,30	0,80
	14-15	130,74	9,29	153,40	131,63	387,30	386,30	0,80
	15-16	329,47	9,90	163,30	127,41	386,30	385,30	0,80
	16-EX1	72,28	4,81	168,10	127,41	385,30	384,30	1,20

Legendas: A. incr.: Área incremental, em hectares;

A. acum.: Área incremental acumulada, em hectares;

i.: Intensidade pluviométrica, em mm/h;

Cota GI mont. Cota Greide de instalação a montante, em metros;

Cota GI jus. Cota Greide de instalação a jusante, em metros;

D. adot.: Diâmetro adotado, em metros;

V.: Velocidade, em m/s.

Fonte: Autora (2025).

Diante das modificações realizadas, é possível observar, por meio dos relatórios gerados no SWMM, a variação das velocidades nos condutos à medida que os cenários foram sendo ajustados (Tabela 30).

Tabela 30 - Velocidade máxima da nova rede de drenagem para todos os cenários.

REDE	TRECHOS	DIÂMETRO NO SWMM (m)	VELOCIDADE MÁXIMA DOS CENÁRIOS (M ³ /S)					
			2 ANOS	5 ANOS	10 ANOS	25 ANOS	50 ANOS	100 ANOS
1	1-2	0,60	4,19	4,19	4,19	4,22	4,17	4,17
	2-3	0,60	3,97	3,97	3,96	3,96	3,96	3,95
	3-4	0,60	2,96	2,96	2,95	2,95	2,95	2,94
	4-5	0,60	2,85	2,86	2,88	2,89	2,91	2,92
	7-8	1,00	3,79	2,84	3,86	3,89	3,92	3,95
	6-7	1,50	3,78	3,92	3,92	3,92	3,92	3,92
	5-6	0,80	2,10	2,13	2,16	2,19	2,20	2,21
	6-9	1,50	0,90	0,96	1,06	1,25	1,42	1,66
	9-10	0,80	2,06	2,09	2,11	2,12	2,13	2,14
	10-11	0,80	2,43	2,43	2,44	2,44	2,44	2,73
	11-12	0,80	2,22	2,22	2,22	2,22	2,22	2,22
	12-13	0,80	2,58	2,58	2,58	2,58	2,58	2,58
	13-14	0,80	2,54	2,54	2,58	2,55	2,55	2,55
	14-15	0,80	2,44	2,46	2,44	2,44	2,44	2,44
	15-16	0,80	2,44	2,44	2,44	2,44	2,44	2,44
	16-EX1	1,20	2,18	2,50	2,81	3,35	3,92	4,57

Fonte: Autora (2025).

Conforme apresentado na Tabela 30, observa-se que, após o reajuste dos diâmetros dos condutos e as adequações topográficas, as velocidades mantiveram-se dentro dos limites recomendados para o adequado desempenho hidráulico da rede. Dessa forma, a rede se mostra eficiente para a condução das águas excedentes provenientes da Lagoa da APUC.

5.4.4 Aplicação da técnica LID – Reservatório de detenção

A implementação de um reservatório de detenção na Avenida Plácido Aderaldo Castelo justifica-se pelo seu posicionamento estratégico dentro da bacia hidrográfica do Riacho Timbaúbas, onde se encontra também a Lagoa da APUC, um importante corpo receptor de águas pluviais urbanas. Essa região caracteriza-se por elevada impermeabilização superficial, resultante da urbanização acelerada e da carência de infraestrutura de drenagem adequada, o que contribui para o aumento significativo da vazão de pico em eventos de precipitação intensa.

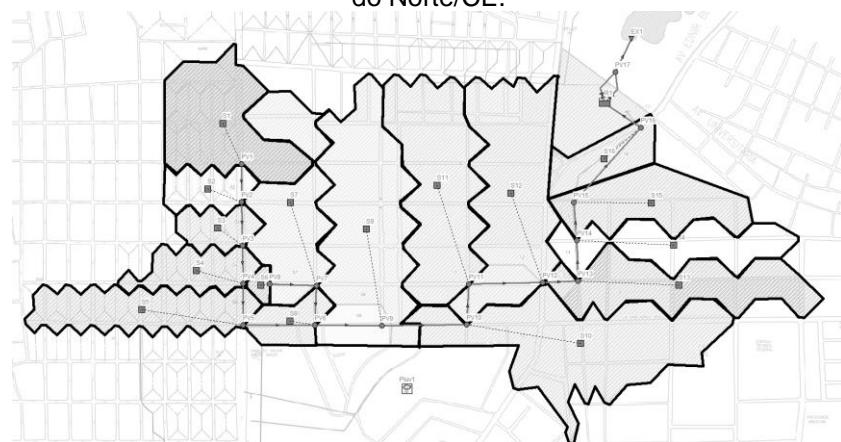
A técnica LID adotada, neste caso o reservatório de detenção, visa armazenar temporariamente o excesso de escoamento superficial e liberá-lo de forma controlada

após o pico de chuva, conforme recomendado por Souza, Costa e Koide (2019). Ainda, estudos específicos indicam que a Lagoa da APUC possui uma propensão considerável a enchentes, influenciada por características morfométricas que dificultam o escoamento eficiente das águas pluviais. Conforme Meneses *et al.* (2022), o corpo hídrico apresenta índice de circularidade acima da média, além de valores significativos para o fator de forma e o coeficiente de compacidade, parâmetros que favorecem o acúmulo de água em eventos intensos de precipitação. Tais aspectos, combinados à sua baixa profundidade média e ao processo de assoreamento, reduzem a capacidade de armazenamento e escoamento, intensificando o risco de transbordamentos.

Essa vulnerabilidade já havia sido apontada também pelo Plano Municipal de Saneamento Básico de Juazeiro do Norte (PMSB, 2013), que relatou episódios anuais de alagamentos nas imediações da lagoa, sobretudo no trecho da Avenida Plácido Aderaldo Castelo, que integra sua bacia de contribuição. Nesse contexto, a adoção de um reservatório de detenção como técnica LID torna-se essencial para reduzir os picos de vazão que atingem a lagoa e, consequentemente, minimizar os riscos de inundação urbana na região da sub-bacia do Riacho Timbaúbas.

Assim, toda a vazão de águas pluviais foi redirecionada para o dispositivo de armazenamento localizado no Parque Ecológico das Timbaúbas, onde ocorrerá a retenção e posterior liberação controlada dos volumes excedentes para a Lagoa dos Macacos que se concentra dentro do Parque Ecológico Timbaúbas. A Figura 51 apresenta a localização e a modelagem do reservatório de detenção previsto para a Avenida Plácido Aderaldo Castelo.

Figura 51 - Modelagem do reservatório de detenção da Avenida Plácido Aderaldo Castelo – Juazeiro do Norte/CE.

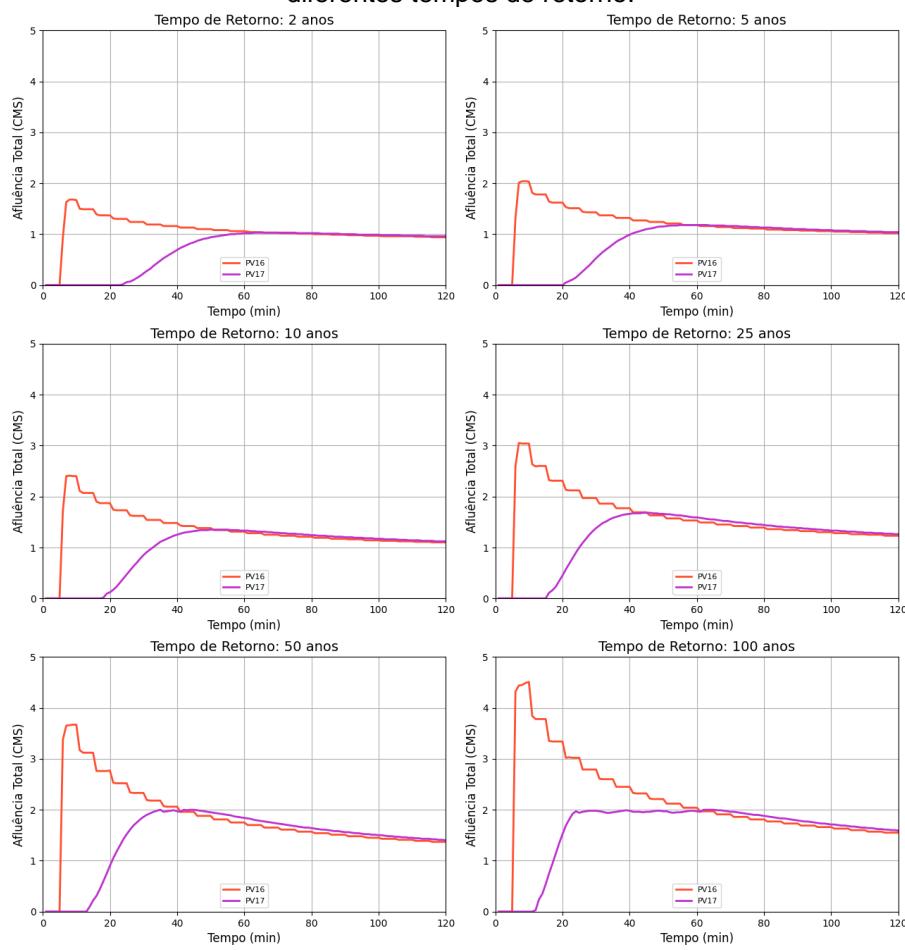


Fonte: Autora (2025).

5.4.5 Comparação entre os cenários com e sem LID

A comparação entre os cenários com e sem a aplicação da técnica LID na Avenida Plácido Aderaldo Castelo será realizada a partir da análise dos pontos de visita PV16 e PV17 (Figura 52), sendo o primeiro localizado imediatamente antes da entrada do reservatório de detenção e o segundo após sua saída, possibilitando avaliar a eficiência da estrutura na modificação do regime de escoamento.

Figura 52 - Afluência total nos pontos PV16 (antes) e PV17 (depois) do reservatório de detenção para diferentes tempos de retorno.



Fonte: Autora (2025).

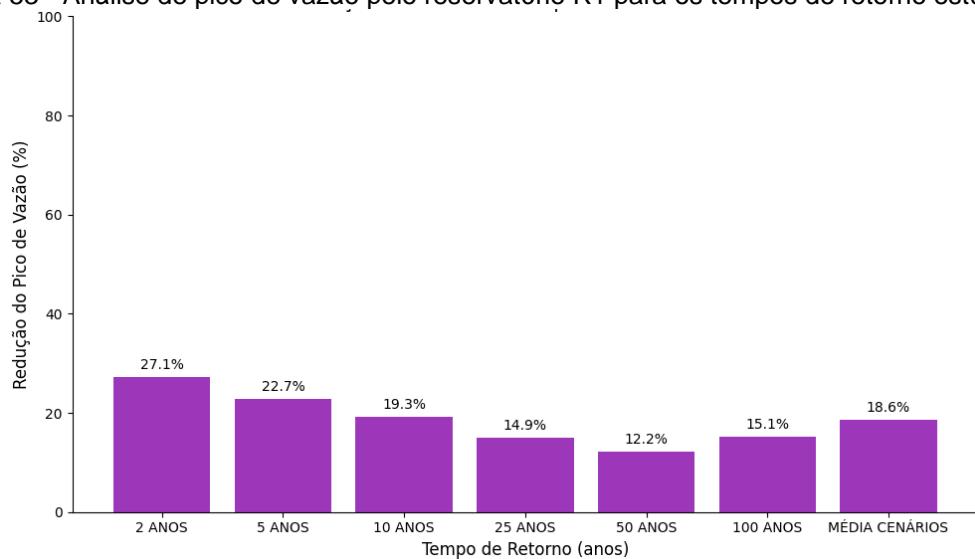
A Figura 52 apresenta a comparação da afluência total nos pontos PV16 (antes) e PV17 (depois) do reservatório de detenção implantado para amortecer os picos de chuva, para diferentes tempos de retorno. Observa-se que, em todos os cenários simulados, o ponto PV17 apresenta uma significativa atenuação do pico de vazão em relação ao ponto PV16, evidenciando a eficiência hidráulica do reservatório de detenção em amortecer os volumes escoados. À medida que o tempo de retorno

aumenta, os picos de vazão em PV16 tornam-se mais pronunciados, atingindo valores superiores a 4 m³/s no cenário de 100 anos.

No entanto, mesmo diante de eventos críticos, a curva de PV17 mantém-se suavizada, com elevação progressiva da afluência e liberação controlada da vazão ao longo do tempo. Assim, pode-se confirmar a funcionalidade do dispositivo em reduzir a sobrecarga da rede convencional, minimizar os riscos de alagamento a jusante e promover maior resiliência frente a eventos extremos.

A Figura 53 apresenta a variação da redução percentual do pico de vazão promovida pelo reservatório de detenção R1 considerando tempos de retorno estudados.

Figura 53 - Análise de pico de vazão pelo reservatório R1 para os tempos de retorno estudados.



Fonte: Autora (2025).

O reservatório de detenção R1, apresentou eficiência decrescente com o aumento da intensidade dos eventos pluviométricos. No cenário de 2 anos, obteve-se a maior redução de pico (27,1%), demonstrando bom desempenho em chuvas de curta duração. No entanto, à medida que os tempos de retorno aumentam, a eficiência reduz-se progressivamente, atingindo o pior desempenho no TR de 50 anos, com apenas 12,2% de redução, evidenciando saturação precoce da estrutura.

Esse comportamento no TR de 50 anos decorre da combinação entre alta precipitação (198,32 mm) e baixas perdas por infiltração (29,75 mm), o que gerou um escoamento superficial expressivo (168,57 mm). Nessa condição, o reservatório atingiu rapidamente sua capacidade, e a ausência de mecanismos de extravasamento

resultou na liberação direta do excedente, comprometendo a lamação da vazão (Souza; Costa; Koide, 2019).

Pode-se perceber que, no cenário de 100 anos, apesar da precipitação total ser mais elevada (254,18 mm), a eficiência do reservatório R1 apresentou leve recuperação (15,1%). Esse comportamento pode ser atribuído ao aumento das perdas por infiltração (37,84 mm) e à maior duração do evento, que favorece uma diluição do pico de vazão ao longo do tempo, permitindo uma atuação mais distribuída da estrutura. Ainda assim, a eficiência média do R1 foi de apenas 18,6%, indicando uma efetividade limitada para cenários críticos e reforçando a necessidade de revisão do dimensionamento ou da integração com técnicas compensatórias adicionais.

A baixa eficiência do reservatório R1 está diretamente relacionada ao seu porte reduzido, uma vez que se trata de uma estrutura de pequena capacidade volumétrica (481,12 m³) quando comparada à ampla área de contribuição da Avenida Plácido Aderaldo Castelo. Essa desproporção entre o volume de armazenamento e a área drenada limita a capacidade de amortecimento do reservatório, resultando em saturação precoce e baixo desempenho hidráulico durante eventos mais intensos. Portanto, observa-se que o dimensionamento do reservatório é insuficiente para a demanda da sub-bacia, e que a ampliação de seu volume útil ou a associação com técnicas compensatórias adicionais poderia elevar significativamente sua eficiência, promovendo uma melhor regulação do escoamento superficial e contribuindo para a mitigação dos picos de vazão ao longo da avenida.

5.5 PROJETO 04: AVENIDA LEÃO SAMPAIO

5.5.1 Caracterização da Avenida Leão Sampaio

5.5.1.1 Aspectos urbanos e de mobilidade

A Avenida Leão Sampaio, trecho integrante da rodovia estadual CE-060, atravessa importantes bairros do município, como Lagoa Seca, Parque Triângulo, Jardim Gonzaga e João Cabral. Suas vias são amplas e totalmente impermeabilizadas, com destaque para a presença de um canteiro central largo ao longo de sua extensão (Figura 54). As imediações da avenida são predominantemente

ocupadas por restaurantes, postos de combustíveis e estabelecimentos comerciais de grande porte, refletindo seu papel como eixo de circulação e desenvolvimento urbano.

Atuando como um dos principais corredores viários que conectavam o centro da cidade às áreas periféricas e ao município vizinho de Barbalha. Em função do intenso fluxo de veículos, especialmente nos horários de pico, a via apresentava pontos críticos de congestionamento, indicando a necessidade de intervenções voltadas ao planejamento viário e ao controle de tráfego. Apesar da sua importância estratégica, constatou-se, durante a visita de campo, a ausência de infraestrutura adequada para a mobilidade ativa, como ciclovias contínuas e calçadas acessíveis, o que comprometia a segurança de pedestres e ciclistas. A falta de arborização em grande parte do trecho também contribuía para o desconforto térmico urbano e diminuía a capacidade de infiltração das águas pluviais, agravando os riscos de alagamentos.

Figura 54 - Via Urbana da Avenida Leão Sampaio – Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

5.5.1.2 Microdrenagem

O sistema de microdrenagem das vias que compõem a Avenida Leão Sampaio pôde ser observado durante a visita de campo, sendo composto majoritariamente por valas laterais e bueiros distribuídos ao longo da extensão da via. Em trechos mais urbanizados, notaram-se bueiros em funcionamento, indicando que essas estruturas vêm sendo utilizadas de forma recorrente, inclusive com sinais de intervenções

pontuais de manutenção. As valas, por sua vez, aparentavam cumprir função auxiliar no escoamento superficial nas margens da rodovia.

Apesar da presença desses elementos de drenagem, o acúmulo de resíduos sólidos ainda era visível em diversos pontos da avenida, o que compromete a eficiência do sistema e favorece a ocorrência de alagamentos durante eventos pluviométricos intensos (Figura 55). A ausência de dispositivos de retenção ou filtragem nas bocas de lobo e a falta de continuidade em trechos das valas indicam uma deficiência estrutural e funcional da rede.

Figura 55 - Situação das valas da Avenida Leão Sampaio – Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

5.5.1.3 Macrodrenagem

Observou-se que a área com maior histórico de alagamentos está localizada nas proximidades de uma nascente, pertencente a um curso d'água que integra a bacia hidrográfica do Riacho Timbaúbas (Figura 56). Esse curso d'água desempenha papel fundamental no sistema de macrodrenagem da região, funcionando como exutório natural para parte das águas pluviais provenientes das sub-bacias urbanas adjacentes.

No entanto, o avanço da impermeabilização, aliado à ocupação desordenada nas margens e à ausência de dispositivos de controle de vazão, compromete a capacidade de amortecimento das cheias pelo sistema natural. A macrodrenagem, nesse caso, encontra-se sobrecarregada, o que contribui para a recorrência de

inundações nos trechos mais baixos da avenida, especialmente nas proximidades da nascente.

Figura 56 - Local de alagamento recorrente da Avenida Leão Sampaio– Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

5.5.2 Simulação do modelo preliminar para diferentes tempos de retorno

Para a Avenida Leão Sampaio, a Tabela 31 apresenta os parâmetros principais nos cenários estudados.

Tabela 31 - Resultados dos principais pontos dos cenários estudados da rede de drenagem existente da Avenida Leão Sampaio – Juazeiro do Norte/CE.

CENÁRIO	ERRO DE CONTINUIDADE	PRECIPITAÇÃO TOTAL (mm)	PERDA POR INFILTRAÇÃO (mm)	ESCOAMENTO SUPERFICIAL (mm)	VOLUME MÁXIMO INUNDADO NOS NÓS (10^6 L)	VELOCIDADE MÁXIMA NOS TRECHOS (m/s)
2	Escoamento Superficial: 0,00% Propagação de vazão: - 0,23%	61,54	9,24	52,31	PV4 – 5,24	-
5	Escoamento Superficial: 0,00% Propagação de vazão: - 0,19%	85,42	12,81	72,61	PV4 – 6,56	TRECHO 1-4 – 5,23
10	Escoamento Superficial: 0,00% Propagação de vazão: - 0,11%	109,48	16,42	93,06	PV2 – 7,75 PV4 – 7,28	TRECHO 1-4 – 6,29
25	Escoamento Superficial: 0,00% Propagação de vazão: - 0,25%	151,99	22,79	129,18	PV2 – 12,78 PV4 – 7,86	TRECHO 1-4 – 7,88

50	Escoamento Superficial: 0,00% Propagação de vazão: - 0,05%	194,79	29,22	165,57	PV1 – 8,74	TRECHO 1-4–8,99
	Escoamento Superficial: 0,00% Propagação de vazão: 0,11%				PV4 – 7,88 PV1 – 13,21	
100	Escoamento Superficial: 0,00% Propagação de vazão: 0,11%	249,66	37,16	212,49	PV2 – 24,32	TRECHO 1-4–7,09
					PV4 – 7,88	

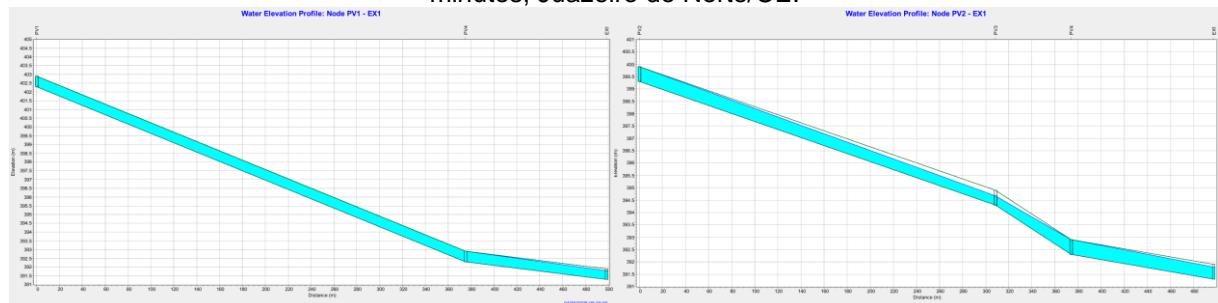
Fonte: Autora (2025).

5.5.2.1 Cenário 01: Tempo de retorno de 2 anos para um período de duas horas

A análise do cenário de tempo de retorno de 2 anos para a Avenida Leão Sampaio demonstrou que o sistema de drenagem existente se encontra em condição severamente insuficiente para atender às demandas hidráulicas geradas durante os eventos de precipitação, mesmo aqueles de baixa recorrência. A infraestrutura é composta por duas redes principais, convergem em um único sistema para realizar o deságue final, concentrando, assim, as vazões de ambas as bacias em um único ponto de lançamento.

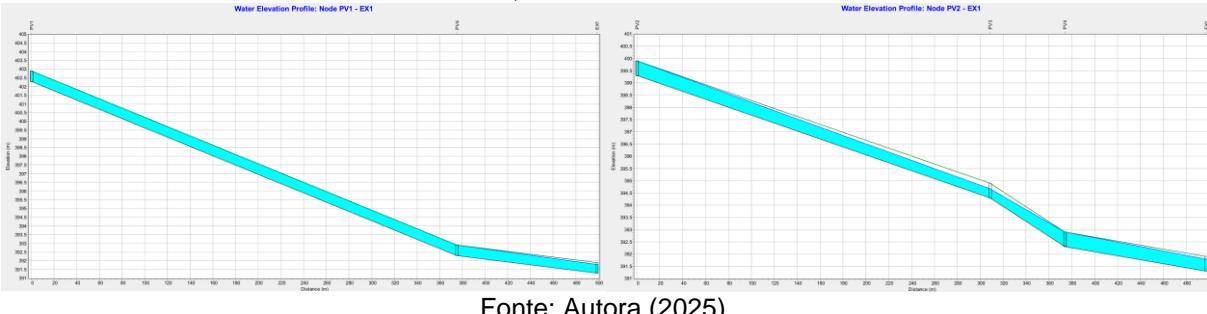
Essa configuração, além de comprometer a eficiência do escoamento, favorece o surgimento de pontos de sobrecarga e acúmulo de água, especialmente nas regiões de confluência das redes. O desempenho hidráulico pode ser claramente observado nas Figuras 57 e 58, que ilustram as condições da rede após 10 minutos e, posteriormente, ao final de 2 horas de simulação.

Figura 57 - Perfil longitudinal da rede principal de drenagem na Avenida Leão Sampaio em 10 minutos, Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

Figura 58 - Perfil longitudinal da rede principal de drenagem na Avenida Plácido Aderaldo Castelo em 2 horas, Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

O perfil hidráulico analisado aos 10 minutos de simulação já evidencia que o sistema entra em colapso hidráulico, com lâminas d'água ultrapassando a altura da geratriz dos condutos, especialmente nos pontos mais críticos da rede. Mesmo após 2 horas, a análise mostra que a água permanece represada em diversos pontos da rede, sem que o sistema consiga retornar às condições de normalidade, o que comprova a baixa capacidade de escoamento da infraestrutura atual.

Os poços de visita (PV's) localizados nos pontos mais baixos da avenida operaram em regime de sobrecarga por um longo período, acumulando volumes consideráveis de água, o que resultou em inundações persistentes ao longo da simulação de duas horas. Além dos volumes expressivos nos nós, observa-se que os trechos condutores, especialmente aqueles que conduzem o fluxo em direção aos exutórios, apresentaram velocidades que variaram entre 4,0 m/s e 5,0 m/s, limite técnico crítico, evidenciando riscos elevados de erosão nos condutos e perda de eficiência da rede.

O problema se agrava pelo fato de que a Avenida Leão Sampaio é cortada por um curso d'água pertencente à bacia hidrográfica do Riacho Timbaúbas (Figura 59), cuja dinâmica natural influencia diretamente a eficiência do sistema de drenagem urbana, principalmente em períodos de cheia, quando há aumento do nível do curso d'água, gerando efeitos de remanso, restrição de escoamento e extravasamentos frequentes (SEMACE, 2012; Lopes *et al.*, 2024).

Figura 59 - Situação da Avenida Leão Sampaio localizada no Bairro Lagoa Seca em 2025.



Fonte: G1 Ceará (2025).

Estudos realizados por Gonçalves e Fernandes (2022) apontam que a expansão urbana desordenada nas sub-bacias da cidade tem resultado em elevados índices de impermeabilização — superiores a 70% em algumas regiões — o que eleva de forma significativa o volume de escoamento superficial. Este aumento da vazão nas áreas urbanas, somado à ausência de um plano específico de drenagem urbana reflete diretamente na sobrecarga dos sistemas existentes.

Além disso, segundo o estudo realizado por Palácio *et al.*, (2024), o município de Juazeiro do Norte possui uma área média de 69% classificada com potencial de suscetibilidade a alagamentos, sendo que a região da Avenida Leão Sampaio figura entre os setores com maior risco, dado seu posicionamento dentro da bacia do Riacho Timbaúbas e sua função como coletora de vazões tanto da drenagem superficial urbana quanto do curso d'água natural.

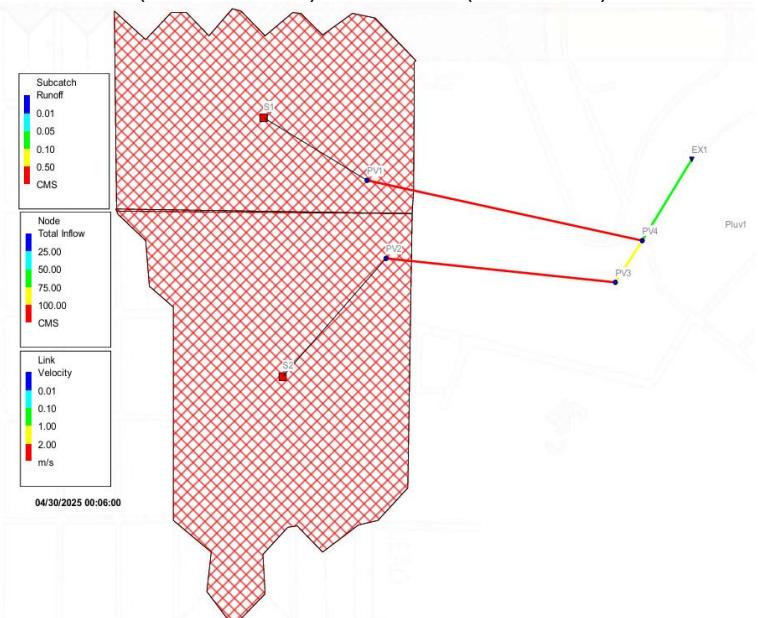
O estudo realizado pelo Instituto Trata Brasil (2025) corrobora que essa problemática não é isolada de Juazeiro do Norte, mas reflete um cenário comum em cidades brasileiras que não possuem um plano diretor de drenagem eficiente e operante. As consequências diretas incluem aumento dos alagamentos, danos à infraestrutura urbana, riscos à mobilidade e à segurança da população.

Diante desse cenário, observa-se que, mesmo considerando um evento com tempo de retorno de apenas 2 anos, equivalente a uma probabilidade de ocorrência de 50% ao ano, a Avenida Leão Sampaio opera em regime de colapso hidráulico, com sobrecarga persistente nos nós e trechos da rede, além de velocidades elevadas nos condutos que podem provocar processos erosivos internos.

5.5.2.2 Cenário 02: Tempo de retorno de 5 anos para um período de duas horas

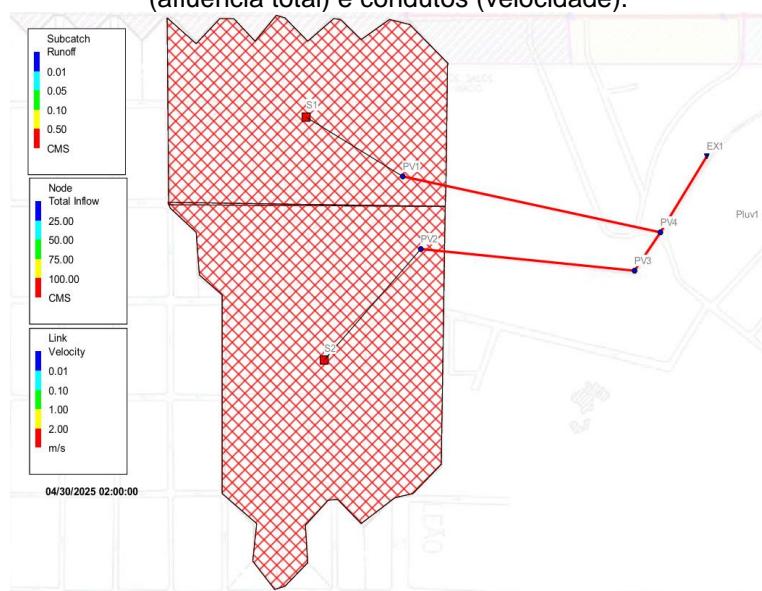
No cenário de 5 anos, as sub-bacias analisadas demonstram um comportamento hidrológico severo e crítico, evidenciado pelas condições apresentadas nas Figuras 60 e 61.

Figura 60 - Análise da rede existente com 6 minutos de chuva para sub-bacias (escoamento), nós (afluência total) e condutos (velocidade).



Fonte: Autora (2025).

Figura 61 -Análise da rede existente com duas horas de chuva para sub-bacias (escoamento), nós (afluência total) e condutos (velocidade).



Fonte: Autora (2025).

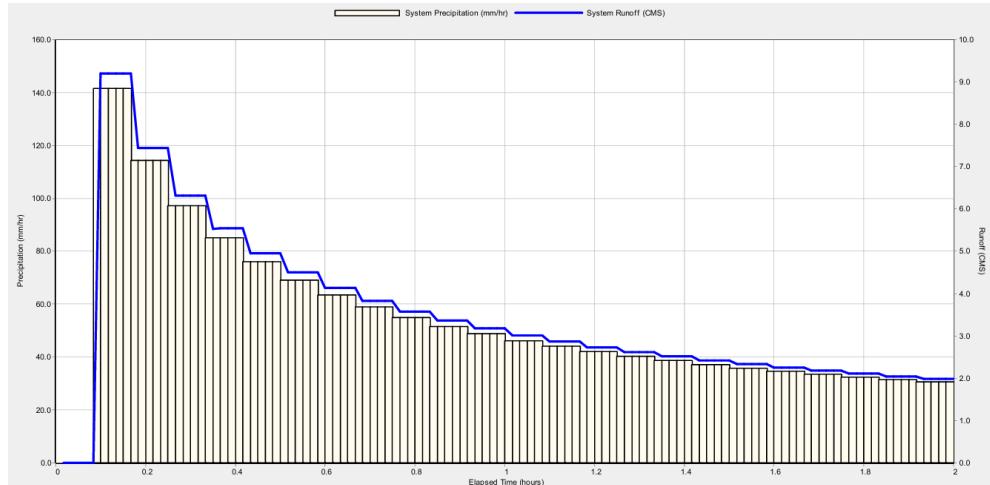
O balanço hídrico demonstra um sistema hidráulicamente consistente, com erro de continuidade praticamente nulo, o que reforça a confiabilidade dos resultados obtidos. Contudo, mesmo com essa estabilidade numérica, os dados revelam sobrecargas severas nos principais nós do sistema, especialmente nos nós PV2 e PV4, que permaneceram em sobrecarga durante 1,91 e 1,89 horas, respectivamente. O nó PV4 foi o ponto de maior volume de inundação, acumulando aproximadamente 6,556 milhões de litros, seguido de PV2, com 4,932 milhões de litros, e PV1, que, embora menos crítico, também apresentou sobrecarga por 0,66 horas, com volume de inundação de 1,291 milhões de litros.

Em relação ao comportamento dos condutos, destaca-se o trecho 1-4, que operou com uma velocidade máxima de 5,23 m/s, valor tecnicamente elevado e acima dos limites recomendados para redes de drenagem urbana, caracterizando risco significativo de erosão interna, desgaste dos materiais e possível colapso da infraestrutura. Da mesma forma, o trecho 4-EX1 manteve-se acima da capacidade operacional por 1,88 horas, demonstrando claramente que o exutório (EX1) não possui capacidade suficiente para escoar as vazões geradas, operando no limite por 98,74% do tempo simulado.

5.5.2.3 Cenário 03: Tempo de retorno de 10 anos para um período de duas horas

No cenário de 10 anos, correspondente a uma probabilidade de 10% de ocorrência anual, o sistema de drenagem apresenta um comportamento ainda mais crítico, com indicadores que reforçam sua completa incapacidade de atender aos volumes de escoamento gerados (Figura 62). A precipitação total foi de 109,48 mm, dos quais 93,06 mm foram convertidos em escoamento superficial, ou seja, cerca de 85% da precipitação, mantendo o mesmo padrão de elevado coeficiente de escoamento já observado nos cenários anteriores. Esse comportamento revela que a infraestrutura existente não possui capacidade de infiltração suficiente, fato agravado pela elevada impermeabilização das sub-bacias.

Figura 62 - Análise da rede do cenário 3 para a precipitação e escoamento da Avenida Leão Sampaio – Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

Os dados de sobrecarga nos nós revelam uma situação alarmante. O nó PV2 permanece em sobrecarga por 1,91 horas, sendo responsável por um volume de inundação de aproximadamente 7,753 milhões de litros, o maior registrado no sistema. O nó PV4 também se mantém em sobrecarga por 1,89 horas, acumulando 7,285 milhões de litros de água extravasada, e o PV1, embora um pouco menos crítico, apresenta sobrecarga durante 1 hora, com um volume de 2,484 milhões de litros de inundação. Esse comportamento demonstra que a rede, mesmo nos seus pontos de captação iniciais, não consegue escoar os volumes produzidos.

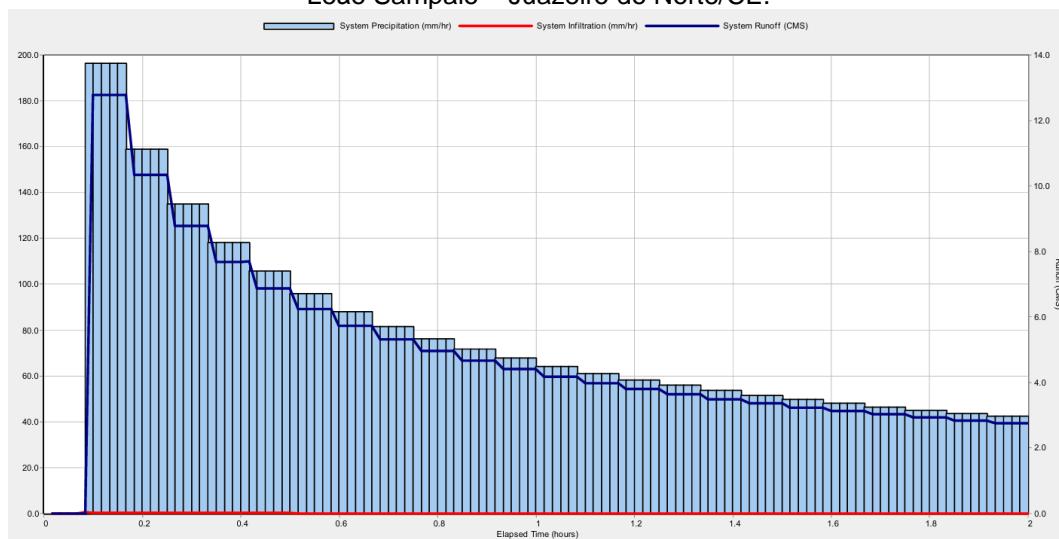
Do ponto de vista dos condutos, os resultados são igualmente preocupantes. O trecho 1-4 atinge uma velocidade máxima de 6,29 m/s, valor extremamente elevado e que supera com folga os limites técnicos recomendados, indicando risco elevado de erosão, desgaste estrutural e possível colapso da tubulação. Além disso, esse mesmo trecho permaneceu operando cheio durante 0,98 horas, praticamente metade do tempo da simulação, o que caracteriza um gargalo evidente no sistema.

O trecho 4-EX1, que leva o fluxo para o exutório final, também apresentou condição de fluxo acima da capacidade normal durante 1,88 horas, mostrando que o problema não se limita à rede interna, mas também ao ponto de descarga do sistema. O exutório EX1, mais uma vez, operou no limite de sua capacidade por 98,74% do tempo, com uma vazão média de 0,582 m³/s e máxima de 0,587 m³/s, demonstrando total saturação da saída do sistema.

5.5.2.4 Cenário 04: Tempo de retorno de 25 anos para um período de duas horas

A análise da Figura 63 revela claramente que, no cenário de 25 anos, o sistema de drenagem responde de forma quase imediata ao pico de precipitação. A intensidade pluviométrica ultrapassa 180 mm/h, provocando um aumento abrupto do escoamento superficial, que atinge valores acima de 12 m³/s, mantendo-se elevado por praticamente toda a duração do evento.

Figura 63 -Análise da rede do cenário 4 para a precipitação, infiltração e escoamento da Avenida Leão Sampaio – Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

A curva de infiltração, por sua vez, apresenta uma queda acentuada logo nos primeiros minutos do evento, indicando que o solo e os dispositivos existentes entram rapidamente em estado de saturação, o que impede qualquer contribuição significativa da infiltração ao longo da chuva. Esse comportamento é ainda mais agravado pelo fato de que a área analisada corresponde ao leito natural de um curso d'água pertencente à bacia do Riacho Timbaúbas, onde, naturalmente, o solo possui uma capacidade limitada de absorção, especialmente em situações de alta pluviosidade.

Ademais, a presença de um lençol freático mais superficial, característico dessas regiões, contribui para uma saturação ainda mais rápida (Figura 64). Consequentemente, a capacidade de infiltração da área se torna praticamente nula, fazendo com que todo o volume de precipitação seja convertido, quase integralmente, em escoamento superficial, resultando em uma condição de sobrecarga generalizada e persistente em todo o sistema de drenagem urbana.

Figura 64 - Situação da Avenida Leão Sampaio localizado no Bairro Lagoa Seca em 2022.



Fonte: G1 Ceará (2022).

5.5.2.5 Cenário 05: Tempo de retorno de 50 anos para um período de duas horas

A análise da capacidade de efluência do exutório EX1 no cenário de 50 anos evidencia que o dispositivo opera praticamente no limite da sua capacidade durante toda a simulação (Tabela 32).

Tabela 32 - Análise dos exutórios da rede de drenagem existente da Avenida Leão Sampaio – Juazeiro do Norte/CE.

Exutório	Freq. %	Fluxo Med. (CMS)	Fluxo Máx. (CMS)	Volume Total 10 ⁶ L
EX1	98,74	0,582	0,587	4,001
Sistema	98,74	0,582	0,587	4,001

Fonte: Autora (2025).

O exutório apresenta um fluxo médio de 0,582 m³/s e um fluxo máximo de 0,587 m³/s, funcionando a 98,74% do tempo no seu limite operacional. Isso significa que, mesmo frente a pequenos acréscimos de vazão, o sistema não teria capacidade de descarregar os volumes gerados, resultando em sobrecarga permanente nos trechos e nós que antecedem o exutório. Além disso, o volume total escoado pelo EX1 é de apenas 4,001 milhões de litros, valor muito inferior se comparado ao volume total gerado pelo sistema (38,588 milhões de litros), o que confirma a incapacidade estrutural da rede para atender eventos desse porte.

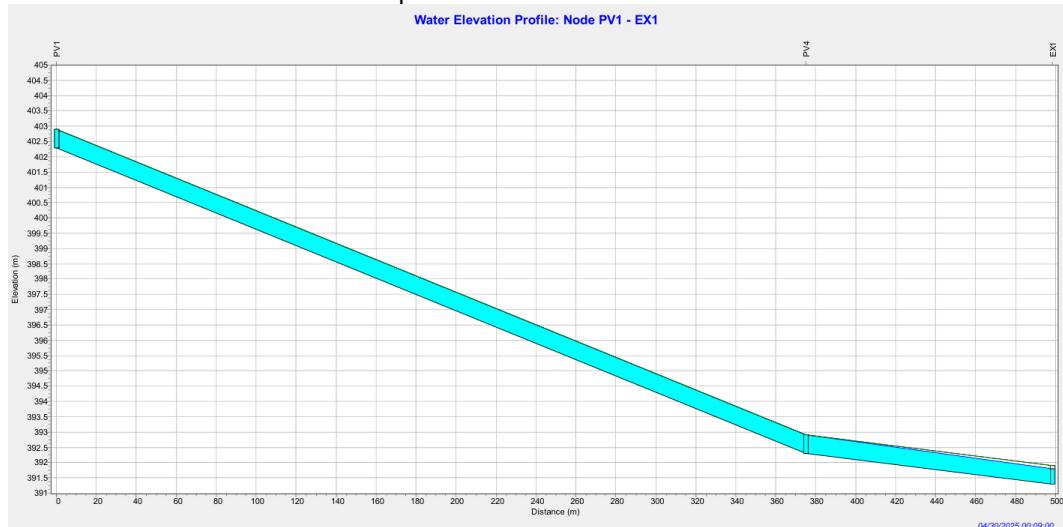
Essa limitação severa do exutório gera uma série de consequências diretas no funcionamento da rede, como o prolongamento das condições de sobrecarga nos

principais nós (PV1, PV2 e PV4), aumento dos volumes de inundação e saturação persistente dos condutos, especialmente no trecho 4-EX1, que permanece praticamente todo o tempo operando cheio.

5.5.2.6 Cenário 06: Tempo de retorno de 100 anos para um período de duas horas

O perfil da rede 1 (PV1–PV4–EX1) evidencia uma elevação da linha d'água praticamente no limite da cota dos condutos, mantendo-se constante em toda a extensão do sistema. A lâmina de água acompanhada de forma crítica o perfil do terreno, confirmando que, logo nos primeiros minutos, o sistema já opera em condição de sobrecarga generalizada, sem capacidade de escoamento eficiente, o que leva ao extravasamento nos nós, especialmente no PV1 e PV4 (Figura 65).

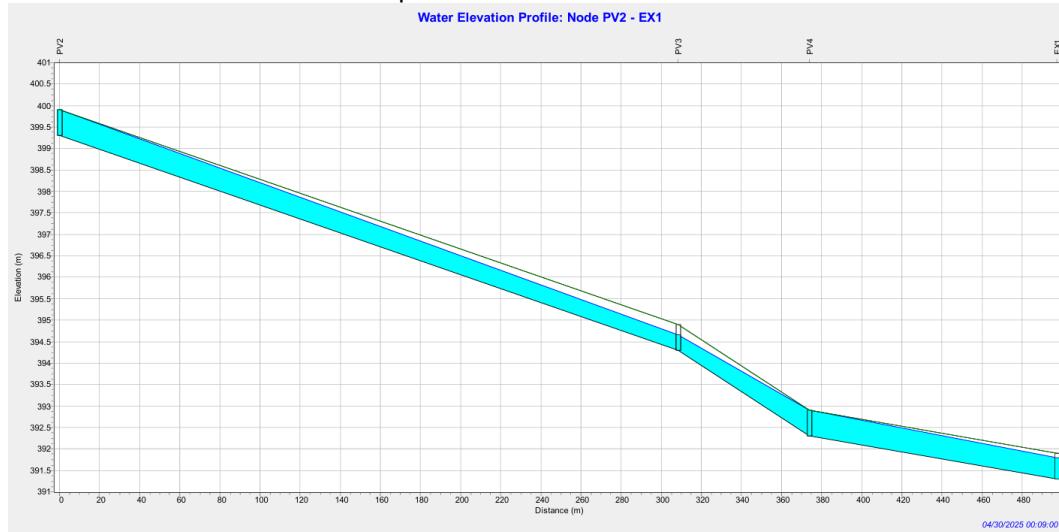
Figura 65 - Perfil longitudinal em um tempo de retorno de 100 anos para a rede 1 da Avenida Leão Sampaio– Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

Da mesma forma, o perfil da rede 2 (PV2–PV3–PV4–EX1) apresenta comportamento semelhante, com a linha de energia completamente alinhada ou acima da geratriz dos condutos (Figura 66). A situação é crítica desde PV2 até EX1, confirmando que toda a rede se encontra saturada. Essa condição reflete a insuficiência do dimensionamento, o gargalo no trecho 3-4 e a incapacidade do exutório EX1 de receber e escoar os volumes gerados, o que explica as intensas inundações registradas já nos 9 minutos iniciais do evento extremo de 100 anos.

Figura 66 - Perfil longitudinal em um tempo de retorno de 100 anos para a rede 2 da Avenida Leão Sampaio– Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

5.5.3 Modelo de referência ajustado

Para a rede de drenagem da Avenida Leão Sampaio, foi adotada a estratégia de modificação dos diâmetros dos condutos e ajustes nas cotas de radier dos poços de visitas, considerando-se as limitações hidráulicas observadas.

5.5.3.1 Justificativa técnica para o redimensionamento

A análise do desempenho hidráulico da rede de drenagem existente na Avenida Leão Sampaio evidenciou deficiências significativas na capacidade de escoamento, especialmente durante eventos de precipitações intensas. As simulações realizadas no software SWMM demonstraram que diversos trechos da rede operavam em condições de sobrecarga, com velocidades superiores aos limites técnicos recomendados, além de frequentes transbordamentos nos poços de visita.

Adicionalmente, deve-se considerar que a Avenida Leão Sampaio compõe uma importante via urbana inserida no contexto hidrográfico da bacia do Riacho Timbaúbas, caracterizada por sua elevada suscetibilidade a alagamentos, conforme identificado nos estudos de Palácio *et al.* (2024) e da Prefeitura Municipal de Juazeiro do Norte (2013).

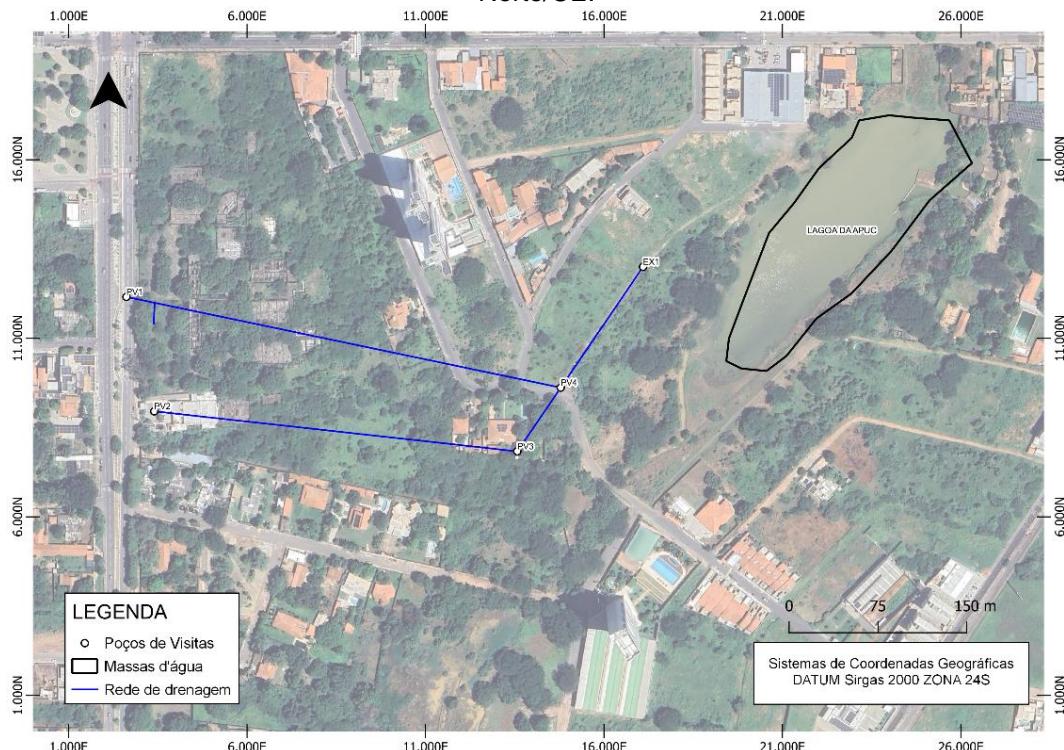
A ocupação urbana desordenada e a significativa impermeabilização do entorno intensificam o volume de escoamento superficial direcionado à rede,

sobrecarregando os condutos e comprometendo seu desempenho. Deve-se considerar que essa área faz parte do aglomerado urbano conhecido como Crajubar, formado pelas cidades de Juazeiro do Norte, Crato e Barbalha, que, ao longo das últimas décadas, passaram por um processo de conurbação, originando uma mancha urbana contínua e ampliando a pressão sobre a infraestrutura urbana (Bezerra e Silva, 2018).

5.5.3.2 Modificações e resultados implantados no modelo

A rede de drenagem da Avenida Leão Sampaio manteve o traçado original da estrutura existente, a qual integra o curso d'água da sub-bacia do Riacho Timbaúbas. Considerando a recorrência de alagamentos na região e a elevada vulnerabilidade hidráulica identificada, foi proposta a implantação de um reservatório de detenção de cheias como medida para atenuar os picos de vazão e minimizar os riscos de inundações (Figura 67).

Figura 67 -Reformulação da rede de drenagem para a Avenida Leão Sampaio – Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

Os parâmetros utilizados na modelagem realizada no SWMM estão detalhados na Tabela 33.

Tabela 33 - Dados utilizados na modelagem da rede de drenagem existente.

Bacias	Áreas (ha)	Perímetro (m)	Kc	Largura (m)	% Imperv.	Cota montante (m)	Cota Jusante (m)	Δh (m)	S (%)
01	9,52	1434,34	1,31	252,32	85,00	411	409	2	0,79%
02	13,94	1571,94	1,19	393,25	85,00	409	408	1	0,25%

Legendas: Kc: Coeficiente de Compacidade, adimensional;
% Imperv.: Porcentagem da área superficial impermeável (%);
Δh (m): Diferença de nível (m);
S %: Declividade (%).

Fonte: Autora (2025).

Para a avaliação dos condutos, foi realizada uma análise inicial, cujos resultados estão apresentados na Tabela 34.

Tabela 34 - Características principais para a nova rede delimitada.

Galerias	Extensão	A incr.	A acum	i	Cota GI	Cota GI	D adot
					mont.	jus.	
1	Trecho	m	ha	ha	mm/h	m	m
	1-4	375,00	9,52	9,52	131,63	396,30	392,30
	2-3	300,00	4,65	14,17	127,41	396,30	394,30
	3-4	65,00	4,65	18,82	152,56	394,30	392,30
	4-EX1	124,00	4,65	23,47	136,19	392,30	391,30

Legendas: A. incr.: Área incremental, em hectares;
A. acum.: Área incremental acumulada, em hectares;
i.: Intensidade pluviométrica, em mm/h;
Cota GI mont. Cota Grede de instalação a montante, em metros;
Cota GI jus. Cota Grede de instalação a jusante, em metros;
D. adot.: Diâmetro adotado, em metros;
V.: Velocidade, em m/s.

Fonte: Autora (2025).

Dessa forma, as velocidades obtidas nos relatórios para cada um dos cenários simulados podem ser visualizadas na Tabela 35.

Tabela 35 - Velocidade máxima da nova rede de drenagem para todos os cenários.

REDE	TRECHOS	DIÂMETRO NO SWMM (m)	VELOCIDADE MÁXIMA DOS CENÁRIOS (M ³ /S)					
			2 ANOS	5 ANOS	10 ANOS	25 ANOS	50 ANOS	100 ANOS
1	1-4	1,20	3,15	3,35	3,49	3,73	3,79	3,89
	2-3	1,20	4,13	4,18	4,16	4,15	4,14	4,13
	3-4	1,50	3,70	3,92	4,07	4,27	4,34	4,26
	4-EX1	1,50	3,99	4,10	4,10	4,15	4,15	4,15

Fonte: Autora (2025).

Como demonstrado na Tabela 35, verifica-se que, após o redimensionamento dos condutos e as correções topográficas realizadas, as velocidades permaneceram

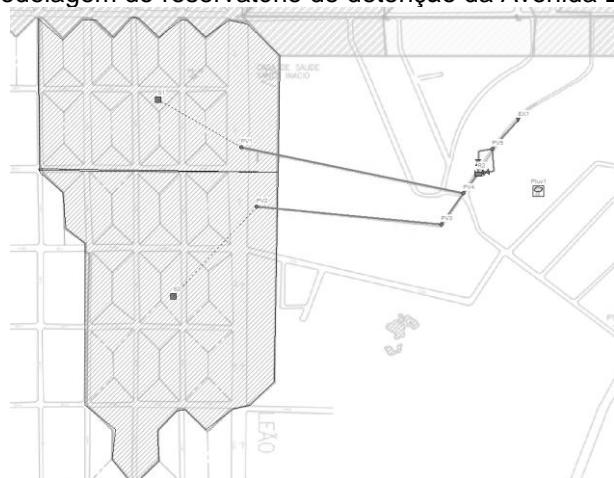
dentro dos parâmetros aceitáveis, assegurando o bom funcionamento hidráulico da rede de drenagem.

5.5.4 Aplicação da técnica LID – Reservatório de Detenção

A implantação do reservatório de detenção na Avenida Leão Sampaio justifica-se por sua localização em um trecho de curso d'água pertencente à sub-bacia do Riacho Timbaúbas, região que apresenta elevada taxa de impermeabilização e forte tendência à saturação durante eventos de chuva intensa. A proximidade com cursos d'água intermitentes e o adensamento urbano acentuam os riscos de escoamento superficial concentrado e inundações. Nesse contexto, a aplicação de reservatórios de detenção configura-se como uma solução eficaz para a mitigação dos picos de vazão, permitindo o armazenamento temporário das águas pluviais e liberando-as de forma controlada para a rede de drenagem.

Essa estratégia é respaldada por Tucci (2012), que ressalta o papel dos reservatórios como dispositivos estruturantes fundamentais na contenção de enchentes urbanas, especialmente em áreas críticas. Assim, a modelagem hidrológica propôs a instalação de um reservatório de detenção nessa avenida com base nas características topográficas locais, no comportamento hidrológico observado e na sobrecarga da rede existente, visando reduzir significativamente o risco de alagamentos recorrentes por meio da atenuação das vazões de pico. A Figura 68 ilustra a localização e a configuração do reservatório de detenção modelado para a Avenida Leão Sampaio.

Figura 68 - Modelagem do reservatório de detenção da Avenida Leão Sampaio.

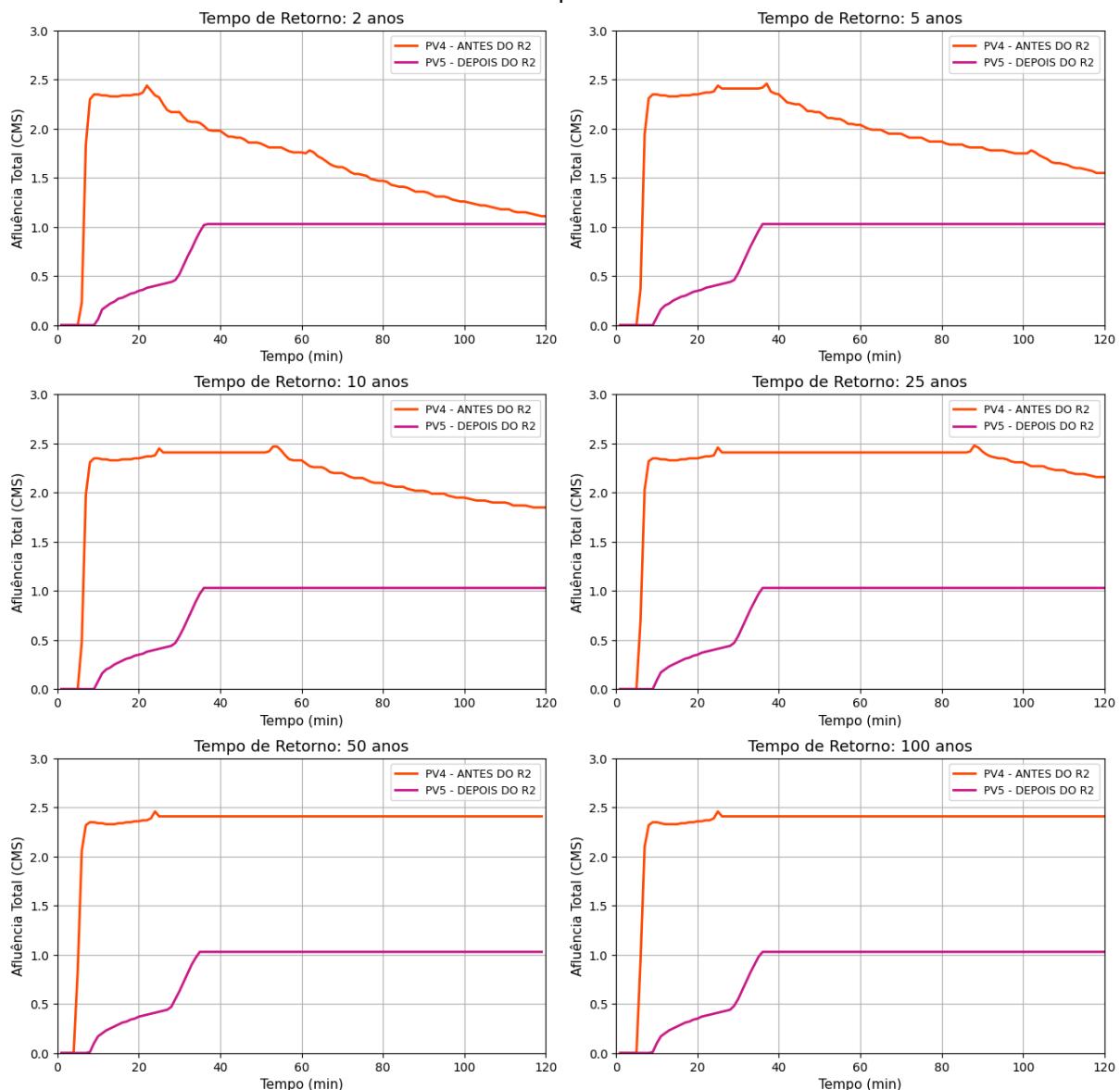


Fonte: Autora (2025)

5.5.5 Comparação entre os cenários com e sem LID

Para avaliar a eficiência do reservatório de detenção na Avenida Leão Sampaio, será realizada uma análise comparativa entre os cenários com e sem a técnica LID, considerando os pontos de visita PV4 e PV5 (Figura 69). O PV4 está posicionado a montante da estrutura, enquanto o PV5 encontra-se a jusante, permitindo verificar as alterações no regime de escoamento promovidas pela intervenção.

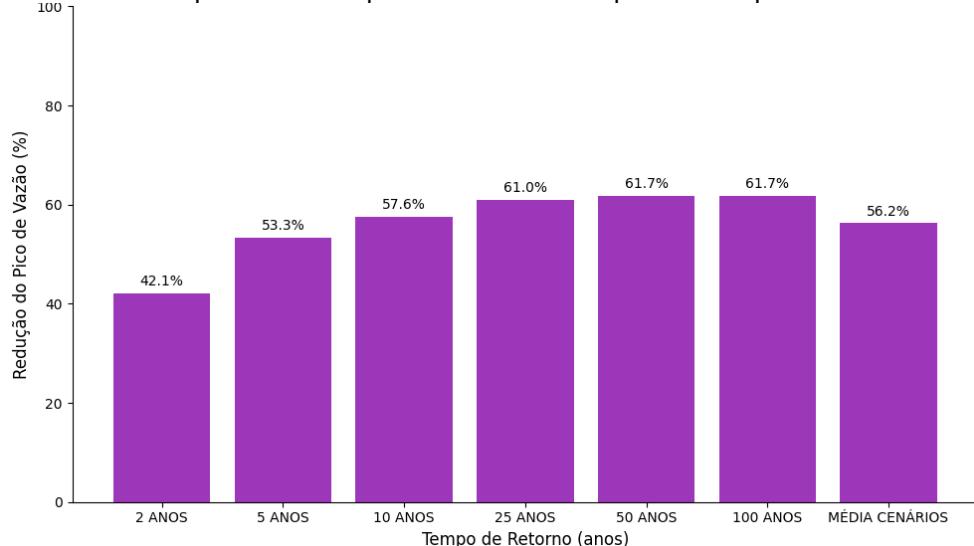
Figura 69 - Afluência total nos pontos PV4 (antes) e PV5 (depois) do reservatório de detenção para diferentes tempos de retorno.



Fonte: Autora (2025)

A avaliação da eficiência hidráulica do reservatório de detenção implantado na Avenida Plácido Aderaldo Castelo foi realizada com base na comparação dos picos de vazão registrados nos nós PV4 (antes do reservatório) e PV5 (após sua saída), ao longo dos cenários hidrológicos estudados. Os resultados evidenciam uma redução média de 56.23% no pico de vazão em todos os cenários analisados (Figura 70).

Figura 70 - Análise de pico de vazão pelo reservatório R2 para os tempos de retorno estudos.



Fonte: Autora (2025).

Os resultados demonstram uma tendência crescente de eficiência do reservatório de detenção R2, com a redução do pico de vazão variando de aproximadamente 42% no tempo de retorno de 2 anos até cerca de 62% nos eventos mais severos. Essa evolução indica que o reservatório atua de forma mais expressiva à medida que a intensidade do evento hidrológico aumenta, estabilizando sua performance a partir do tempo de retorno de 25 anos. Mesmo em cenários extremos, como no TR de 100 anos, a estrutura mantém sua capacidade de atenuação, sem evidenciar sinais de saturação hidráulica.

Essa redução significativa do pico de vazão demonstra que o reservatório atua de maneira eficaz no controle do escoamento superficial, promovendo a lamação da onda de cheia e diminuindo a pressão sobre a rede de drenagem a jusante. Além disso, o comportamento estável entre os diferentes cenários reforça a adequação do dimensionamento da estrutura, indicando que o sistema foi projetado para lidar com uma ampla faixa de intensidades pluviométricas.

Adicionalmente, o reservatório R2 contribui não apenas para a redução do pico, mas também para o retardamento da resposta hidrológica e a estabilização do escoamento

ao longo do tempo, o que é essencial para mitigar os riscos de alagamento em áreas urbanas críticas da sub-bacia do Riacho Timbaúbas.

5.6 PROJETO 05: AVENIDA PADRE CÍCERO

5.6.1 Caracterização da Avenida Padre Cícero

5.6.1.1 Aspectos urbanos e de mobilidade

A Avenida Padre Cícero, classificada como a rodovia estadual CE-292, é uma das mais importantes vias estruturantes do município de Juazeiro do Norte, ligando a zona urbana local ao município vizinho do Crato (Figura 71). Ao longo de sua extensão, a via atravessa bairros relevantes como São José, Antônio Vieira, Parque Triângulo e Cajuína São Geraldo, atuando como eixo de conexão metropolitana e arterial urbano de grande porte.

Do ponto de vista do uso e ocupação do solo, a Avenida Padre Cícero apresenta predominância de atividades comerciais, industriais e de serviços, destacando-se pela presença de grandes empreendimentos como atacadistas, centros logísticos, hospitais e concessionárias, além de galpões e instalações voltadas à atividade industrial.

Figura 71 - Via Urbana da Avenida Padre Cícero – Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

5.6.1.2 Microdrenagem

A via conta com pavimentação contínua, canteiro central em alguns trechos e elevada taxa de impermeabilização, o que, associado à ausência de dispositivos de captação pluvial em quantidade suficiente, compromete o desempenho do sistema de microdrenagem. Como consequência, pontos recorrentes de alagamento são observados, principalmente no trecho correspondente ao Atacadão, onde a sobrecarga hidráulica nos períodos chuvosos é agravada pela topografia local e pela drenagem subdimensionada.

A microdrenagem existente caracteriza-se por um número reduzido de bocas de lobo e grelhas, muitas das quais se encontram obstruídas por resíduos sólidos e cobertura vegetal, prejudicando a captação eficiente das águas pluviais. Em diversos trechos, a ausência total desses dispositivos obriga o escoamento seguir por meio-fio e sarjetas até encontrar algum ponto de coleta, o que contribui para a formação de lâminas d'água extensas e perigosas. Além disso, há ausência de manutenção periódica, o que agrava o entupimento das estruturas já existentes (Figura 72).

Figura 72 - Situação dos bueiros da Avenida Padre Cícero– Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

5.6.1.3 Macrodrenagem

A área em questão é marcada por recorrentes episódios de alagamentos durante os períodos chuvosos, resultado da elevada impermeabilização do solo e da

insuficiência do sistema de microdrenagem. Verificou-se que o deságue final da macrodrenagem ocorre nas proximidades das margens do Rio da Batateira, a área mais próxima da região é a Avenida Paulo Maia (Figura 73).

Figura 73 - Desague final da Avenida Padre Cícero– Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

Isso pode resultar em transbordamentos, sobretudo quando as vazões afluentes à calha do rio excedem sua capacidade de escoamento, comprometendo áreas adjacentes à zona de exutório. Tal situação ressalta a necessidade de intervenções estruturais integradas que contemplem tanto o redimensionamento das galerias pluviais quanto o reordenamento da ocupação urbana das margens do rio.

5.6.2 Simulação do modelo preliminar para diferentes tempos de retorno

Para a Avenida Padre Cícero, a Tabela 36 apresenta os parâmetros principais nos cenários estudados.

Tabela 36 - Resultados dos principais pontos dos cenários estudados da rede de drenagem existente da Avenida Padre Cícero.

CENÁRIO	ERRO DE CONTINUIDADE	PRECIPITAÇÃO TOTAL (mm)	PERDA POR INFILTRAÇÃO (mm)	ESCOAMENTO SUPERFICIAL (mm)	VOLUME MÁXIMO INUNDADO NOS NÓS (10^6 L)	VELOCIDADE MÁXIMA NOS TRECHOS (m/s)
2	Escoamento Superficial: 0,00% Propagação de vazão: - 0,02%	61,54	9,23	52,31	PV6 – 62,57 PV7 – 10,24	-
5	Escoamento Superficial: 0,00% Propagação de vazão: - 0,08%	85,42	12,81	72,61	PV6 – 90,60 PV7 – 12,60 PV10 – 12,48	TRECHO 6-7 – 5,04

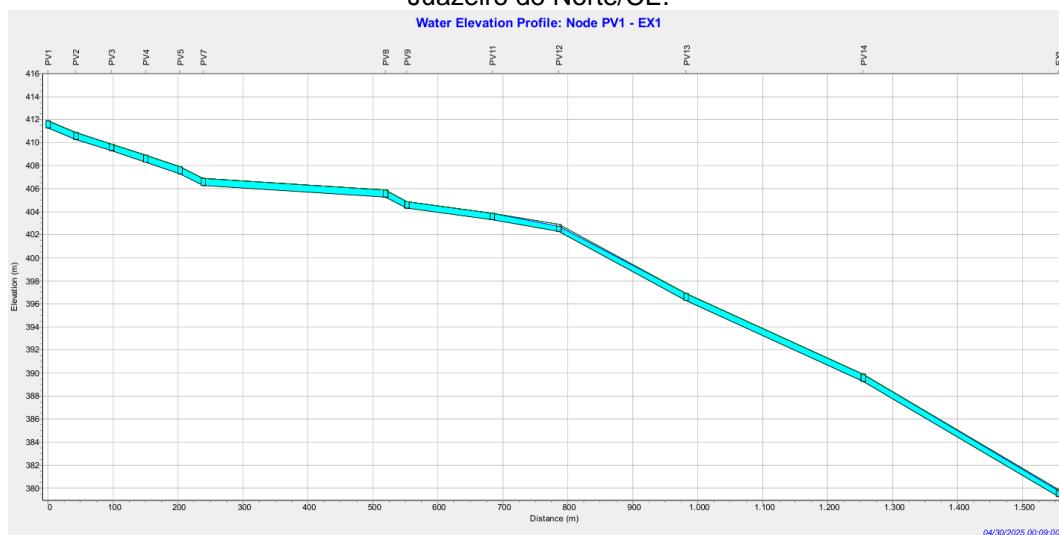
10	Escoamento Superficial: 0,00% Propagação de vazão: - 0,18%	109,48	16,42	93,06	PV6 – 118,83 PV7 – 14,95 PV10 – 16,80	TRECHO 6-7 – 5,00
25	Escoamento Superficial: 0,00% Propagação de vazão: - 0,25%	151,99	22,79	129,18	PV6 – 168,71 PV7 – 19,02 PV9 – 24,46 PV10 – 24,46 PV14 – 10,13	-
50	Escoamento Superficial: 0,00% Propagação de vazão: - 0,28%	194,79	29,22	165,57	PV6 – 218,97 PV7 – 23,13 PV8 – 13,44 PV9 – 11,38 PV10 – 32,17 PV14 – 13,22	TRECHO 6-7 – 5,08
100	Escoamento Superficial: 0,00% Propagação de vazão: - 0,30%	249,66	37,16	219,49	PV5 – 10,517 PV6 – 283,95 PV7 – 28,44 PV8 – 28,44 PV9 – 12,81 PV10 – 42,14 PV14 – 17,24	TRECHO 6-7 – 5,26

Fonte: Autora (2025).

5.6.2.1 Cenário 01: Tempo de retorno de 2 anos para um período de duas horas

O perfil da rede evidencia uma condição crítica generalizada em todo o sistema. A linha de energia hidráulica se mantém próxima ou acima da cota da geratriz dos condutos desde o PV1 até o exutório EX1, confirmando uma situação de sobrecarga em praticamente toda a extensão da rede. A lâmina d'água acompanha o perfil do terreno de forma elevada, indicando que o sistema já opera saturado aos 9 minutos de simulação, sem capacidade de escoamento eficiente (Figura 74).

Figura 74 - Perfil longitudinal da rede principal de drenagem na Avenida Leão Sampaio em 9 minutos, Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

Os nós PV5, PV6, PV7, PV9, PV10 e PV14 são os mais críticos, com volumes expressivos de inundação e longos períodos em condição de sobrecarga. O exutório

EX1 também opera no seu limite, o que reflete no acúmulo generalizado observado. Conclui-se que a configuração atual da rede é insuficiente para conduzir os volumes gerados, especialmente em eventos intensos, e necessita de reestruturação urgente.

Provas disso são os episódios registrados, como o evento de 26 de outubro de 2022 (Figura 75), quando uma precipitação de 127,7 mm causou alagamentos expressivos ao longo da Avenida Padre Cícero, especialmente nas imediações do bairro Lagoa Seca, impossibilitando o tráfego de veículos e pedestres (Diário do Nordeste, 2022).

As simulações reforçam que o problema está relacionado à incapacidade hidráulica dos condutos, que entram em sobrecarga quase instantaneamente, além do exutório operar praticamente todo o tempo no seu limite de capacidade (99,31%), o que impede o escoamento adequado dos volumes gerados. Isso explica porque, nos eventos reais, áreas como as imediações do Atacadão, da Faculdade Cecape e do bairro Triângulo, frequentemente aparecem nos registros de veículos submersos, vias interditadas e transtornos generalizados (Caririensi, 2024).

Figura 75 - Situação da Avenida Padre Cícero localizada no Bairro Lagoa Seca em 2022.



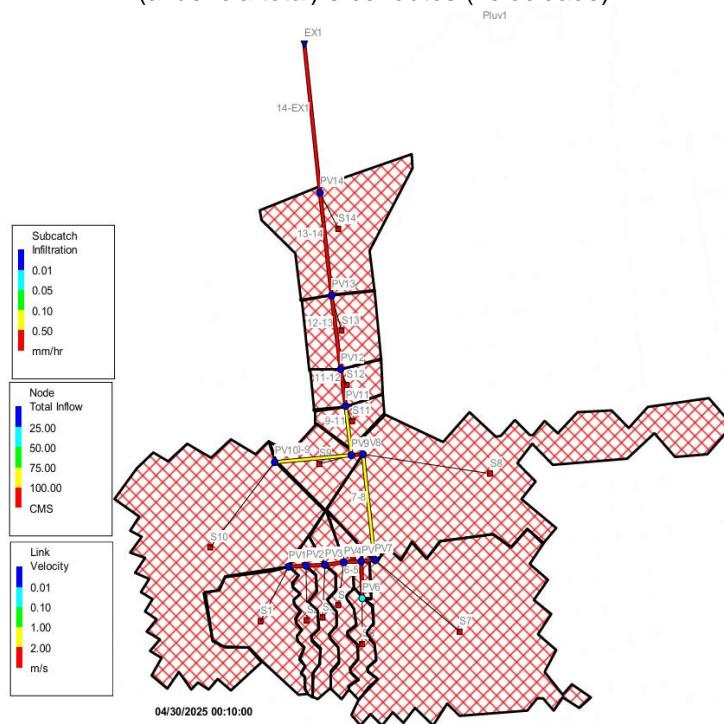
Fonte: Diário do Nordeste (2022).

Portanto, a simulação não só valida os episódios recorrentes de alagamento como evidencia, de forma técnica e quantitativa, que a infraestrutura existente é insuficiente para atender às demandas hidrológicas atuais da avenida, exigindo intervenções urgentes.

5.6.2.2 Cenário 02: Tempo de retorno de 5 anos para um período de duas horas

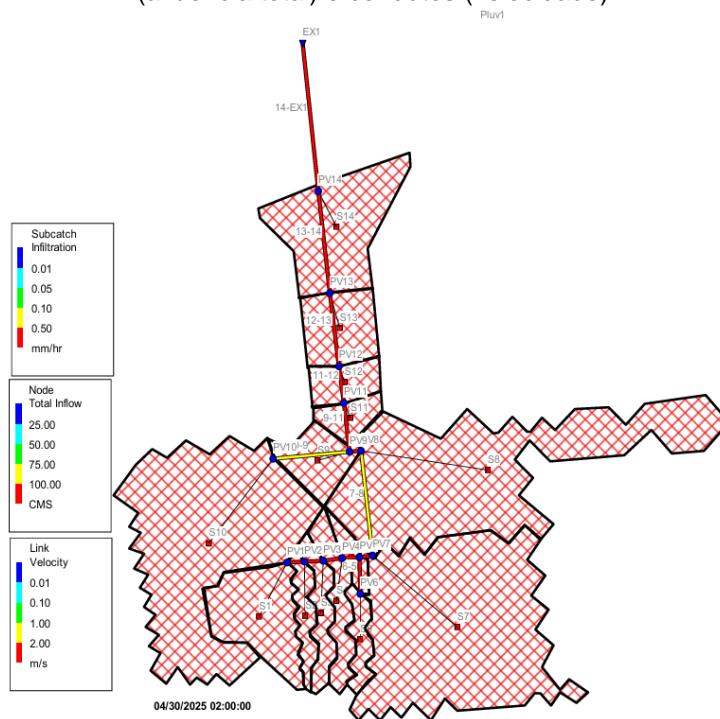
A simulação para o cenário de 5 anos evidencia que o sistema de drenagem analisado entra rapidamente em estado crítico. Nos 10 primeiros minutos (Figura 76), já é possível observar uma sobrecarga generalizada nos principais nós, com destaque para os nós PV5, PV6, PV7, PV9, PV10 e PV14, que apresentam os maiores volumes de inundação. A sobrecarga persiste ao longo das 2 horas de simulação (Figura 77), demonstrando que o sistema não possui capacidade de retomar condição de escoamento normal durante o evento.

Figura 76 - Análise da rede existente com 10 minutos de chuva para sub-bacias (escoamento), nós (afluência total) e condutos (velocidade).



Fonte: Autora (2025).

Figura 77 - Análise da rede existente com duas horas de chuva para sub-bacias (escoamento), nós (afluência total) e condutos (velocidade).



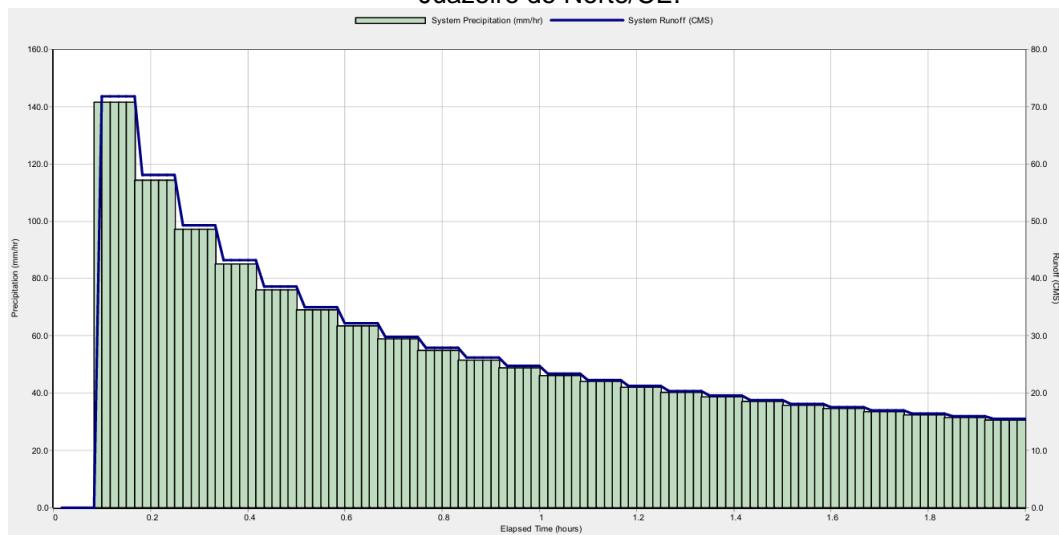
Fonte: Autora (2025).

Os volumes de escoamento superficial são extremamente elevados, totalizando 15,591 milhões de litros, com uma perda mínima por infiltração (2,751 milhões de litros), típico de áreas fortemente impermeabilizadas. O exutório EX1 permanece operando no limite, com 99,14% do tempo em plena capacidade, fato que confirma sua insuficiência para atender as vazões geradas. Além disso, os condutos que ligam os nós críticos operam com velocidades altas (acima de 5 m/s em alguns trechos) e completamente cheios na maior parte do tempo, elevando os riscos de processos erosivos e falhas estruturais.

5.6.2.3 Cenário 03: Tempo de retorno de 10 anos para um período de duas horas

A Figura 78 evidencia um comportamento extremamente crítico da rede frente ao evento de tempo de retorno de 10 anos. A curva de precipitação apresenta um pico superior a 140 mm/h, o que gera uma resposta quase imediata do sistema. O escoamento superficial atinge valores extremamente elevados, ultrapassando 50 m³/s, mantendo-se em patamares altos por grande parte do evento. Isso demonstra que a capacidade de infiltração é rapidamente superada, levando o sistema a operar com sobrecarga constante e de forma persistente.

Figura 78 - Análise da rede do cenário 3 para a precipitação e escoamento da Avenida Padre Cícero – Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

O relatório exportado no SWMM, apresenta uma precipitação total de 109,48 mm, dos quais 93,06 mm se transformam em escoamento superficial, a infiltração é extremamente limitada, com apenas 16,42 mm, o que reforça o diagnóstico de saturação rápida do solo.

Os dados de sobrecarga nos nós revelam um quadro crítico e recorrente: PV6, PV7, PV9, PV10 e PV14 aparecem como pontos de maior gravidade, operando praticamente toda a simulação em condição de sobrecarga, com volumes de inundação extremamente elevados. O nó PV6, por exemplo, registra um volume de inundação superior a 118,8 milhões de litros, com uma vazão máxima impressionante de 46,45 m³/s, configurando-se como o maior ponto de aporte e extravasamento do sistema.

Os condutos apresentam velocidades excessivas, chegando a 5 m/s no trecho 6-5, com praticamente todos os condutos operando cheios (100% do tempo), o que comprova que o sistema trabalha permanentemente no limite hidráulico. O exutório EX1 reflete a saturação da rede, operando a 98,94% do tempo em capacidade máxima, com vazão média de 1,089 m³/s, evidenciando que não há capacidade de descarga suficiente.

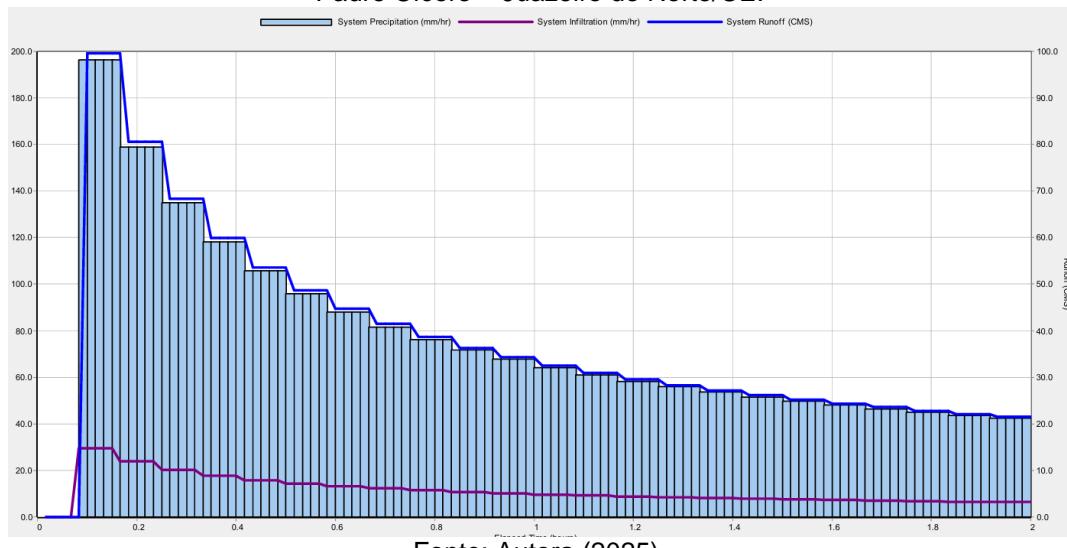
Esses resultados mostram que o sistema de drenagem atual não suporta a vazão gerada em um evento com tempo de retorno de 10 anos, corroborando com os

registros históricos de alagamentos em áreas críticas da cidade, como já evidenciado por episódios na Avenida Padre Cícero, no entorno do Atacadão.

5.6.2.4 Cenário 04: Tempo de retorno de 25 anos para um período de duas horas

A Figura 79 demonstra que a precipitação atinge picos superiores a 180 mm/h, provocando uma resposta imediata do *runoff*, que ultrapassa a marca dos 90 m³/s. A curva de infiltração sofre uma queda brusca logo nos primeiros minutos do evento, indicando que a capacidade do solo e dos dispositivos de infiltração é rapidamente superada, entrando em estado de saturação total.

Figura 79 - Análise da rede do cenário 4 para a precipitação, infiltração e escoamento da Avenida Padre Cícero – Juazeiro do Norte/CE.



O volume total gerado pelo escoamento superficial alcançou a marca de 275,56 milhões de litros, porém o exutório EX1, que deveria escoar esse volume, operou 98,8% do tempo no limite de sua capacidade, conseguindo liberar apenas 7,53 milhões de litros, o que representa menos de 3% do total. Isso confirma a existência de um gargalo severo no sistema, resultando no acúmulo de volumes excessivos em praticamente todos os nós da rede.

A sobrecarga foi generalizada, com destaque para o nó PV6, que sozinho acumulou um volume de 168,71 milhões de litros de inundação, operando com uma vazão máxima de 64,49 m³/s, configurando-se como o ponto mais crítico do sistema. Da mesma forma, os nós PV10, PV7, PV9, PV14, PV5 e PV8 também apresentaram volumes expressivos de inundação, todos superiores a 9 milhões de litros, refletindo

a incapacidade do sistema em conduzir as vazões geradas. O tempo de sobrecarga nesses nós ultrapassou 1,90 horas, praticamente todo o período da simulação. Os condutos também operaram em situação limite, mantendo-se completamente cheios durante praticamente toda a simulação.

5.6.2.5 Cenário 05: Tempo de retorno de 50 anos para um período de duas horas

No cenário de 50 anos, o exutório EX1 opera em uma condição de sobrecarga extrema e praticamente contínua (Tabela 37). De acordo com os dados do relatório, ele permaneceu em funcionamento no seu limite de capacidade por 98,53% do tempo de simulação, o que indica que, praticamente durante todo o evento, não havia capacidade hidráulica suficiente para descarregar as vazões geradas no sistema.

Tabela 37 - Análise dos exutórios da rede de drenagem existente da Avenida Padre Cícero – Juazeiro do Norte/CE.

Exutório	Freq. %	Fluxo Med. (CMS)	Fluxo Máx. (CMS)	Volume Total 10 ⁶ L
EX1	98,73	1,087	1,099	7,541
Sistema	98,73	1,087	1,099	7,541

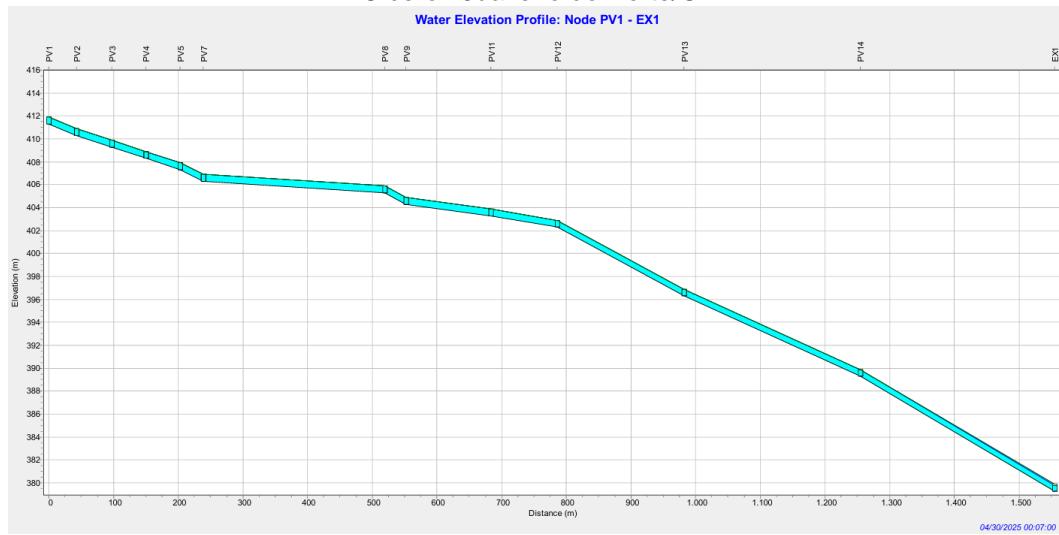
Fonte: Autora (2025).

O fluxo médio registrado no exutório foi de 1,087 m³/s, com um fluxo máximo de 1,099 m³/s, demonstrando que o sistema opera constantemente próximo do teto da sua capacidade física. O volume total escoado pelo exutório foi de apenas 7,541 milhões de litros, valor extremamente pequeno quando comparado ao total gerado no sistema (353,21 milhões de litros de afluência). Isso significa que o exutório conseguiu liberar apenas cerca de 2% do volume gerado, enquanto o restante ficou retido, resultando nas condições de sobrecarga generalizada e inundação observadas em praticamente todos os nós do sistema.

5.6.2.6 Cenário 06: Tempo de retorno de 100 anos para um período de duas horas

Nos 7 minutos de simulação (Figura 80), os condutos passam a operar totalmente cheios (100% do tempo), sem capacidade de escoamento suficiente para acomodar os volumes gerados.

Figura 80 - Perfil longitudinal em um tempo de retorno de 100 anos para a rede 1 da Avenida Padre Cícero– Juazeiro do Norte/CE



Fonte: Autora (2025)

O tempo de sobrecarga é alarmante, com diversos condutos, como 1-2, 2-3, 3-4, 4-5, 5-7, 6-5, 7-8, 9-8, 10-9 e 13-14, permanecendo em condição de extravasamento durante 1,91 horas, ou seja, praticamente todo o tempo da simulação, que foi de duas horas. Isso indica que o sistema entrou rapidamente em colapso hidráulico e não foi capaz de retornar ao regime normal em nenhum momento do evento.

Todos os nós principais operaram em sobrecarga por mais de 1,9 horas, o que significa que a lâmina d'água excedeu constantemente a capacidade dos condutos, resultando em volumes expressivos de inundação em todos os pontos da rede. O nó mais crítico foi novamente o PV6, que acumulou 283,94 milhões de litros de inundação, com uma vazão máxima de 105,85 m³/s, número extremamente elevado e fora dos padrões aceitáveis para redes urbanas.

O conjunto desses dados confirma que a rede está completamente subdimensionada para eventos de grande magnitude, como o cenário de 100 anos. A sobrecarga generalizada ocorre não apenas nos trechos finais, mas desde os pontos de captação, demonstrando que o problema é sistêmico e não localizado.

5.6.3 Modelo de referência ajustado

Na reformulação da rede convencional da Avenida Padre Cícero foram ajustados tanto os diâmetros das tubulações quanto as cotas topográficas.

5.6.3.1 Justificativa técnica para o redimensionamento

A Avenida Padre Cícero, principal via de ligação entre o centro urbano de Juazeiro do Norte e o município de Crato, apresenta histórico recorrente de alagamentos, especialmente na região do bairro São José, conforme registrado por veículos de imprensa locais e estudos acadêmicos sobre vulnerabilidade urbana na cidade (Diário do Nordeste, 2021; Palácio *et al.*, 2024). A ausência de dispositivos eficientes de microdrenagem, somada à elevada impermeabilização da bacia de contribuição e à obsolescência dos condutos, compromete a eficiência da rede durante eventos críticos de precipitação.

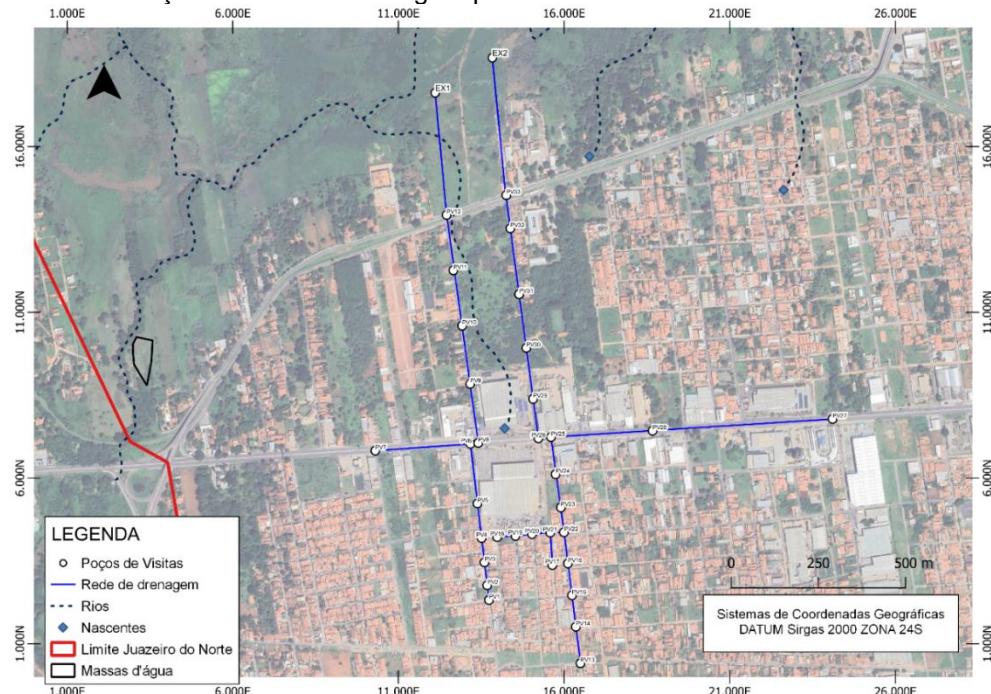
As simulações hidrológicas e hidráulicas realizadas com o software SWMM evidenciaram que, mesmo em cenários de tempo de retorno de 5 a 10 anos, o sistema atual entra em colapso em vários nós da rede. Os resultados apontam para altas velocidades, sobrecarga nos exutórios e acúmulo significativo de volume nos poços de visita, comprometendo a segurança hidráulica da via.

Esses achados reforçam a conclusão de estudos conduzidos em cidades nordestinas com dinâmica urbana semelhante, como Ilhéus (BA) e Campina Grande (PB), onde o crescimento desordenado, a alta taxa de impermeabilização e a baixa cobertura de drenagem têm ampliado os eventos de inundação e agravado os impactos sobre a infraestrutura urbana (Teixeira; Araújo, 2023; Mateus, 2023).

5.6.3.2 Modificações e resultados implantados no modelo

Para mitigar esses impactos, o modelo foi modificado a partir de duas ações principais (Figura 81). Essa redistribuição da descarga possibilitou a descentralização da vazão, reduzindo a sobrecarga localizada e promovendo maior equilíbrio no sistema de escoamento. A segunda modificação consistiu na ampliação da rede de drenagem, estendendo-a para captar a contribuição de áreas críticas situadas nas imediações da indústria Singer e do supermercado Atacadão. Essas regiões, conforme apontado por apresentam topografia rebaixada, elevada taxa de impermeabilização e são frequentemente afetadas por inundações severas, fato também amplamente registrado pela mídia local (G1 Ceará, 2022; Diário do Nordeste, 2022).

Figura 81 - Reformulação da rede de drenagem para a Avenida Padre Cícero– Juazeiro do Norte/CE.



Fonte: Autora (2025).

A Tabela 38 apresenta os parâmetros utilizados na simulação hidrológica-hidráulica desenvolvida no software SWMM.

Tabela 38 - Dados utilizados na modelagem da rede de drenagem existente.

Bacias	Áreas (ha)	Perímetro (m)	Kc	Largura (m)	% Imperv.	Cota montante (m)	Cota Jusante (m)	Δh (m)	S (%)
S1	5,73	1133,86	1,34	340,00	85,00	431,00	413,00	18,00	0,05
S2	1,57	926,10	2,09	340,00	85,00	425,00	412,00	13,00	0,04
S3	2,17	1040,99	1,99	340,00	85,00	424,00	411,00	13,00	0,04
S4	2,56	1202,15	2,12	340,00	85,00	422,00	410,00	12,00	0,04
S5	0,98	846,53	2,41	140,00	85,00	414,00	409,00	5,00	0,04
S6	1,39	758,48	1,81	200,00	85,00	420,00	414,00	6,00	0,03
S7	11,33	2748,14	2,30	402,00	85,00	443,00	408,00	35,00	0,09
S8	11,09	3394,58	2,87	100,00	85,00	425,00	408,00	17,00	0,17
S9	3,01	857,12	1,39	254,00	85,00	407,00	406,00	1,00	0,00
S10	21,32	2726,10	1,66	390,00	85,00	415,00	407,00	8,00	0,02
S11	1,54	536,45	1,22	111,36	85,00	406,00	405,00	1,00	0,01
S12	2,01	601,26	1,20	102,58	85,00	405,00	404,00	1,00	0,01
S13	3,84	775,62	1,12	194,22	85,00	404,00	398,00	6,00	0,03
S14	8,58	1329,87	1,28	288,91	85,00	398,00	391,00	7,00	0,02

Legendas: Kc: Coeficiente de Compacidade, adimensional;
% Imperv.: Porcentagem da área superficial impermeável (%);
Δh (m): Diferença de nível (m);
S %: Declividade (%).

Fonte: Autora (2025).

Os condutos foram submetidos a uma análise inicial, cujos resultados estão sintetizados na Tabela 39.

Tabela 39 - Características principais para a nova rede delimitada.

Rede	Galerias	Extensão	A incr.	A acum	i	Cota GI mont.	Cota GI jus.	D adot
	Trecho	m	ha	ha	mm/h	m	m	m
1	1-2	76,48	1,08	1,08	136,19	412,3	411,3	0,60
	2-3	72,98	2,59	3,68	133,86	411,3	410,3	0,80
	3-4	46,09	1,73	5,40	183,86	410,3	409,3	0,80
	4-5	104,88	0,13	5,53	146,59	409,3	408,3	1,00
	5-6	179,44	3,08	8,61	131,63	408,3	407,3	1,20
	6-7	281,83	10,63	19,24	104,99	407,3	406,3	1,50
	6-8	37,25	6,57	25,81	166,46	406,3	405,3	1,50
	8-9	173,02	1,21	27,02	131,63	405,3	404,3	1,20
	9-10	151,72	1,65	28,67	136,19	404,3	403,3	1,20
	10-11	186,75	1,96	30,63	127,41	403,3	402,3	1,20
	11-12	140,47	2,43	33,07	159,14	402,3	400,3	1,00
	12-EX1	300,00	1,02	34,09	194,36	400,3	396,3	1,50
	13-14	111,66	1,05	1,05	237,07	412,3	411,3	0,60
	14-15	95,74	1,82	2,87	237,07	411,3	410,3	0,80
	15-16	93,40	1,39	4,26	237,07	410,3	409,3	1,00
16-22	99,76	1,30	5,56	237,07	409,3	408,3	1,00	
18-19	55,32	1,52	7,08	237,07	410,3	409,3	1,20	
19-20	52,49	2,11	9,18	237,07	409,3	408,3	1,20	
20-21	52,38	2,49	11,68	237,07	408,3	407,3	1,20	
21-22	36,30	0,34	12,02	237,07	407,3	406,3	1,00	
17-21	95,83	1,39	13,41	237,07	408,3	407,3	1,00	
22-23	79,25	1,36	14,78	237,07	406,3	404,3	1,00	
2	23-24	96,23	1,39	16,16	237,07	404,3	402,3	1,00
	24-25	105,93	1,89	18,05	237,07	402,3	400,3	1,00
	26-27	243,67	11,53	29,59	237,07	404,3	402,3	2 x 1,00
	25-26	139,69	17,27	46,86	237,07	402,3	400,3	2 x 1,00
	25-28	33,26	2,28	49,14	237,07	400,3	398,3	2 x 1,00
	28-29	131,06	1,17	50,31	237,07	398,3	396,3	1,00
	29-30	102,38	1,41	51,73	237,07	396,3	394,3	1,00
	30-31	195,20	1,94	53,67	237,07	394,3	392,3	1,50
	31-32	165,98	3,70	57,37	237,07	392,3	390,3	1,50
	32-33	107,46	3,17	60,54	237,07	390,3	389,3	1,50
	33-EX2	300,00	4,49	65,03	237,07	389,3	387,3	1,50

Legendas: A. incr.: Área incremental, em hectares;

A. acum.: Área incremental acumulada, em hectares;

i.: Intensidade pluviométrica, em mm/h;

Cota GI mont. Cota Grede de instalação a montante, em metros;

Cota GI jus. Cota Grede de instalação a jusante, em metros;

D. adot.: Diâmetro adotado, em metros;

V.: Velocidade, em m/s.

Fonte: Autora (2025).

Com isso, os valores de velocidade obtidos nos diferentes cenários podem ser consultados na Tabela 40.

Tabela 40 - Velocidade máxima da nova rede de drenagem para todos os cenários.

REDE	TRECHOS	DIÂMETRO NO SWMM (m)	VELOCIDADE MÁXIMA DOS CENÁRIOS (M ³ /S)					
			2 ANOS	5 ANOS	10 ANOS	25 ANOS	50 ANOS	100 ANOS
1	1-2	0,60	1,45	1,59	1,70	2,02	2,38	2,35
	2-3	0,80	2,83	3,05	3,18	3,24	3,28	3,28
	3-4	0,80	3,66	3,94	4,15	4,17	4,24	4,25
	4-5	1,00	2,60	2,79	2,95	2,90	2,77	2,72
	5-6	1,20	2,42	2,59	2,82	2,83	2,83	2,79
	6-7	1,50	1,44	1,95	2,33	2,45	2,43	2,44
	6-8	1,50	4,82	4,82	4,81	4,77	4,76	4,75
	8-9	1,20	2,15	2,18	2,20	2,24	2,29	2,33
	9-10	1,20	2,28	2,33	2,38	2,46	2,53	2,87
	10-11	1,20	2,63	2,72	2,73	2,67	2,67	2,66
	11-12	1,00	4,22	4,49	4,63	4,64	4,64	4,64
	12-EX1	1,50	3,86	4,14	4,37	4,45	4,52	2,59
2	13-14	0,60	1,44	1,58	1,68	1,90	2,02	2,03
	14-15	0,80	2,36	2,59	2,77	2,99	3,02	3,04
	15-16	1,00	2,95	3,21	3,39	3,40	3,29	3,32
	16-22	1,00	2,68	3,50	4,25	4,91	4,96	4,97
	18-19	1,20	1,81	1,96	2,10	2,30	2,46	2,60
	19-20	1,20	2,67	2,93	3,13	3,29	3,58	3,73
	20-21	1,20	2,98	3,18	3,16	3,29	4,13	4,91
	21-22	1,00	4,27	4,27	4,27	4,27	4,27	4,27
	17-21	1,00	1,27	1,36	1,45	1,62	1,65	1,77
	22-23	1,00	5,00	5,01	5,00	5,00	5,00	4,54
	23-24	1,00	4,51	4,52	4,51	4,51	4,51	4,60
	24-25	1,00	4,13	4,36	4,53	4,54	4,55	4,54

26-27	2 x 1,00	1,36	1,48	1,64	2,46	3,34	4,29
25-26	2 x 1,00	3,54	4,33	4,74	4,76	4,76	4,82
25-28	2 x 1,00	4,73	4,71	4,69	4,68	4,63	4,61
28-29	1,00	3,27	3,33	3,37	3,38	3,50	3,48
29-30	1,00	3,96	4,12	4,27	4,39	4,36	4,37
30-31	1,50	3,06	3,18	3,28	3,31	3,31	3,31
31-32	1,50	3,32	3,45	3,52	3,63	3,68	4,10
32-33	1,50	3,13	3,24	3,26	3,64	4,00	4,01
33-EX2	1,50	3,45	3,66	3,78	3,81	3,79	3,80

Fonte: Autora (2025).

Conforme indicado na Tabela 40, observa-se que, após o redimensionamento dos condutos e os ajustes nas cotas topográficas, as velocidades mantiveram-se

dentro dos limites aceitáveis, garantindo o desempenho hidráulico adequado da rede de drenagem.

5.6.4 Aplicação da técnica LID – Biorretenção

A escolha da técnica de biorretenção como solução de LID para a Avenida Padre Cícero se justifica pela geometria da via, que possui faixas largas e um canteiro central extenso atualmente impermeabilizado (Figura 82). A transformação desse canteiro em uma estrutura de biorretenção permitirá que parte significativa da água pluvial seja temporariamente armazenada, infiltrada e tratada localmente antes de alcançar a rede convencional de drenagem.

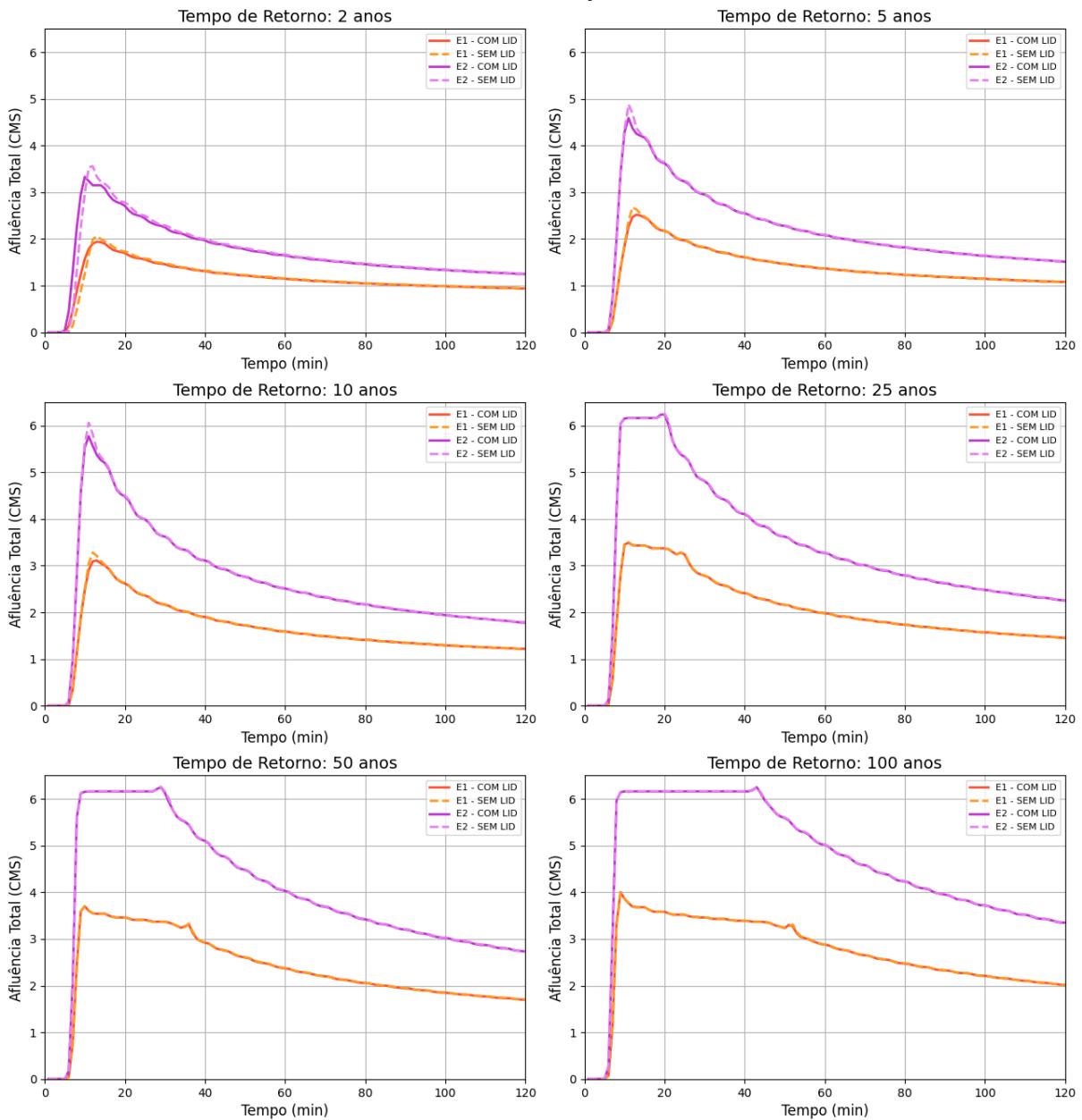
A implementação de biorretenção em vias urbanas tem se mostrado eficaz em diferentes contextos climáticos do Brasil. Em Recife/PE, região de clima tropical úmido, Melo *et al.* (2014) testaram um jardim de chuva experimental que reteve 100% do escoamento em 78% dos eventos de chuva observados, com eficiência média de infiltração de 97,3%. Embora não inserido no semiárido, esse exemplo ilustra o potencial da técnica em ambientes urbanos densamente impermeabilizados, com solos compactados e alta intensidade de chuvas em curtos períodos.

Outro caso relevante é o da Avenida Aguanambi, em Fortaleza/CE, onde simulações de implantação de canteiros de biorretenção indicaram redução de aproximadamente 16,9% no volume de escoamento superficial, mesmo ocupando apenas 1,9% da área da microbacia urbana (Cortez *et al.*, 2020).

5.6.5 Comparação entre os cenários com e sem LID

A comparação entre os cenários com e sem biorretenção foi realizada por meio da análise dos exutórios das redes simuladas, conforme ilustrado na Figura 82.

Figura 82 - Afluência total para os exutórios E1 e E2 os períodos de retorno com e sem a utilização de Biorretenção.



Fonte: Autora (2025).

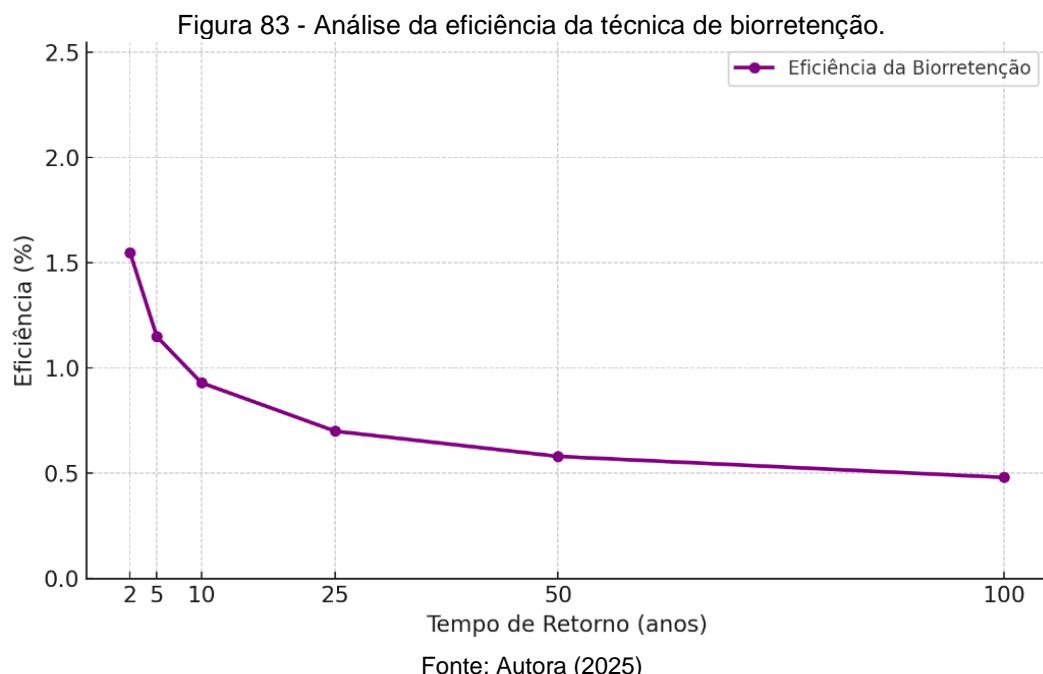
Observa-se que a biorretenção apresentou maior eficiência nos cenários de 2, 5 e 10 anos, com significativa redução das vazões de pico, além do retardo no tempo de concentração do escoamento superficial. Essa eficiência deve-se à sua capacidade de retenção e infiltração, adequada a chuvas frequentes e moderadas. Funcionando como amortecedor hidráulico, permite o armazenamento temporário e infiltração da água pluvial, reduzindo a carga sobre a rede e evitando o colapso nos exutórios.

Contudo, a partir dos cenários de 25 anos, verifica-se que os volumes gerados pelas chuvas intensas ultrapassaram rapidamente a capacidade de saturação da

biorretenção, reduzindo sua contribuição para o controle do escoamento. Em eventos com tempo de retorno de 50 e 100 anos, os hidrogramas com e sem LID tornam-se bastante semelhantes, evidenciando que a técnica, isoladamente, não é capaz de mitigar adequadamente os efeitos de precipitações extremas.

Esses resultados corroboram a literatura técnica, que aponta a biorretenção como uma solução eficiente para a gestão de águas pluviais em eventos de alta frequência, porém com desempenho limitado em eventos raros e intensos, sendo recomendada sua combinação com outras infraestruturas de maior porte, como bacias de detenção ou sistemas de reservação subterrânea (Cortez *et al.*, 2020; Melo *et al.*, 2014).

Apesar da adoção da biorretenção na Avenida Padre Cícero, os resultados quantitativos demonstraram uma eficiência hidráulica modesta, com destaque para o cenário de 2 anos, que apresentou apenas 1,55% de redução no escoamento superficial (Figura 83). Este valor, embora coerente com o princípio de funcionamento da técnica em eventos frequentes, não configura desempenho expressivo isoladamente. A limitação é esperada, dado o alto grau de impermeabilização da área e a ausência de técnicas complementares de controle a montante.



A eficiência relativamente baixa observada nos cenários simulados, como os 1,55% de redução no escoamento para o evento de 2 anos, está diretamente

relacionada à restrição física da área disponível para a técnica, que, neste estudo, se limitou exclusivamente ao canteiro central da Avenida Padre Cícero.

Apesar de o canteiro possuir largura e extensão suficientes para implantação da biorretenção, sua área total ainda representa uma fração pequena da sub-bacia impermeável contribuinte, o que reduz o impacto da técnica sobre o volume de escoamento superficial. Como a biorretenção depende do tempo de detenção, da infiltração e da capacidade de armazenamento do solo e da brita, uma área limitada naturalmente apresenta uma capacidade de retenção proporcionalmente pequena.

Além disso, em eventos curtos e frequentes, a técnica pode até funcionar hidraulicamente, mas se a área de contribuição for muito maior que a área da biorretenção, a capacidade de absorção será rapidamente saturada, e a maior parte da água continuará escoando para a rede convencional.

Ainda, observa-se que a aplicação da biorretenção apresenta desempenho mais eficaz apenas em cenários com tempos de retorno menores. Para eventos de 2 a 10 anos, a técnica foi capaz de promover uma leve redução nos volumes de escoamento superficial, contribuindo para o alívio do sistema de drenagem convencional. Entretanto, à medida que os eventos se tornam mais intensos (25, 50 e 100 anos), a capacidade de infiltração e armazenamento da biorretenção é rapidamente superada, o que limita sua atuação. Isso demonstra que, embora eficaz para mitigar cheias recorrentes de baixa intensidade, a biorretenção não é suficiente, de forma isolada, para controlar eventos extremos, reforçando a necessidade de adoção de medidas complementares em contextos urbanos densamente impermeabilizados.

6 CONCLUSÕES

Este trabalho teve como objetivo avaliar a eficiência da modelagem hidrológica-hidráulica utilizando o software EPA SWMM 5.2 na proposição de soluções baseadas em *Low Impact Development* (LID) e no redimensionamento da rede convencional para mitigação de alagamentos em cinco avenidas críticas de Juazeiro do Norte, Ceará. O desenvolvimento da pesquisa atendeu aos objetivos propostos, uma vez que possibilitou representar o sistema de drenagem existente, ajustar e remodelar o modelo de referência com base nas normas técnicas, e aplicar técnicas LID para avaliar sua eficiência sob diferentes tempos de retorno.

Para cada localidade, foi proposta uma técnica específica de controle de escoamento, visando tanto à mitigação de alagamentos quanto à inserção de soluções sustentáveis.

Os resultados obtidos atendem aos objetivos específicos propostos, pois possibilitaram:(i) representar com fidelidade o sistema de drenagem atual e diagnosticar suas limitações estruturais; (ii) remodelar e adequar os condutos, poços de visita e exutórios, simulando cenários normativos com o Modelo de Referência Ajustado; e (iii) aplicar e comparar técnicas LID, avaliando sua eficiência na redução dos picos de vazão, volumes escoados e sobrecargas, especialmente sob cenários críticos de precipitação.

Na Avenida Presidente Castelo Branco, a implantação de trincheiras de infiltração reduziu os volumes e os picos de vazão nos eventos de 2 a 10 anos. No entanto, nos cenários mais extremos, as trincheiras se mostraram limitadas. Em poucos minutos após o início da chuva intensa, já era possível observar a saturação da estrutura, o que fez com que o excesso de água fosse direcionado à rede existente, que não tem capacidade de suporte. A sobrecarga, somada ao direcionamento das vazões para o Riacho Timbaúbas, reforça o quanto o sistema atual encontra-se subdimensionado.

Os resultados do pavimento permeável na Avenida Ailton Gomes também apontaram uma limitação importante: a infiltração até ocorreu inicialmente, mas de forma muito reduzida, e logo o sistema se saturava. Mesmo com o uso de dreno profundo, os ganhos não foram suficientes para conter os volumes de eventos intensos como o de 100 anos, com precipitação de 165,41 mm/h. O modelo mostrou

que essa técnica sozinha não resolve o problema, especialmente em áreas com grande área de contribuição e onde o solo atinge a saturação rapidamente.

Já na Avenida Plácido Aderaldo Castelo, foi testado o uso de um microreservatório como forma de contenção temporária do escoamento. A estrutura conseguiu reduzir o volume nos momentos iniciais da chuva, mas foi rapidamente preenchida nos cenários mais intensos. Apesar disso, o resultado foi satisfatório dentro dos limites esperados, reforçando a necessidade de melhorar o dimensionamento ou distribuir unidades menores ao longo da bacia. Comparando com outros projetos, seu desempenho foi razoável, mas ficou abaixo do observado na Avenida Leão Sampaio.

Na Avenida Leão Sampaio, a mesma técnica de microreservatório apresentou o melhor desempenho entre os cinco projetos estudados. A retenção do escoamento foi mais significativa e o atraso no pico de vazão foi mais expressivo, mesmo em cenários críticos. A geometria da via, a existência de canteiro central contínuo e uma distribuição mais equilibrada das áreas de contribuição explicam esse resultado. Essa diferença deixa claro que a eficiência de uma técnica depende diretamente do contexto físico e hidrológico de aplicação.

Por outro lado, a Avenida Padre Cícero apresentou uma das situações mais críticas. O uso da técnica de biorretenção teve desempenho pouco expressivo, com capacidade de infiltração praticamente nula em eventos moderados e intensos. A ausência de bueiros, a alta taxa de impermeabilização e a predominância de uso comercial e industrial agravaram a situação. Mesmo com a presença de canteiro central, o volume excedente foi rapidamente direcionado à superfície, sem controle. Isso reforça que a biorretenção, quando aplicada de forma isolada, não é suficiente para enfrentar a complexidade do escoamento em vias de grande porte.

Além dos aspectos técnicos analisados, a modelagem e as observações em campo evidenciaram alguns desafios estruturais importantes no sistema de drenagem urbana de Juazeiro do Norte. Um deles é a presença, ainda recorrente em alguns trechos da cidade, do sistema combinado de drenagem e esgotamento sanitário. Essa configuração, embora historicamente adotada em diversas cidades, mostra-se limitada frente ao atual contexto urbano e mudanças climáticas, podendo gerar situações de refluxo, sobrecarga e comprometimento da qualidade das águas urbanas. Diante disso, torna-se pertinente considerar, de forma progressiva, a substituição por sistemas independentes, sobretudo em áreas críticas.

Outro ponto que merece atenção diz respeito ao controle urbano, à gestão e à manutenção das infraestruturas de drenagem existentes. Foram identificados indícios de acúmulo de resíduos nos dispositivos de captação, além de estruturas defasadas, mal distribuídas e em número reduzido, bem como ocupações irregulares em áreas próximas a cursos d'água. Essas condições refletem a fragilidade do controle urbano e a ausência de fiscalização efetiva sobre o uso e a ocupação do solo, o que compromete a capacidade de escoamento e agrava os riscos de alagamentos. Além disso, a inexistência de ações sistemáticas de manutenção preventiva, associada à falta de integração entre os setores de saneamento, meio ambiente e obras públicas, contribui para o declínio gradual da eficiência hidráulica da rede.

Assim, é fundamental que Juazeiro do Norte adote planos contínuos de gestão e monitoramento da drenagem urbana, com cronogramas regulares de limpeza, atualização de cadastros técnicos e priorização de intervenções em pontos críticos. O fortalecimento da governança hídrica e do planejamento territorial deve ocorrer de forma articulada, assegurando que o desenvolvimento urbano se mantenha compatível com a capacidade de suporte dos sistemas de drenagem e que as cidades avancem rumo a uma infraestrutura mais eficiente e sustentável.

Os estudos de caso mostraram que as técnicas de desenvolvimento de baixo impacto possuem um papel relevante na mitigação dos efeitos do escoamento superficial urbano, especialmente quando inseridas de forma estratégica e contextualizada. Entretanto, sua eficácia é potencializada quando associada a redes de drenagem convencionais bem dimensionadas, práticas de requalificação ambiental e instrumentos de gestão territorial que considerem as características físicas e sociais da bacia urbana.

A incorporação do conceito de resiliência nas práticas de planejamento urbano permite reconhecer que o desempenho da drenagem não se resume à vazão de projeto, mas à sua capacidade de operar sob falhas parciais, reagir a eventos críticos e se recuperar rapidamente. A integração entre planejamento urbano, manejo das águas pluviais e gestão territorial é, portanto, fundamental para construir cidades mais adaptativas e seguras.

Dessa forma, a melhoria do sistema de drenagem urbana em Juazeiro do Norte depende de uma abordagem integrada e resiliente, que promova a articulação entre os setores da gestão pública, o conhecimento técnico e a valorização de soluções sustentáveis. Os resultados obtidos demonstram alternativas viáveis e adaptáveis à

realidade local, reforçando a importância de políticas públicas consistentes, manutenção contínua das infraestruturas e planejamento de longo prazo para a construção de uma cidade mais resiliente, segura e preparada para as mudanças climáticas.

REFERÊNCIAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16416:** Pavimento intertravado permeável de concreto – Requisitos e métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2015.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9649:** Projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público. Rio de Janeiro, 1986.

ANA - AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS. **Conjuntura dos recursos hídricos no Brasil: informe anual 2019.** Brasília: ANA, 2019. 78 p. Disponível em: https://www.snh.gov.br/portal/centrais-de-conteudos/conjuntura-dos-recursos-hidricos/conjuntura_informe_anual_2019-versao_web-0212-1.pdf. Acesso em: 2 set. 2024.

AQUAFLUXUS. **Drenagem urbana:** clássica x sustentável. Rio de Janeiro, 2011. Disponível em: <https://www.aquafluxus.com.br/drenagem-urbana-classica-x-sustentavel/?lang=en>. Acesso em: 30 ago. 2024.

ARAÚJO, Bruno Aragão Martins de; SILVEIRA, Cleiton da Silva; SOUZA, Jackeline Lucas; MAIA JÚNIOR, José Valmir Farias; ALMEIDA, Francisco Augusto Ferreira; STUDART, Ticiana Marinho de Carvalho. Análise do tempo de concentração em função das características fisiográficas em bacias urbanas. In: **XIX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos**, Fortaleza, CE, 2011. *Anais... Fortaleza: ABRH, 2011.* 18 p. Disponível em: https://files.abrhidro.org.br/Eventos/Trabalhos/153/51b628c0f984da85b0201d42c0cd/d10f_2ff3473dd68d07c62117d3505fadc85a.pdf. Acesso em: 12 fev. de 2024.

ARAÚJO, D. K. de L. **Avaliação hidrológica e estimativa de vazão de projeto para macrodrenagem urbana.** 2021. 162 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Campina Grande, Pombal - PB, 2021.

BAPTISTA, MB; NASCIMENTO, N. de O. Aspectos Institucionais e de Financiamento dos Sistemas de Drenagem Urbana. **RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos** Volume 7, p. 29–49, 2002.

BASTOS, Gustavo Antônio Pereira. **Análise dos parâmetros do modelo SWMM para avaliação do escoamento em duas bacias periurbanas em Santa Maria-RS.** 2007. 169 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2007. Disponível em: <https://www.ufsm.br/app/uploads/sites/535/2020/10/dissgustavopereirabastos.pdf>. Acesso em: 12 fev. de 2024.

BELING, Fábio Alex. **Análise do desempenho do modelo SWMM5 acoplado ao calibrador PEST na bacia do Arroio Cancela/RS.** 2013. 154 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2013. Disponível em:

https://rigeo.sgb.gov.br/jspui/bitstream/doc/1164/1/diss_fabio_beling.pdf . Acesso em: 12 fev. de 2024.

BENINI, R. de M.; MENDIONDO, E. M.; RODRIGUES, C. R. *Urbanização e Impactos no Ciclo Hidrológico na Bacia do Mineirinho*. Floresta e Ambiente, Rio de Janeiro, v. 2, n. 22, p. 211-222, jul. 2015. Disponível em: <https://doi.org/10.1590/2179-8087.103114>. Acesso em: 02 fev. 2024.

BEZERRA, C. O.; ALMEIDA, J. R. F.; LEITÃO, J. I. da R.; FIGUEIREDO, J. V. de; URSULINO, B. e S. *Determinação do coeficiente de permeabilidade de uma zona da área aluvial do Riacho dos Macacos em Juazeiro do Norte – Ceará*. In: CONGRESSO INTERNACIONAL DE MEIO AMBIENTE SUBTERRÂNEO, 4., 2015, São Paulo. *Anais...* São Paulo: ABAS, 2015.

BEZERRA, J.A.; SILVA, C.N.M. *Entre o rural e o urbano interiorizado*. Mercator, v. 17, e17019, 2018. <https://doi.org/10.4215/rm2018.e17019>.

BRASIL. Constituição da República Federativa do Brasil de 1988. Brasília, DF: Presidência da República, 1988. Disponível em: http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/Constituicao/Constituicao.htm. Acesso em: 13 dez. 2023.

BRASIL. Lei nº 10.257, de 10 de julho de 2001. Regulamenta os arts. 182 e 183 da Constituição Federal, estabelece diretrizes gerais da política urbana e dá outras providências. Brasília, DF: Presidência da República, 2001.

BRASIL. Lei nº 11.445, de 5 de janeiro de 2007. Estabelece as diretrizes nacionais para o saneamento básico e cria o Comitê Interministerial de Saneamento Básico. Brasília, DF: Presidência da República, 2007.

BRASIL. Lei nº 8.987, de 13 de fevereiro de 1995. Dispõe sobre o regime de concessão e permissão da prestação de serviços públicos, previsto no art. 175 da Constituição Federal, e dá outras providências. Brasília, DF: Presidência da República, 1995.

BRASIL. Ministério das Cidades. Painel de Indicadores do SINISA – módulo Águas Pluviais. Brasília, DF: Ministério das Cidades, 2024. Disponível em: https://indicadores-sinisa-2025.cidades.gov.br/dashboard?modulo=aguas_pluviais . Acesso em: 26 ago. 2025.

BRASIL. Ministério das Cidades. Relatório SINISA – Águas Pluviais 2024: ano-base 2023. Brasília, DF: Ministério das Cidades, 2024. Disponível em: https://www.gov.br/cidades/pt-br/acesso-a-informacao/acoes-e-programas/saneamento/sinisa/resultados-sinisa/RELATORIO_SINISA_AGUAS_PLUVIAIS_2024_v2.pdf. Acesso em: 26 ago. 2025.

BRASIL. Ministério das Cidades. Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento. SNIS AP – Série Histórica. Brasília, DF, 2022. Disponível em: <http://app4.mdr.gov.br/serieHistorica/#>. Acesso em: 13 fev. 2024.

BRASIL. Ministério do Desenvolvimento Regional. Plano Nacional de Saneamento Básico – PLANSAB. Brasília, DF: Ministério do Desenvolvimento Regional, 2019. Disponível em: <https://www.gov.br/mdr/pt-br/assuntos/saneamento/plansab>. Acesso em: 13 fev. 2024.

BRASIL. Ministério do Meio Ambiente dos Recursos Hídricos e da Amazônia Legal. Lei n. 9.433: *Política Nacional de Recursos Hídricos*. Brasília: Secretaria de Recursos Hídricos, 1997.

BRASIL. Prefeitura Municipal de São Paulo. Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais Urbanas – Volume I. São Paulo: Secretaria Municipal de Infraestrutura Urbana e Obras – SIURB, 2012. Disponível em: https://www.prefeitura.sp.gov.br/cidade/secretarias/upload/desenvolvimento_urbano/arquivos/manual-drenagem_v1.pdf. Acesso em: 24 maio 2025.

CALDEIRA, L. A. C.; LIMA, D. P. **Drenagem urbana**: uma revisão de literatura. *Engineering Sciences*, v.8, n.2, p.1-9, 2020. DOI: <http://doi.org/10.6008/CBPC2318-3055.2020.002.0001>. Acesso em: 13 fev. 2024.

CARIRIENSI. Alagamentos, pessoas ilhadas e transtornos foram causados pelas chuvas que afetaram Crato e Juazeiro do Norte. Caririensi, 3 abr. 2024. Disponível em: <https://caririensi.com.br/2024/04/chuvas-crato-e-juazeiro.html>. Acesso em: 3 fev. 2025.

CAVALCANTI, Allana Abreu. **Utilização do software SWMM na modelagem hidrológica da sub-bacia do ribeirão Vai e Volta – Poços de Caldas/MG.** 2020. 132 f. Dissertação (Mestrado em Ciência e Engenharia Ambiental) – Instituto de Ciência e Tecnologia, Universidade Federal de Alfenas, Poços de Caldas, 2020. Acesso em: 12 fev. de 2024.

CHRISTOFIDIS, D.; ASSUMPÇÃO, R. dos S. F. V.; KLIGERMAN, D. C. **A evolução histórica da drenagem urbana: da drenagem tradicional à sintonia com a natureza.** *Saúde e Debate*, Rio de Janeiro, v. 43, n. 3, p. 94-108, dez. 2019. Disponível em: <https://doi.org/10.1590/0103-11042019S30>. Acesso em: 12 dez. 2023.

CHEN, L.; ZHAO, X.; ZHANG, Q.; WU, H.; LI, J. **Resilience assessment of urban connected infrastructure networks.** *Scientific Reports*, London, v. 15, n. 1, p. 1-14, 2025. DOI: <https://doi.org/10.1038/s41598-025-03730-0>.

COLLODEL, Milena Gardai. **Aplicação do modelo hidrológico SWMM na avaliação de diferentes níveis de detalhamento da bacia hidrográfica submetida ao processo de transformação chuva-vazão.** 2009. 225 f. Dissertação (Mestrado em Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009. Disponível em: <https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18138/tde-14102009-182636/> . DOI: 10.11606/D.18.2009.tde-14102009-182636. Acesso em: 12 fev. de 2024.

CORDEIRO, Andrew Saulo de Lima. **Utilização do SWMM – Storm Water Management Model como ferramenta de planejamento de drenagem urbana.** 2019. 75 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) –

Universidade Federal de Pernambuco, Centro Acadêmico do Agreste, Caruaru, 2019.

CORTEZ, Raquel Moraes Vitor; BESSA, Maria Christina Coelho; CRONEMBERGER, Nicole Campos Fiúza. Estudo de caso para implantação de sistemas de biorretenção na microbacia do canal da Aguanambi (Fortaleza-CE). In: OLIVEIRA, Robson José de (Org.). **Águas e Florestas: desafios para conservação e utilização.** Guarujá: Editora Científica Digital, 2020. p. 246-261. DOI: 10.37885/210504521. Disponível em: <https://downloads.editoracientifica.com.br/articles/210504521.pdf>. Acesso em: 3 fev. 2025.

CPRM – COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS. **Projeto cadastro de fontes de abastecimento por água subterrânea: diagnóstico do município de Juazeiro do Norte, estado do Ceará.** Fortaleza: CPRM, 1998. 23 p. Disponível em: https://rigeo.sgb.gov.br/jspui/bitstream/doc/16281/1/Rel_Juazeiro%20do%20Norte.pdf. Acesso em: 3 set. 2025.

CURITIBA, Governo do Estado do Paraná. **Manual de Drenagem Urbana: Região Metropolitana de Curitiba - PR.** Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental (SUDERHSA). Curitiba, 2002.

CURITIBA, Governo do Estado do Paraná. **Manual de Drenagem Urbana: Região Metropolitana de Curitiba - PR.** Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental (SUDERHSA). Curitiba, 2002.

DAEE – Departamento de Águas e Energia Elétrica. **Manual de Drenagem Urbana.** São Paulo: DAEE, 1999.

DAEE – Departamento de Águas e Energia Elétrica; CETESB – Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental. **Guia Prático para Projetos de Pequenas Obras Hidráulicas.** São Paulo: DAEE, 2005. 1 ed. Disponível em: https://www.daeepa.gov.br/site/wp-content/uploads/2024/05/GuiaPratico_Daee_2005.pdf. Acesso em: 3 set. 2025.

DIÁRIO DO NORDESTE. **Forte chuva de 127 milímetros causa transtornos em Juazeiro do Norte; veja imagens.** Diário do Nordeste, 26 out. 2022. Disponível em: <https://diariodonordeste.verdesmares.com.br/ceara/forte-chuva-de-127-milimetros-causa-transtornos-em-juazeiro-do-norte-veja-imagens-1.3293501>. Acesso em: 12 set. de 2024.

DIÁRIO DO NORDESTE. **Região Sul do Ceará registra maiores chuvas em 24h; Juazeiro tem alagamentos.** Diário do Nordeste, 22 mar. 2021. Disponível em: <https://diariodonordeste.verdesmares.com.br/regiao/regiao-sul-do-ceara-registra-maiores-chuvas-em-24h-juazeiro-tem-alagamentos-1.3059746>. Acesso em: 24 maio 2025.

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. **Manual de Drenagem Urbana.** Brasília: DNIT, 2006.

EPA – Environmental Protection Agency. **Storm Water Management Model (SWMM) – User's Manual Version 5.1.** Cincinnati: U.S. EPA, 2016.

EPA – Environmental Protection Agency. **Storm Water Management Model User's Manual Version 5.0.** Cincinnati: U.S. EPA, 2004.

EPA - United States Environmental Protection Agency. **Storm Water Management Model (SWMM) User's Manual, Version 5.2.** 2022. Disponível em: <https://www.epa.gov/system/files/documents/2022-02/storm-water-management-model-users-manual-version-5.2.pdf>. Acesso em: 12 fev. 2024.

FACH, S.; ENGELHARD, C. **On-site measures for stormwater management – development and simulation of a modular infiltration trench system.** Urban Water Journal, v. 10, n. 2, p. 111-121, 2013. DOI: <https://doi.org/10.1080/1573062X.2012.726229>.

FARIA, N. de O.; BARBASSA, A. P.; SILVEIRA, A. **Monitoramento, Modelagem e Simulação de Cenários para a Bacia do Córrego Barbado – Cuiabá/MT.** Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, v. 19, n. 1, p. 165–176, jan./mar. 2014. Disponível em: https://abrh.s3.sa-east-1.amazonaws.com/Sumarios/161/46d1c6369f28dbf9d0d8427e3fd2acf6_d402dfd7a0cb3371bd9c111527fb28df.pdf. Acesso em: 12 fev. de 2024.

FORMIGA, Klebber Teodomiro Martins; CARVALHO, Maira de; SILVA, Karla Alcione; SOARES, Alexandre Kepler. **Calibração do Storm Water Management Model (SWMM) utilizando algoritmos evolucionários multiobjetivo.** Engenharia Sanitária e Ambiental, Rio de Janeiro, v. 21, n. 4, p. 697–707, out./dez. 2016. DOI: [10.1590/S1413-41522016131862](https://doi.org/10.1590/S1413-41522016131862). Acesso em: 12 fev. de 2024.

FUNCEME - FUNDAÇÃO CEARENSE DE METEOROLOGIA E RECURSOS HÍDRICOS. **Postos Pluviométricos.** s.d. Disponível em: https://www.funceme.br/?page_id=2694. Acesso em: 12 fev. 2024.

G1 CEARÁ. **Carro fica submerso após forte chuva em Juazeiro do Norte.** G1, 21 jan. 2025. Disponível em: <https://g1.globo.com/ce/ceara/noticia/2025/01/21/carro-fica-submerso-apos-forte-chuva-em-juazeiro-do-norte.ghtml>. Acesso em: 12 fev. de 2024.

G1 CEARÁ. **Forte chuva provoca alagamentos em ruas e avenidas de Juazeiro do Norte.** G1 Ceará, 4 nov. 2022. Disponível em: <https://g1.globo.com/ce/ceara/cariri/noticia/2022/11/04/forte-chuva-provoca-alagamentos-em-ruas-e-avenidas-de-juazeiro-do-norte.ghtml>. Acesso em: 3 set. 2025.

GARCIA, Joaquin Ignacio Bonnecarrère. **Monitoramento hidrológico e modelagem da drenagem urbana da bacia hidrográfica do Arroio Cancela – RS. 2005.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2005.

Disponível em: <https://repositorio.ufsm.br/handle/1/7668>. Acesso em: 12 fev. de 2024.

GLOBO, G1. Chuva de 104 milímetros é a maior registrada em Juazeiro do Norte no ano, diz FUNCEME. 2023. Disponível em: <https://g1.globo.com/ce/ceara/cariri/noticia/2023/12/18/chuva-de-104-milimetros-e-a-maior-registrada-em-juazeiro-do-norte-no-ano-diz-funceme.ghtml>. Acesso em: 12 fev. 2024.

GLOBO, G1. Chuva de 104 milímetros é a maior registrada em Juazeiro do Norte no ano, diz FUNCEME. 2023. Disponível em: <https://g1.globo.com/ce/ceara/cariri/noticia/2023/12/18/chuva-de-104-milimetros-e-a-maior-registrada-em-juazeiro-do-norte-no-ano-diz-funceme.ghtml>. Acesso em: 12 fev. 2024.

GONÇALVES, P.A. de S.; FERNANDES, R. de O. 2022. Caracterização fisiográfica e do uso e ocupação de bacias urbanas em Juazeiro do norte/CE. Revista AIDIS de ingeniería y ciencias ambientales: Investigación, desarrollo y práctica. 15, 2 (ago. 2022), 632–648. DOI: <https://doi.org/10.22201/iingen.0718378xe.2022.15.2.79088>

GONÇALVES, R. A. DE L.; PEREIRA, M. C. Drenagem urbana: propostas de soluções para o município de Sinop-MT. Sinop - MT: Repositório Institucional FASIPE, 2020. 19 p. Disponível em: <http://104.207.146.252:8080/xmlui/handle/123456789/462>. Acesso em: 15 fev. 2024.

GUAN, Mingfu; SILLANPÄÄ, Nora; KOIVUSALO, Harri. Assessment of LID practices for restoring pre-development runoff regime in an urbanized catchment in Southern Finland. Water Science and Technology, v. 71, n. 10, p. 1485–1491, 2015. DOI: [10.2166/wst.2015.129](https://doi.org/10.2166/wst.2015.129). Acesso em: 12 fev. de 2024.

GUO, R.; JOHNSON, D.; ZHOU, Y.; LEE, J.; MILLER, A. Untangling the myth of flood risk and mitigation in affluent inland urban neighbourhood – A case study of the Onion Creek Neighbourhood in Austin, Texas. Science of The Total Environment, Amsterdam, v. 901, p. 166113, 2023. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2023.166113>.

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Juazeiro do Norte (CE) – Cidades e Estados. 2022. Disponível em: <https://www.ibge.gov.br/cidades-e-estados/ce/juazeiro-do-norte.html>. Acesso em: 13 fev. 2024.

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Censo Demográfico 2010: Características da população e dos domicílios: resultados do universo. Rio de Janeiro: IBGE, 2011. Disponível em: <https://censo2010.ibge.gov.br/>. Acesso em: 24 maio 2025.

INDE – Infraestrutura Nacional de Dados Espaciais. Catálogo de metadados geoespaciais. Brasília: INDE, 2024. Disponível em: <https://metadados.inde.gov.br/geonetwork/srv/por/catalog.search#/metadata/f2382bf5-d583-42ea-9cc4-d17cc7ae5b>. Acesso em: 3 set. 2025.

INSTITUTO DE PESQUISA E ESTRATÉGIA ECONÔMICA DO CEARÁ. **Os objetivos de desenvolvimento sustentável e as ações do governo do Ceará.** Fortaleza: IPECE, 2022. Disponível em: https://www.ipece.ce.gov.br/wp-content/uploads/sites/45/2024/01/Relatorio_ODS_2022.pdf. Acesso em: 31 ago. 2024.

INSTITUTO TRATA BRASIL. **Investimento em drenagem urbana precisa mais que dobrar para alcançar universalização até 2033.** Brasília, 22 maio 2025. Disponível em: <https://tratabrasil.org.br/investimento-drenagem-mais-que-dobrar-universalizacao/>. Acesso em: 12 set. de 2024.

IPECE - Instituto de Pesquisa e Estratégia Econômica do Ceará. **Perfil Básico Municipal: Juazeiro do Norte.** Fortaleza: IPECE, 2017. Disponível em: https://www.ipece.ce.gov.br/wp-content/uploads/sites/45/2018/09/Juazeiro_do_Norte_2017.pdf. Acesso em: 24 maio 2025.

JABUR, J. R.; LIMA, S. G. de; SANTOS, G. A. dos; PEREIRA, D. S. **Determinação da capacidade de infiltração de pavimentos permeáveis.** *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Porto Alegre, v. 20, n. 4, p. 869-878, out./dez. 2015. DOI: <https://doi.org/10.21168/rbrh.v20n4.p869-878>. Acesso em: 3 set. 2025.

JUAZEIRO DO NORTE (CE). Prefeitura Municipal. **Bairro Lagoa Seca é contemplado com obras de macrodrenagem.** Prefeitura Municipal de Juazeiro do Norte, 7 jan. 2025. Disponível em: <https://www.juazeirodonorte.ce.gov.br/informa.php?id=30017>. Acesso em: 3 set. 2025.

JUAZEIRO DO NORTE, Prefeitura Municipal de Juazeiro do. **Plano Municipal de Saneamento Básico de Juazeiro do Norte/CE: relatório do diagnóstico da situação e seus impactos nas condições de vida - RDS.** Juazeiro do Norte/CE: Consórcio Dh-Cariri, 2013. 346p.

LI, Y.; ZHANG, J.; CHEN, Z.; ZHAO, J.; WANG, S. **Evaluation of urban infrastructure resilience based on risk-resilience coupling:** A case study of Zhengzhou City. *Land*, Basel, v. 14, n. 3, p. 530, 2024. DOI: <https://doi.org/10.3390/land14030530>.

LOPES, M. de C.; RABELO, K. B.; DA LUZ, V. A. P.; DE LACERDA, P. R.; DA COSTA, C. T. F.; BANDEIRA, A. P. N. **Mapeamento do uso e ocupação do solo da microbacia hidrográfica do Riacho Timbaúbas em Juazeiro do Norte-CE utilizando SIG.** *Revista de Geociências do Nordeste*, [S.L.], v. 10, n. 1, p. 24-36, 31 jan. 2024. Universidade Federal do Rio Grande do Norte - UFRN. <http://dx.doi.org/10.21680/2447-3359.2024v10n1id33855>. Acesso em: 12 fev. de 2024.

LOPES, M. de C.; RABELO, K. B.; DA LUZ, V. A. P.; DE LACERDA, P. R.; DA COSTA, C. T. F.; BANDEIRA, A. P. N. **Mapeamento do uso e ocupação do solo da microbacia hidrográfica do Riacho Timbaúbas em Juazeiro do Norte-CE**

utilizando SIG. Revista de Geociências do Nordeste, [S.L.], v. 10, n. 1, p. 24-36, 31 jan. 2024. Universidade Federal do Rio Grande do Norte - UFRN.

<http://dx.doi.org/10.21680/2447-3359.2024v10n1id33855>. Acesso em: 12 fev. de 2024.

LUNA, C. R.; FRANÇA, E. B.; BONITO, L. R.; DUTRA, L. B.; RANGEL, R. M.; VADAS, R. G. **Incorporação de técnicas LID (Low Impact Development) em edifícios.** [Trabalho de Conclusão de Curso] Escola de Engenharia Mackenzie. Adelpha Repositório Digital, 2020. Disponível em: <https://dspace.mackenzie.br/handle/10899/29287>. Acesso em: 25 jan. 2024.

MANUAL DO SWMM BRASIL. EPA 5.0-Modelo de Gestão de Drenagem Urbana. 2012. Disponível em: https://ct.ufpb.br/lenhs/contents/documentos/programa_swmm/manual_swmm.pdf. Acesso em: 12 fev. de 2024.

MAROSTICA, S. D. **Método de aplicação de técnicas de baixo impacto (LID) no controle dos alagamentos urbanos: o caso da sub-bacia do Arroio Dilúvio, RS.** 2023. 232 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Programa de Pós-Graduação em Planejamento Urbano e Regional, Faculdade de Arquitetura, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2023. Disponível em: <https://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/265392>. Acesso em: 01 fev. 2024.

MATEUS, G. S. **Análise dos efeitos do uso e ocupação do solo na microbacia Juazeiro do Norte - CE.** 2023. 57 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Unidade Acadêmica de Ciências e Tecnologia Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, Pombal - PB, 2023. Disponível em: <http://dspace.sti.ufcg.edu.br:8080/jspui/bitstream/riufcg/29110/1/GABRIELLY%20SILVA%20MATEUS%20E2%80%93%20ENGENHARIA%20CIVIL%202023.pdf>. Acesso em: 13 fev. 2024.

MEDAU, I. Análise dos dispositivos de drenagem urbana na Avenida São Francisco, Anápolis/GO. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Centro Universitário de Anápolis, Anápolis, 2018.

MELO, T. dos A. T. DE; COUTINHO, A. P.; CABRAL, J. J. da S. P.; ANTONINO, A. C. D.; CIRILO, J. A. **Jardim de chuva:** sistema de biorretenção para o manejo das águas pluviais urbanas. *Ambiente Construído*, Porto Alegre, v. 14, n. 4, p. 147–165, 2014. Disponível em: <https://seer.ufrgs.br/index.php/ambienteconstruido/article/view/43431>. Acesso em: 3 fev. 2025.

MENDES, A. T.; SANTOS, G. R. Infraestruturas sustentáveis no Brasil: oportunidades para o saneamento e políticas urbanas. *Boletim Regional, Urbano e Ambiental*, n. 25, 2021.

MENDES, C. A. B.; LYRA, G. B.; SILVA, D. D.; SILVA, A. R.; RIBEIRO, L. F. GAM-Idf: Software para ajuste de equações intensidade-duração-frequência de chuvas máximas utilizando modelos aditivos generalizados. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 20, n. 2, p. 502-513, 2015.

MÉNDEZ-MORALES, Maikel. Calibración y validación del modelo hidrológico SWMM en cuencas hidrográficas de alta pendiente en Costa Rica. **Tecnología en Marcha**, Cartago, v. 26, n. 2, p. 20–32, abr./jun. 2013. DOI: 10.18845/tm.v26i2.1400. Disponível em: <https://www.redalyc.org/pdf/6998/699878386003.pdf>. Acesso em: 12 fev. de 2024.

Meneses, Erika Alves de; ALVES, Camila Gonzaga Lustosa; ALVES, Carlos Felipe Lima; PEREIRA, Tays Gregório; FONTENELE, Sávio de Brito. **Análise morfométrica e ambiental da microbacia hidrográfica da Lagoa da APUC – Juazeiro do Norte/CE**. In: XV Simpósio de Recursos Hídricos do Nordeste, 2020, Juazeiro do Norte, CE. Anais... 10 p.

MINISTÉRIO PÚBLICO DO ESTADO DO CEARÁ (MPCE). **MP do Ceará cobra da Prefeitura de Juazeiro do Norte medidas para minimizar alagamentos na região da Lagoa do Apuc após chuvas**. MPCE, 23 jan. 2025. Disponível em: <https://mpce.mp.br/2025/01/mp-do-ceara-cobra-da-prefeitura-de-juazeiro-do-norte-medidas-para-minimizar-alagamentos-na-regiao-da-lagoa-do-apuc-apos-chuvas/>. Acesso em: 3 set. 2025.

MOAFI RABORI, Ali; GHAZAVI, Reza; AHADNEJAD REVESHTY, Mohsen. **Sensitivity analysis of SWMM model parameters for urban runoff estimation in a semi-arid area**. Journal of Biodiversity and Environmental Sciences, [S.I.], v. 10, n. 5, p. 284–294, 2017. Disponível em: <https://www.innspub.net/wp-content/uploads/2022/09/JBES-V10-No5-p284-294.pdf>. Acesso em: 12 fev. de 2024.

MORAES, G. F. de; LIMA, E. B. N. R.; FERRAREZ, E. M. **Caracterização Fisiográfica e do uso e Ocupação do Solo das Microbacias Urbanas da Cidade de Cuiabá-MT**. E&S Engineering And Science, [S.L.], v. 7, n. 2, p. 42-53, 27 jun. 2018. Universidade Federal de Mato Grosso. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.18607/es201876822>. Acesso em: 02 fev. 2024.

NASCIMENTO, R. S. **Estudo de drenagem urbana aplicando o método tradicional e um método computacional - Plataforma SWMM**: (área de estudo bairro Jardim São Cristóvão, São Luís - MA). 2018. 111 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Maranhão, São Luís - MA, 2018.

NEWS CARIRI. **Ao vivo: casas são invadidas por água acumulada das chuvas em Juazeiro do Norte**. News Cariri, 19 jan. 2025. Disponível em: <https://www.newscariri.com.br/2025/01/ao-vivo-casas-sao-invadidas-por-agua-acumulada-das-chuvas-em-juazeiro-do-norte>. Acesso em: 3 set. 2025.

NOBRE, R. F.; SILVA, L. de A.; LIMA, L. M. **Estudo de vazões máximas de projeto usando uma distribuição de Gumbel**. Research, Society and Development, v. 10, n. 12, e140101220098, 2021. ISSN 2525-3409. DOI: <http://dx.doi.org/10.33448/rsd-v10i12.20098>. Acesso em: 10 fev. 2024.

ONU – ORGANIZAÇÃO DAS NAÇÕES UNIDAS. **Objetivos de Desenvolvimento Sustentável - ODS**. Disponível em <<https://odsbrasil.gov.br/home/agenda>>. Acesso em: 30 de ago. 2024.

OTTONI, A. B.; ROSIN, J. A. R. G.; FOLONI, F. M.. **Drenagem urbana: soluções alternativas sustentáveis**. Tupã: Associação Amigos da Natureza, 2018.

PALÁCIO, O.; OLIVEIRA, W. C.; MEIRELES, A. **Análise de Susceptibilidade a Alagamentos em Juazeiro do Norte**. *Revista Brasileira de Geografia Física e Geotecnologias*, Recife, v. 14, n. 6, p. 123-135, jun. 2024.
<http://dx.doi.org/10.26848/rbgf.v14.4.p2204-2219>. 30 de ago. 2024.

PALLA, Anna; GNECCO, Ilaria. **Hydrologic modeling of Low Impact Development systems at the urban catchment scale**. *Journal of Hydrology*, [S.I.], v. 528, p. 361–368, set. 2015. DOI: [10.1016/j.jhydrol.2015.06.058](https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2015.06.058). Acesso em: 12 fev. de 2024.

PEREIRA, C. M. C. e. **Análise socioambiental da cidade de Juazeiro do Norte: subsídios para a construção da agenda 21 local**. 2013. 158 f. Tese (Doutorado) - Curso de Instituto de Geociências e Ciências Exatas, Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho, Rio Claro - SP, 2013. Disponível em: <https://repositorio.unesp.br/server/api/core/bitstreams/57b7bb3a-b5a8-4b0f-890301f79f81e7aa/content>. Acesso em: 30 ago. 2024.

PETRUCCI, E.; AZEVEDO, L. M. de. **Análise dos eventos extremos de precipitação máxima no município de Cachoeira do Sul/RS, de 1987 a 2020**. *Revista de Geografia*, v. 40, n. 3, p. 258-281, 2024. Disponível em: <https://doi.org/10.51359/2238-6211.2023.253447>.

PIROLI, E. L. *Manejo integrado de bacias hidrográficas*. In: **Água e bacias hidrográficas: planejamento, gestão e manejo para enfrentamento das crises hídricas** [online]. São Paulo: Editora UNESP, 2022, pp. 87-123. ISBN: 978-65-5714-298-1. Disponível em: <https://doi.org/10.7476/9786557142981.0009>. Acesso em: 01 fev. 2024.

PMSP – Prefeitura do Município de São Paulo. **Manual de Drenagem Urbana de São Paulo**. São Paulo: Secretaria Municipal de Infraestrutura Urbana e Obras, 2018.

PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO PAULO. **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: gerenciamento do sistema de drenagem urbana**. Volume 1. São Paulo: Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano (SMDU), 2012. 168 p. Disponível em: https://www.prefeitura.sp.gov.br/cidade/secretarias/upload/desenvolvimento_urbano/arquivos/manual-drenagem_v1.pdf. Acesso em: 10 fev. 2024.

REFSGAARD, Jens C.; STORM, B. **Construction, Calibration and Validation of Hydrological Models**. In: ABBOTT, M. B.; REFSGAARD, J. C. (Eds.). *Distributed Hydrological Modelling* (Water Science and Technology Library, vol. 22). Dordrecht: Springer-Verlag, 1990. p. 41–54. DOI:[10.1007/978-94-009-0257-2_3](https://doi.org/10.1007/978-94-009-0257-2_3).

REIS, V. C. L. dos; SOUZA, J. F. de; ZORZAL, F. M. B.; ROCHA, S. F.; ROCHA, V. J. dos R. **Gestão da drenagem urbana na capital do Estado do Espírito Santo**. *Revista Eletrônica de Gestão e Tecnologias Ambientais*, [S.L.], v. 8, n. 2, p. 48, 24

dez. 2020. Universidade Federal da Bahia. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.9771/gesta.v8i2.42179>. Acesso em: 10 fev. 2024.

RIBEIRO, C. C. B. **Aplicabilidade Do Modelo SWMM No Planejamento Da Drenagem De Bacias Urbanas Brasileiras.** *Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento*. Ano 03, Ed. 12, Vol. 07, pp. 100-112 dezembro de 2018. ISSN:2448-0959. Acesso em: 12 fev. de 2024.

ROCHA, Nayda. **Planejamento urbano da bacia do Córrego Samambaia (Goiânia - GO) utilizando o SWMM – Storm Water Management Model.** 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2013.

RODRIGUES, N. M.; RODRIGUES, C. E. F.; RODRIGUES, C. R. **The lack of urban drainage in brazilian cities.** *Research, Society and Development*, [S. l.], v. 11, n. 6, p. e54911629652, 2022. DOI: <http://dx.doi.org/10.33448/rsd-v11i6.29652>. Acesso em: 02 fev. 2024.

ROSA, David J.; CLAUSEN, John C.; DIETZ, Michael E. **Calibration and verification of SWMM for low impact development.** *Journal of the American Water Resources Association*, [S.I.], v. 51, n. 3, p. 746–757, 2015. DOI: 10.1111/jawr.12272. Disponível em: <https://doi.org/10.1111/jawr.12272> . Acesso em: 12 fev. de 2024.

ROSA, T. A. da C. **Elaboração de um sistema de drenagem urbana de um loteamento na cidade de Uberlândia com uso do programa SWMM.** 2023. 57 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2023. Disponível em: <<https://repositorio.ufu.br/bitstream/123456789/38438/1/Elabora%C3%A7%C3%A3oUmSistema.pdf>>. Acesso em: 10 fev. 2024.

ROSSMAN, Lewis A. **Storm Water Management Model User's Manual Version 5.0.** Cincinnati: U.S. EPA, 2010.

ROSSMAN, Lewis A.; HUBER, Wayne C. **Storm Water Management Model Reference Manual Volume I – Hydrology.** U.S. Environmental Protection Agency, Office of Research and Development, National Risk Management Research Laboratory; School of Civil and Construction Engineering, Oregon State University. Cincinnati, OH; Corvallis, OR, January 2016.

SAKIB, M.S.; ALAM, S.; SHAMPA; MURSHED, S.B.; KIRTUNIA, R.; MONDAL, M.S.; CHOWDHURY, A.I.A. **Impact of Urbanization on Pluvial Flooding: Insights from a Fast Growing Megacity, Dhaka.** *Water* 2023, 15, 3834. Disponível em: <https://doi.org/10.3390/w15213834>. Acesso em 30 jan. 2024.

SANTINI JÚNIOR, Maurício Antonio. **Modelagem hidrológica e hidráulica da sub-bacia do córrego Sem Nome, Ilha Solteira-SP, utilizando o software SWMM integrado ao ArcGIS.** 2018. 132 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Ilha Solteira, 2018.

SATIRO, R. S.; LIMA, R. G.; SOUSA, F. C. F.; DUARTE, F. K. D.; SOUSA, F. C. F. **Drenagem urbana de água pluviais**: cenário atual do sistema da cidade de Cajazeiras/PB. In: CONGRESSO INTERNACIONAL DE MEIO AMBIENTE E SOCIEDADE, 1; CONGRESSO INTERNACIONAL DA DIVERSIDADE DO SEMIÁRIDO, 2. *Anais*. 2019.

SEMACE – Secretaria Estadual do Meio Ambiente do Ceará. **Drenagem urbana do Rio Timbaúba**. Fortaleza: SEMACE, 14 jun. 2012. Disponível em: <https://www.semace.ce.gov.br/2012/06/14/drenagem-urbana-do-rio-timbauba/>. Acesso em: 12 fev. de 2024.

SHINMA, Taís Arriero. **Calibração multiobjetivo do SWMM aplicada à transformação chuva-vazão**. 2011. Dissertação (Mestrado em Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011. Disponível em: <https://teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18138/tde-18072011-135212/publico/TaisShinma.pdf>. Acesso em: 12 fev. de 2024.

SILVEIRA, J. P. M.; MOURA, M. M.; BESKOW, S.; BESKOW, T. L. C.; CUNHA, Z. A. **GAM-IDF: Generic Algorithm Methodology for IDF**. Pelotas: Universidade Federal de Pelotas – UFPel, 2023. Disponível em: <https://gphidro.shinyapps.io/gam-idf/>. Acesso em: 30 ago. 2025.

SIQUEIRA, Rejane Cristina; MOURA, Priscilla Macedo; SILVA, Talita Fernanda das Graças. **Methodology for the construction of an urban flood hazard chart**. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 24, n. 5, p. e40, 2019. *Metodologia para construção de gráfico de risco de inundações urbanas*. Disponível em: <https://repositorio.ufmg.br/handle/1843/57162> . Acesso em: 12 fev. de 2024.

SOUZA, Fábio P.; COSTA, Maria Elisa Leite; KOIDE, Sérgio. **Hydrological modelling and evaluation of detention ponds to improve urban drainage system and water quality**. Water, [S.I.], v. 11, n. 8, art. 1547, 2019. DOI: 10.3390/w11081547. Disponível em: <https://www.mdpi.com/2073-4441/11/8/1547> . Acesso em: 12 fev. de 2024.

SOBRINHA, M. dos A. de S. M.; BANDEIRA, A. P. N.; SOUZA NETO, J. B. de; COSTA, S. V.; SILVA, M. E. da. *Análise do potencial de erodibilidade de um solo de Juazeiro do Norte, Ceará*. **Revista Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental**, v. 11, n. 1, 2020. DOI: [10.29327/241867.11.1-1](https://doi.org/10.29327/241867.11.1-1).

TEIXEIRA, N. N.; ARAÚJO, A. V. S. **Gestão municipal de drenagem e manejo de águas pluviais**: avaliação dos impactos decorrentes da urbanização na Cidade Nova, Ilhéus-BA. *Revista Gesec*, Ilhéus, v. 14, n. 6, p. 9968-9997, jun. 2023. Disponível em: <http://doi.org/10.7769/gesec.v14i6>. Acesso em: 12 dez. 2023.

TEODORO, V. L. I., TEIXEIRA, D., COSTA, D. J. L., & FULLER, B. B. (2007). **O Conceito de Bacia Hidrográfica e a Importância da Caracterização Morfométrica para o Entendimento da Dinâmica Ambiental Local**. *Revista Brasileira Multidisciplinar*, 11(1), 137-156. Disponível em:

<https://doi.org/10.25061/2527-2675/ReBraM/2007.v11i1.236>. Acesso em: 30 jan. 2024.

TOSCAN NETO, Ângelo. **Simulação de sistemas de drenagem urbana sustentável aplicada em um loteamento urbano utilizando o EPA SWMM**. 2019. 100 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, PR, 2019. Disponível em: <https://educapes.capes.gov.br/handle/capes/658268>. Acesso em: 10 fev. 2024.

TSUJI, T. M., CARRARA DE FREITAS, T. F., Rocha Pereira, A., Uda, P. K., & Rodrigues Finotti, A. (2023). **Panorama dos instrumentos de planejamento e gestão da drenagem urbana no Brasil**. *Paranoá*, 16(34), 1–23. Disponível em: <https://doi.org/10.18830/issn.1679-0944.n34.2023.14>. Acesso em: 13 fev. 2024.

TUCCI, C. E. M. **Regulamentação da drenagem urbana no Brasil**. Revista de Gestão de Água da América Latina – REGA, Porto Alegre, v. 13, n. 1, p. 29 - 42, Jan/Jun 2016.

TUCCI, Carlos E. M. **Gestão da Drenagem Urbana**. 3. ed. Brasília: Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada – Ipea, 2012. 50 p. *Textos para Discussão CEPAL-IPEA*, 48. Disponível em: https://www.cepal.org/sites/default/files/publication/files/38004/LCBRSR274_pt.pdf. Acesso em: 12 dez. 2023.

TUCCI, Carlos E. M. **Gestão da Drenagem Urbana**. 3. ed. Brasília: Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada – Ipea, 2012. 50 p. *Textos para Discussão CEPAL-IPEA*, 48. Disponível em: https://www.cepal.org/sites/default/files/publication/files/38004/LCBRSR274_pt.pdf. Acesso em: 12 dez. 2023.

UFMG – Universidade Federal de Minas Gerais. **SisCCoH: Sistema Computacional para o Cálculo Hidráulico**. Belo Horizonte: UFMG, 2024.

UFPEL – Universidade Federal de Pelotas. **GAM-IDF**: Software para ajuste de equações intensidade-duração-frequência utilizando modelos aditivos generalizados. Pelotas: UFPel, 2024. Disponível em: <https://gam-idf.github.io>. Acesso em: 25 abr. 2025.

VERÍSSIMO, L. S.; CAVALCANTE, I. N. **Importância das águas subterrâneas – estudo de caso na região de Crato-Juazeiro do Norte-Barbalha, ao sul do Estado do Ceará – Brasil**. Águas Subterrâneas, São Paulo, v. 15, n. 2, 2001. Disponível em: <https://aguassubterraneas.abas.org/asubterraneas/article/view/24480>. Acesso em: 3 set. 2025.

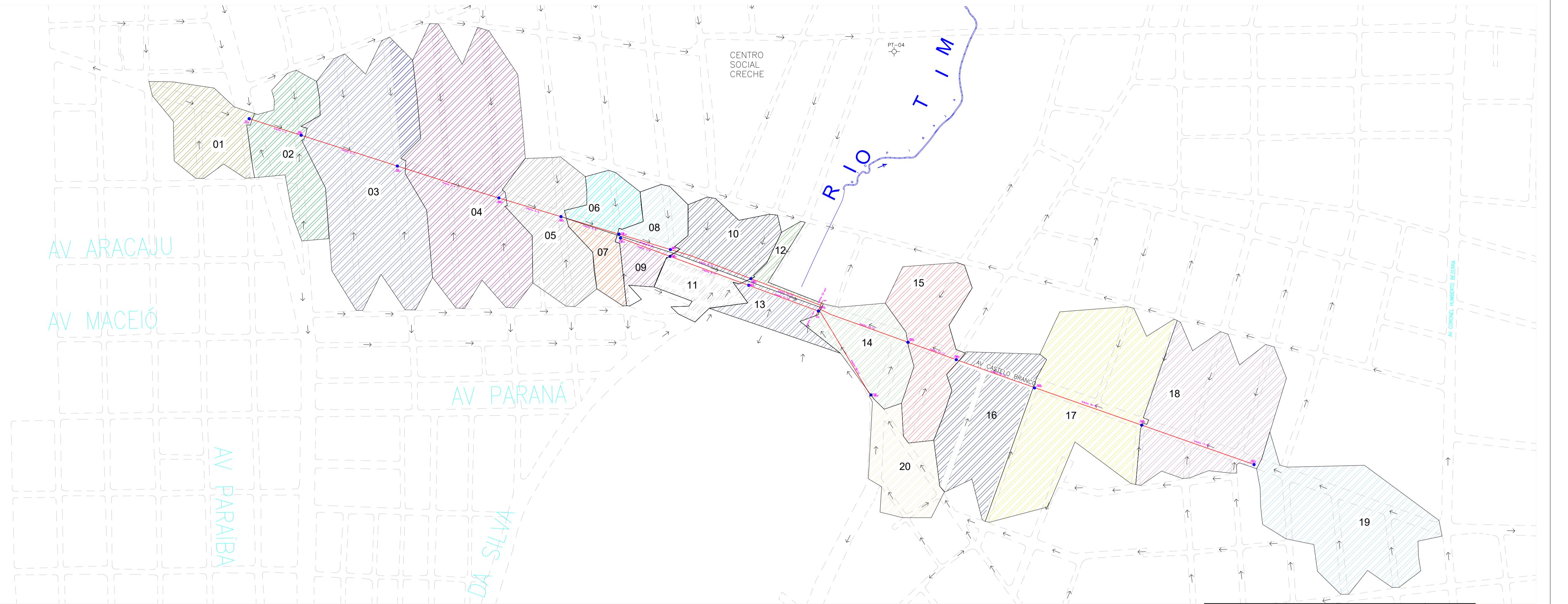
WANG, Jia; LIU, Jiahong; YANG, Zixin; MEI, Chao; WANG, Hao; ZHANG, Dongqing. **Green infrastructure optimization considering spatial functional zoning in urban stormwater management**. Journal of Environmental Management, v. 344, p. 118407, 2023. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2023.118407>. Acesso em: 12 dez. 2023.

WANG, X.; ZHAO, M.; LIU, Y.; ZHOU, Y.; ZHANG, L. **Dynamic evolution of urban infrastructure resilience and its spatial spillover effects**: An empirical study from China. *PLOS ONE*, San Francisco, v. 18, n. 3, e0282194, 2023. DOI: <https://doi.org/10.1371/journal.pone.0282194>.

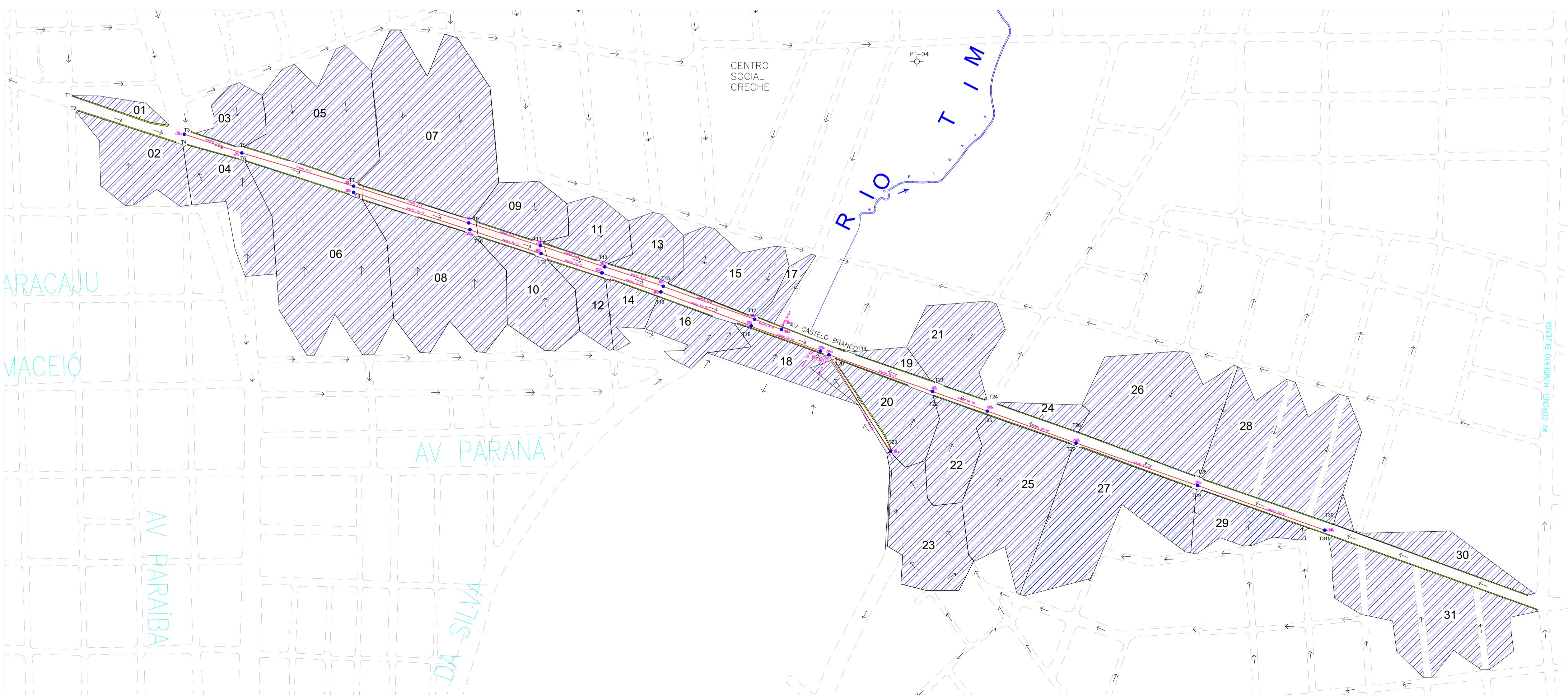
ZHOU, Q., LENG, G., SU, J., et al., 2019. **Comparison of urbanization and climate change impacts on urban flood volumes**: importance of urban planning and drainage adaptation. *Sci. Total Environ.* 658, 24–33.

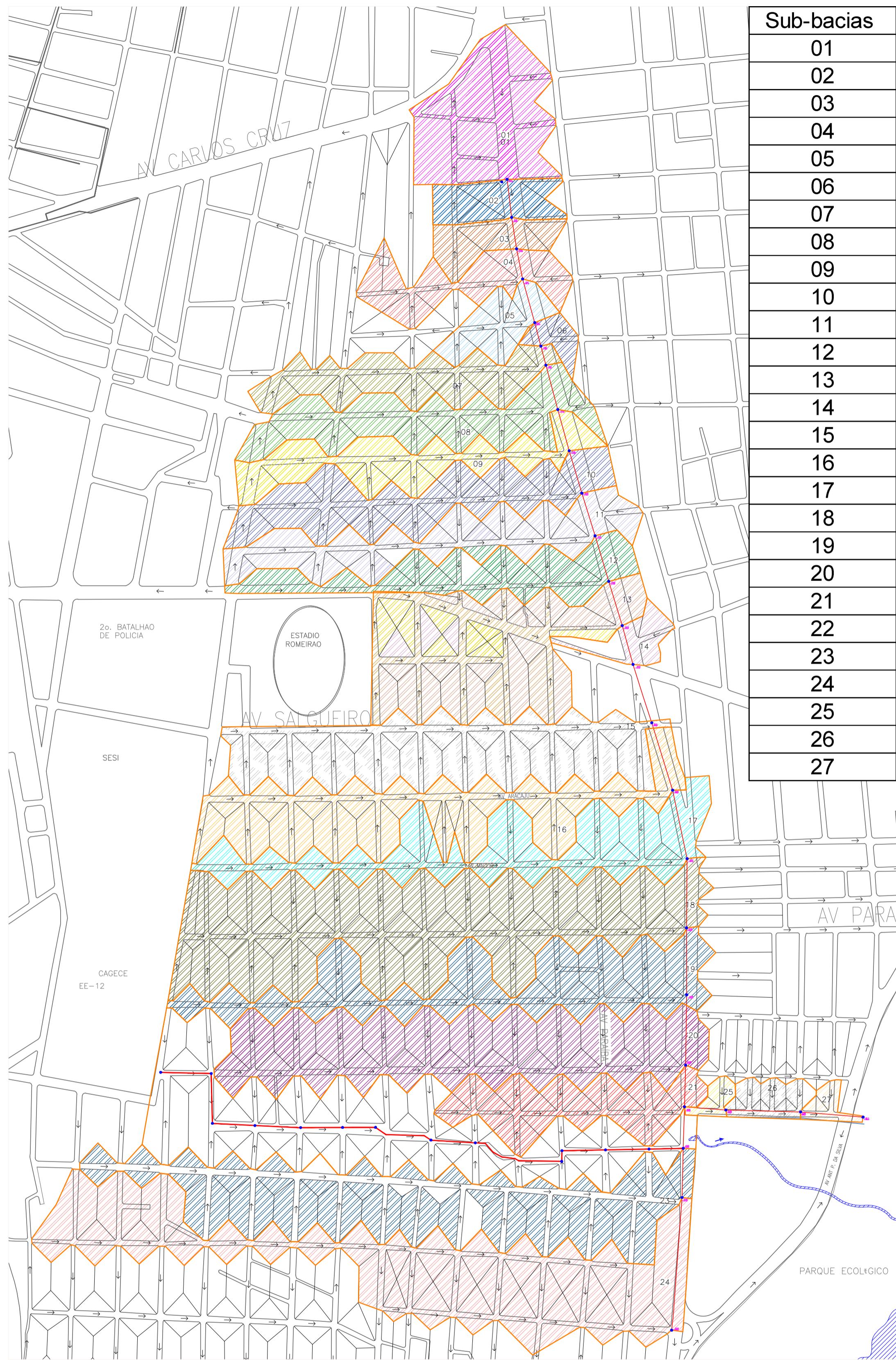
APÊNDICE A

Sub-bacia	Área (ha)
01	1.39
02	1.59
03	4.93
04	5.38
05	1.79
06	0.65
07	0.47
08	0.61
09	0.41
10	1.15
11	0.71
12	0.26
13	0.68
14	1.37
15	0.32
16	2.27
17	4.44
18	3.40
19	3.30
20	1.23

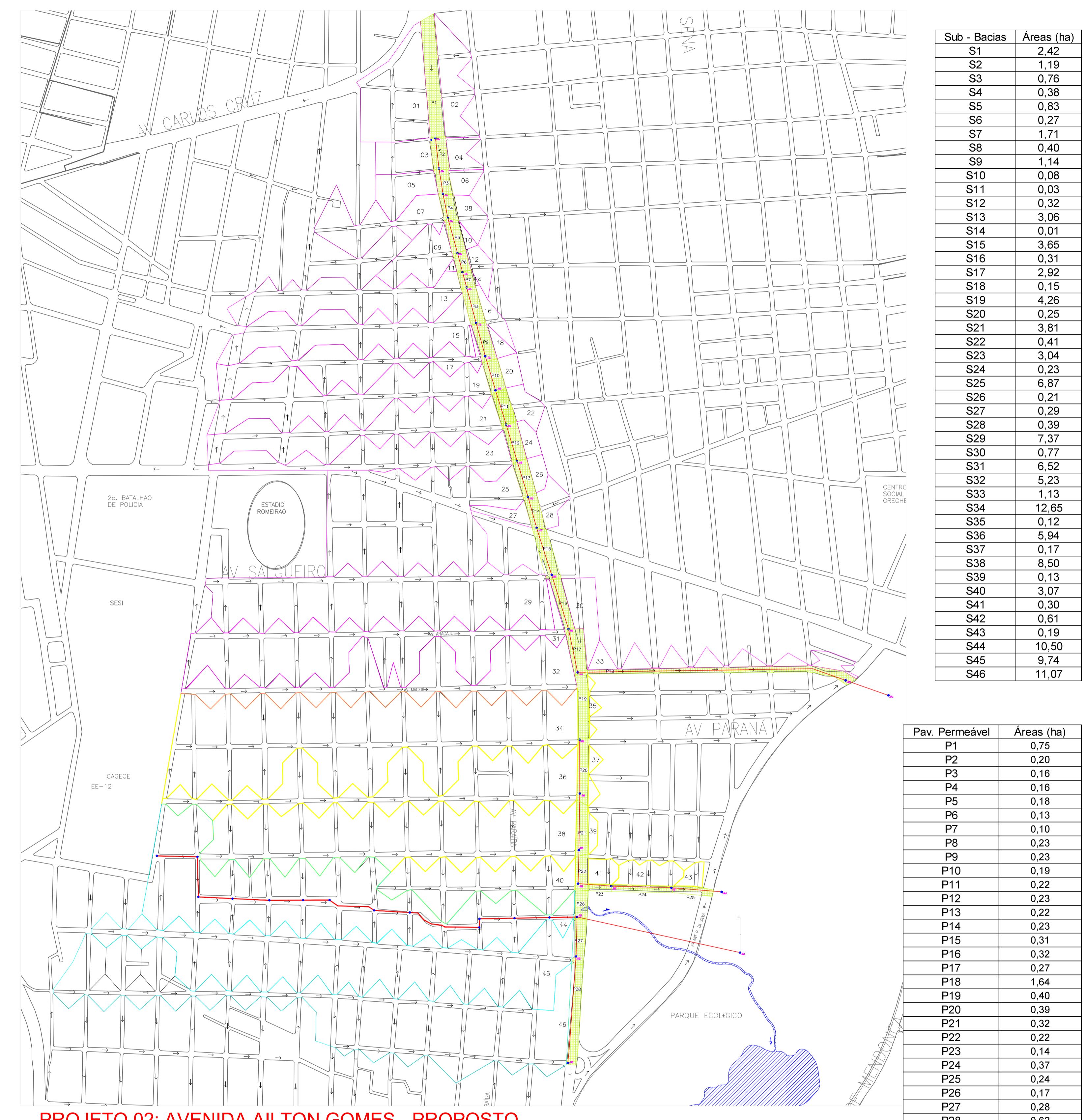


Áreas de influências	Áreas (ha)	Trincheiras de Infiltração	Áreas (ha)
S1	0.1566	T1	0.0151
S2	0.9860	T2	0.0151
S3	0.4540	T3	0.0078
S4	0.9996	T4	0.0078
S5	1.8522	T5	0.0152
S6	2.8018	T6	0.0152
S7	2.9782	T7	0.0154
S8	2.1339	T8	0.0154
S9	0.6680	T9	0.0095
S10	0.9648	T10	0.0095
S11	0.5759	T11	0.0087
S12	0.3921	T12	0.0087
S13	0.5150	T13	0.008
S14	0.3321	T14	0.008
S15	1.0525	T15	0.0122
S16	0.5928	T16	0.0122
S17	0.1810	T17	0.0109
S18	0.5840	T18	0.0109
S19	0.1653	T19	0.0126
S20	0.8868	T20	0.0126
S21	1.0398	T21	0.0077
S22	0.7317	T22	0.0077
S23	1.2552	T23	0.0198
S24	0.2163	T24	0.0124
S25	1.8564	T25	0.0124
S26	2.1049	T26	0.0165
S27	2.0547	T27	0.0165
S28	2.5012	T28	0.0181
S29	0.6391	T29	0.0181
S30	0.5915	T30	0.0271
S31	2.2978	T31	0.0271

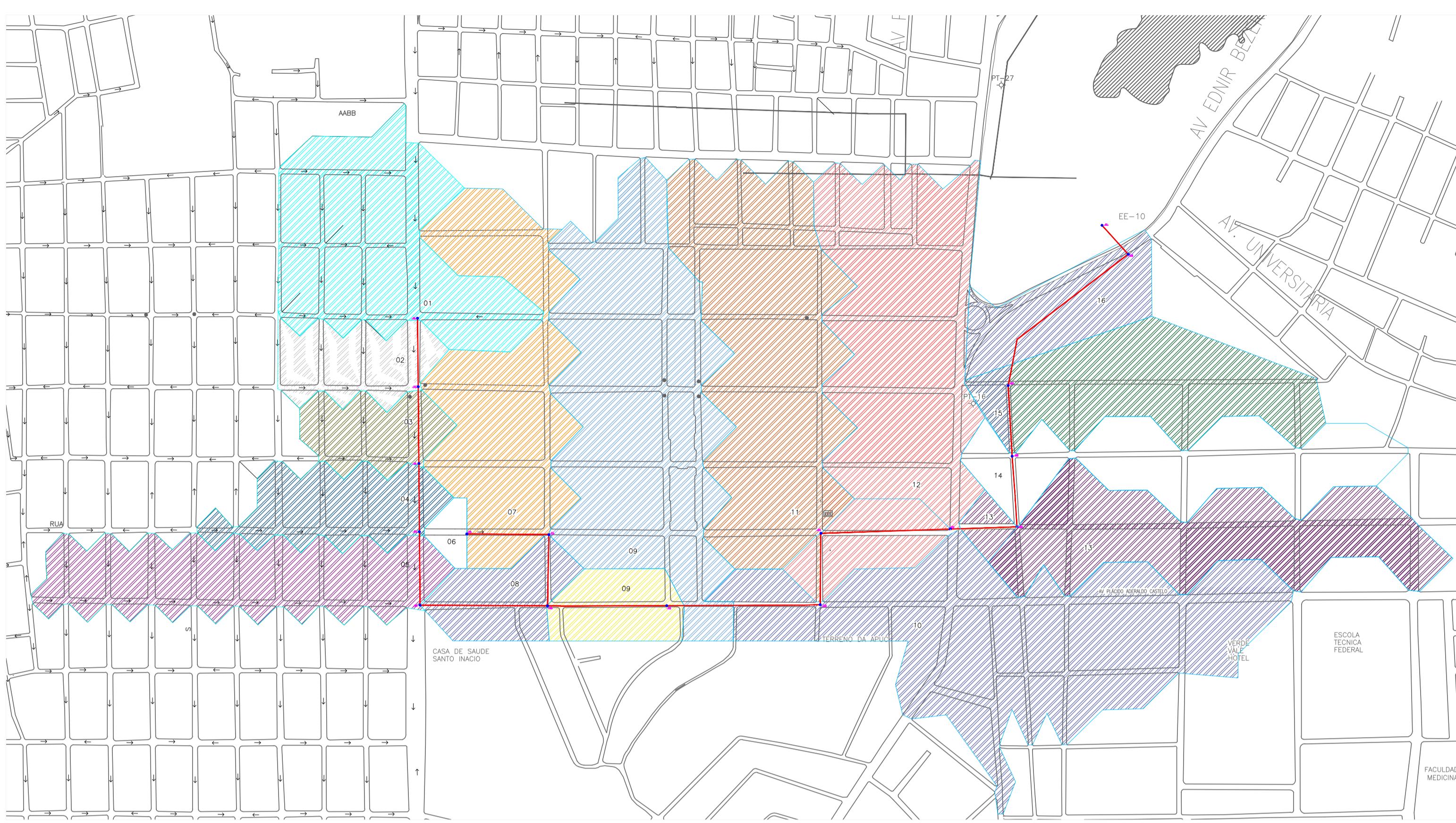




PROJETO 02: AVENIDA AILTON GOMES - EXISTENTE
ESC. 1/1

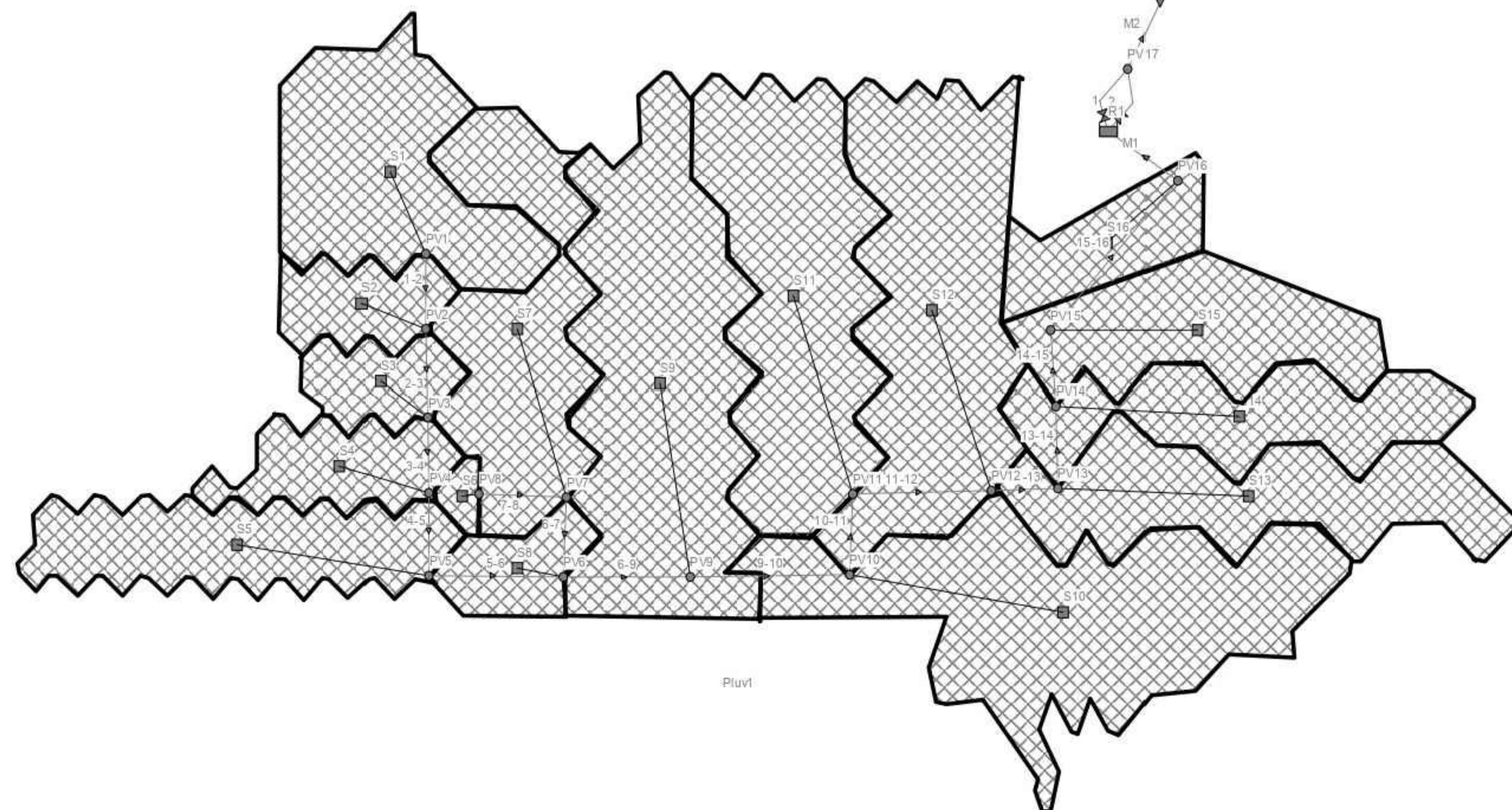


PROJETO 02: AVENIDA AILTON GOMES - PROPOSTO
ESC. 1/1



PROJETO 03: AVENIDA PLÁCIDO ADERALDO CASTELO - EXISTENTE

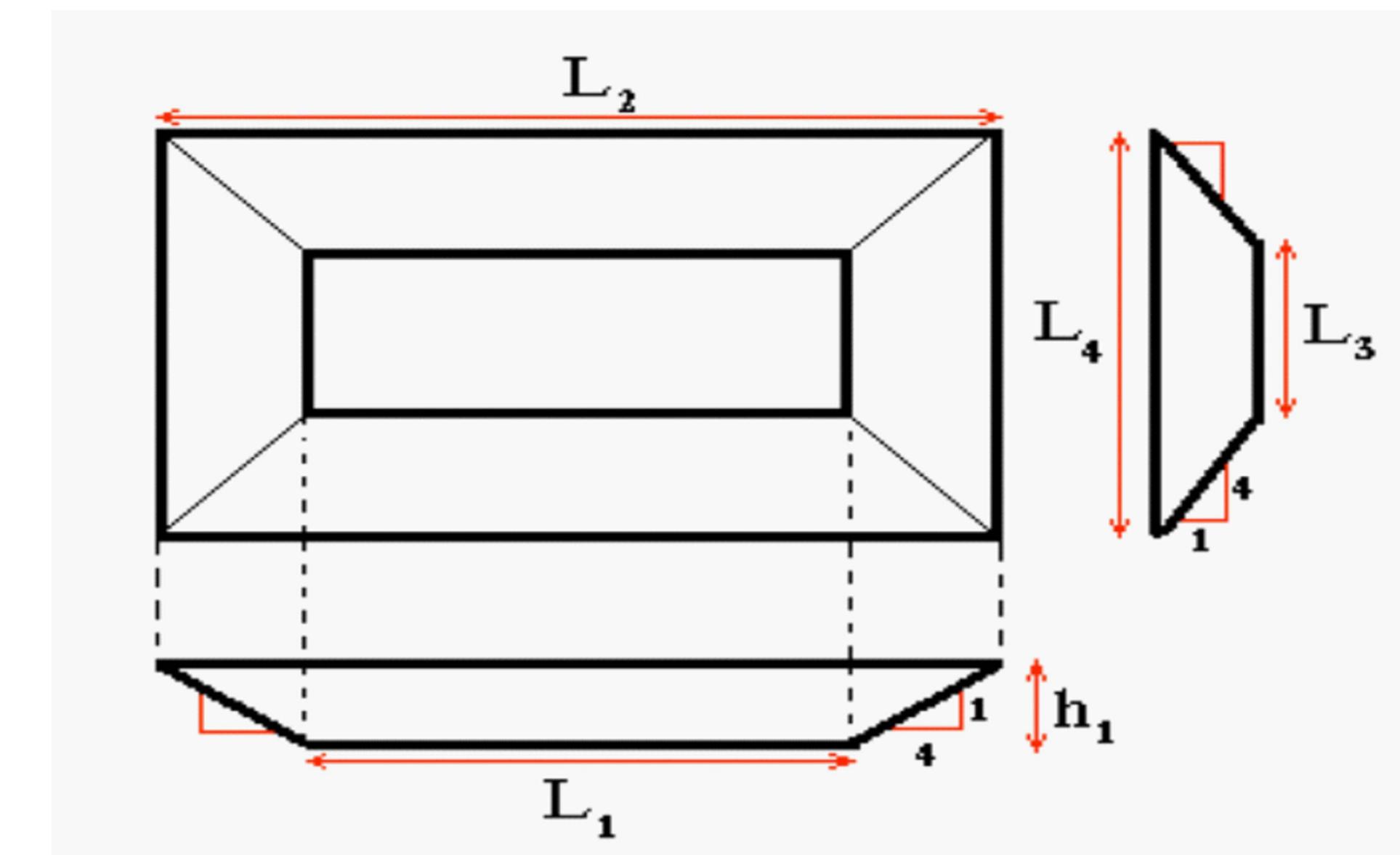
ESC. 1/1



PROJETO 03: AVENIDA PLÁCIDO ADERALDO CASTELO - PROPOSTO (RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO) ESC. 1/1

Sub-bacias	A (ha)
01	12,71
02	3,81
03	3,24
04	4,96
05	9,80
06	0,71
07	12,44
08	3,42
09	22,19
10	22,11
11	17,37
12	19,16
13	12,19
14	9,29
15	9,90
16	4,81

PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO



Em metros:

51,91

56,78

25,95

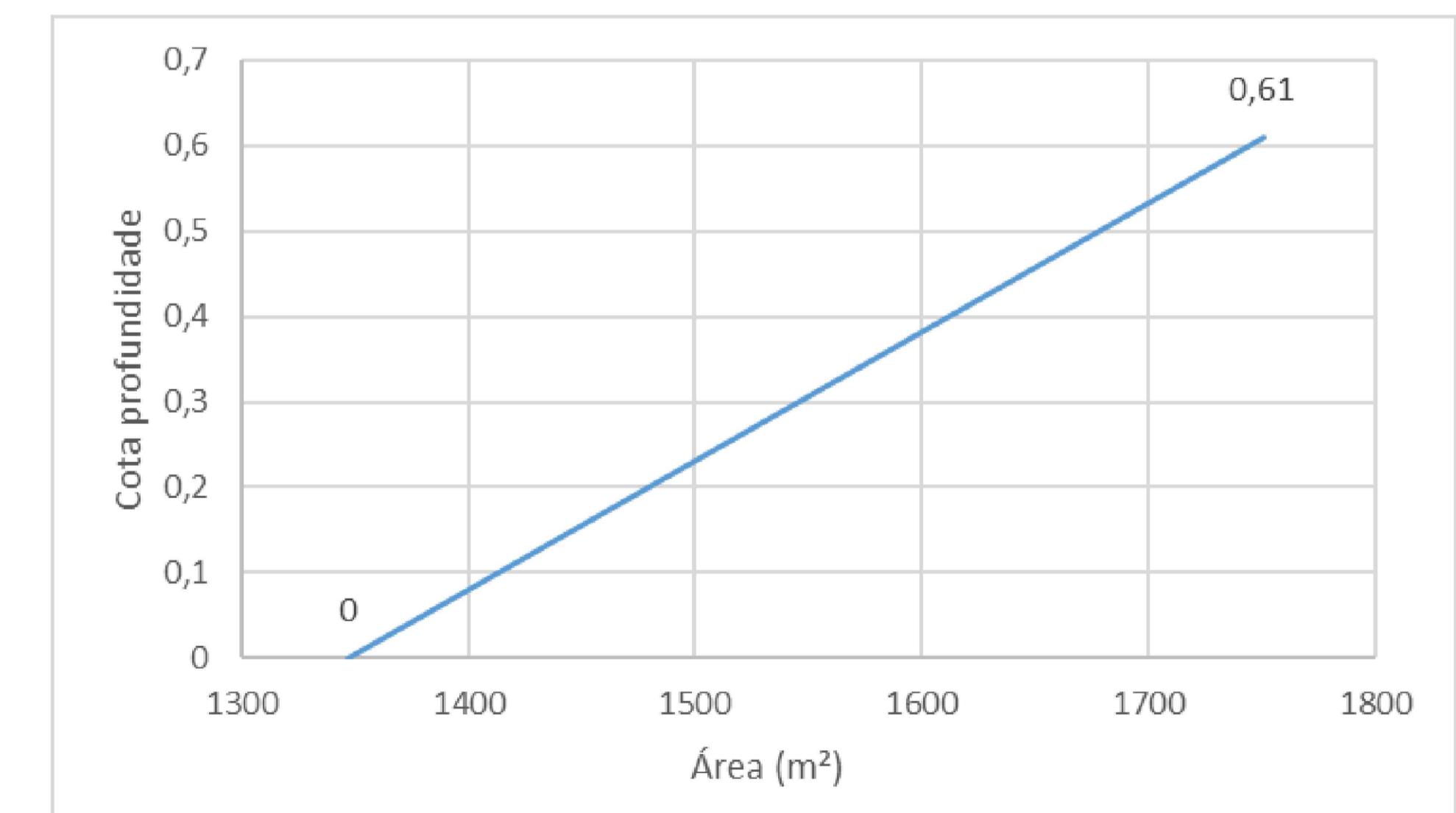
30,83

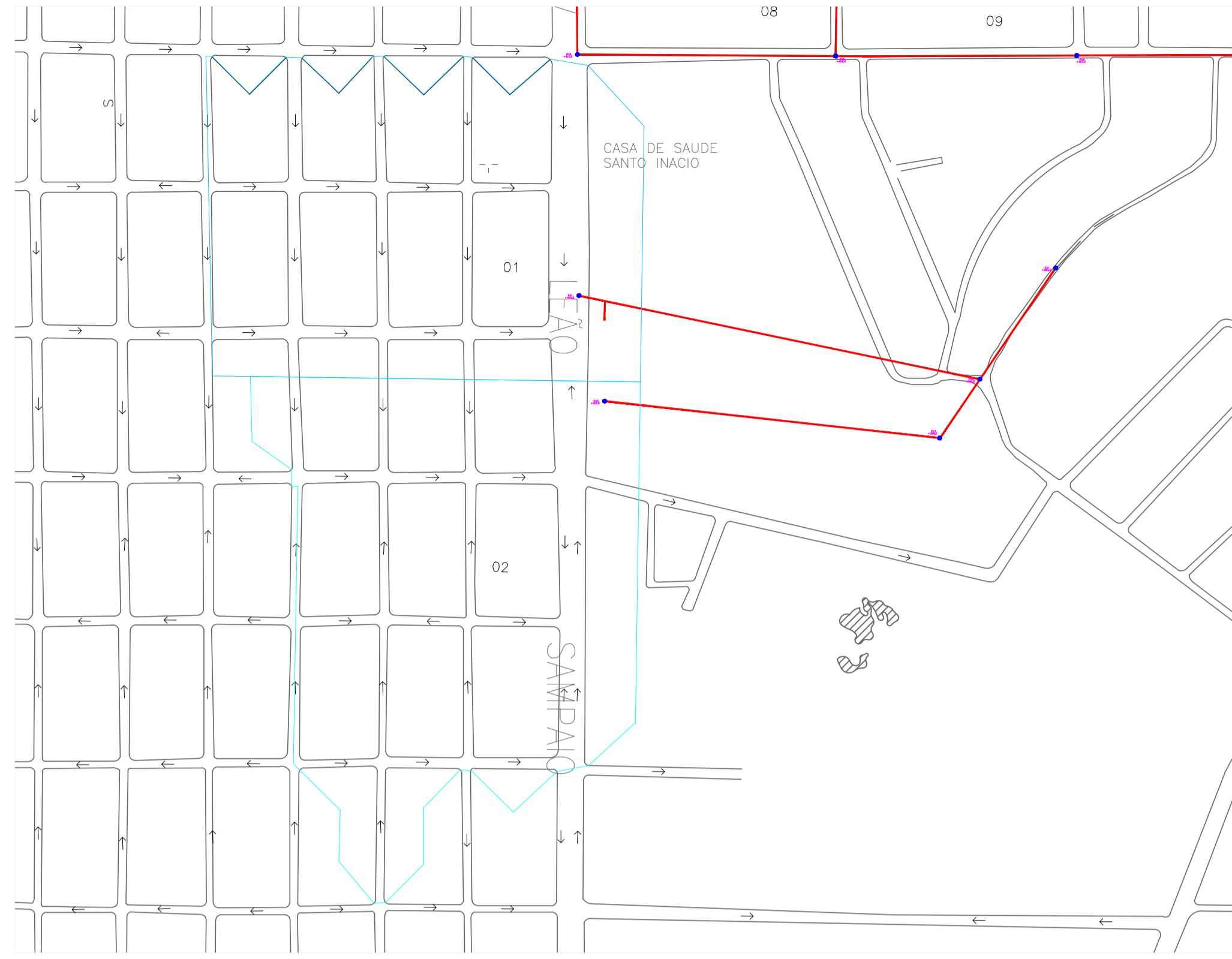
0,61

$$\text{VOLUME} = \frac{2L_3^2 + (2L_3 + 8h_1).(L_3 + 8h_1)}{2} \cdot h_1$$

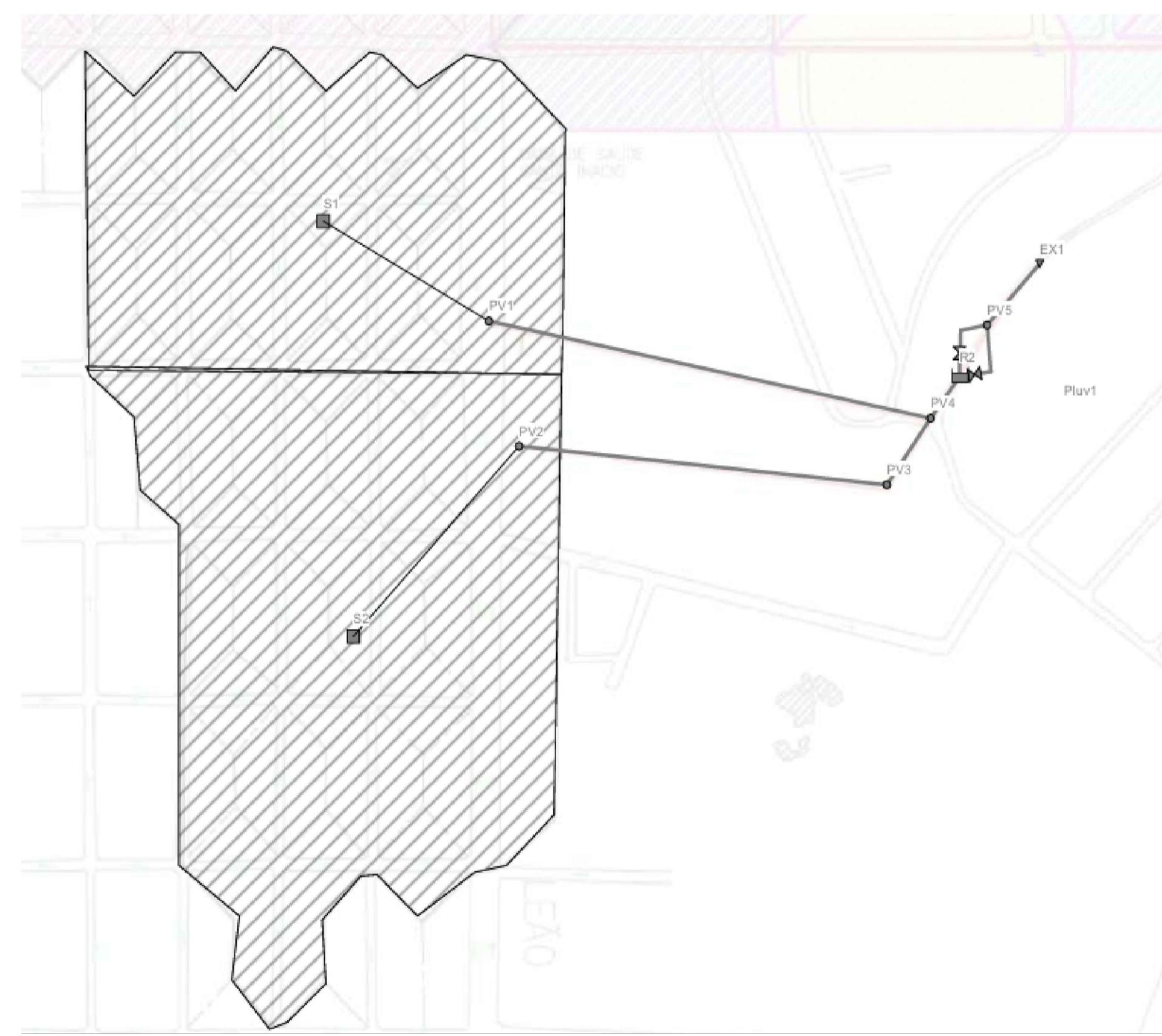
VOLUME: 33327,1729 ft³ 489,12m³

CURVA CHAVE UTILIZADA NO DIMENSIONAMENTO DO SWMM





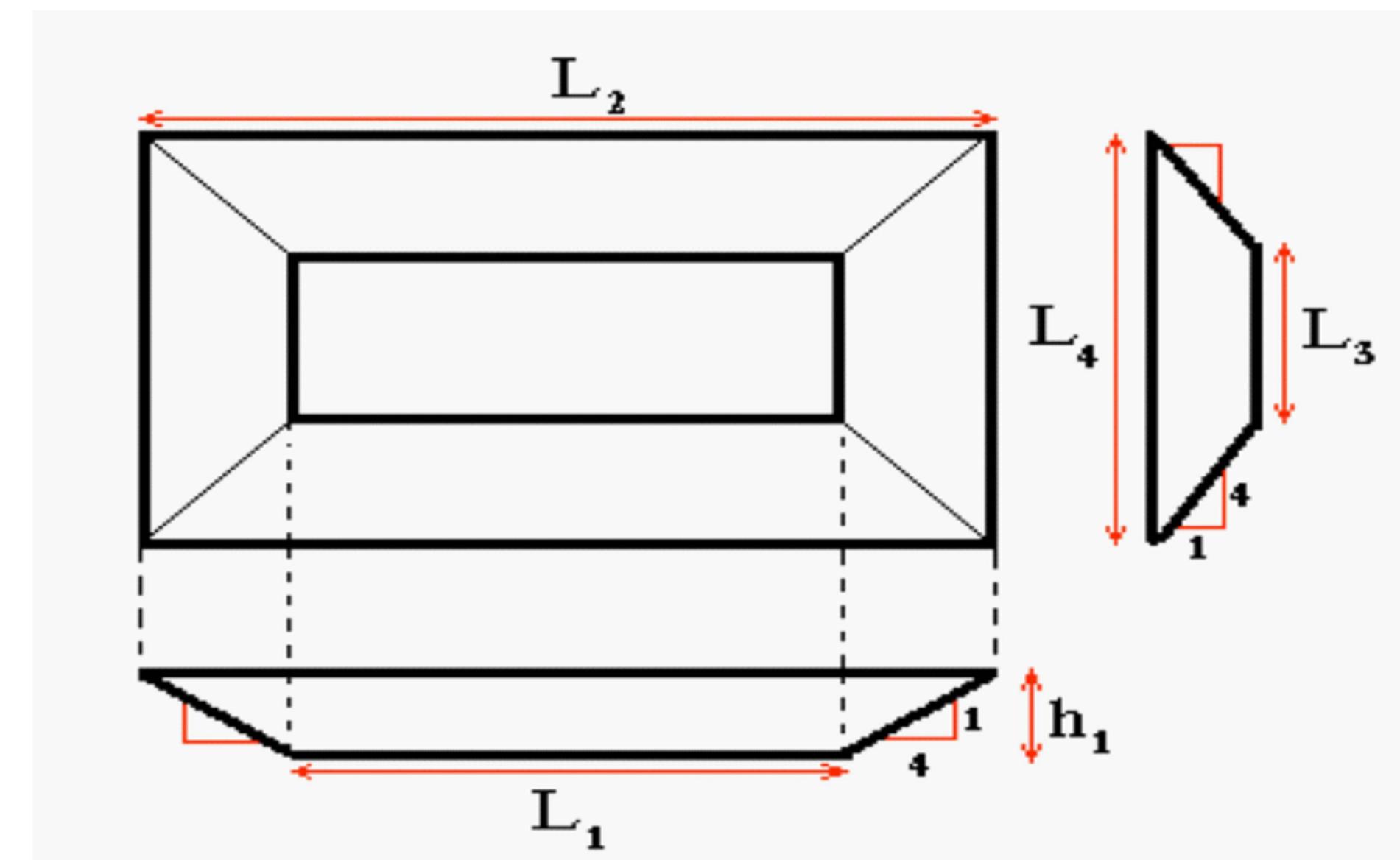
PROJETO 04: AVENIDA LEÃO SAMPAIO - EXISTENTE
ESC. 1/1



PROJETO 04: AVENIDA LEÃO SAMPAIO - PROPOSTO (RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO)
ESC. 1/1

Sub-bacias	A (ha)
01	9,5246
02	13,942

PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO

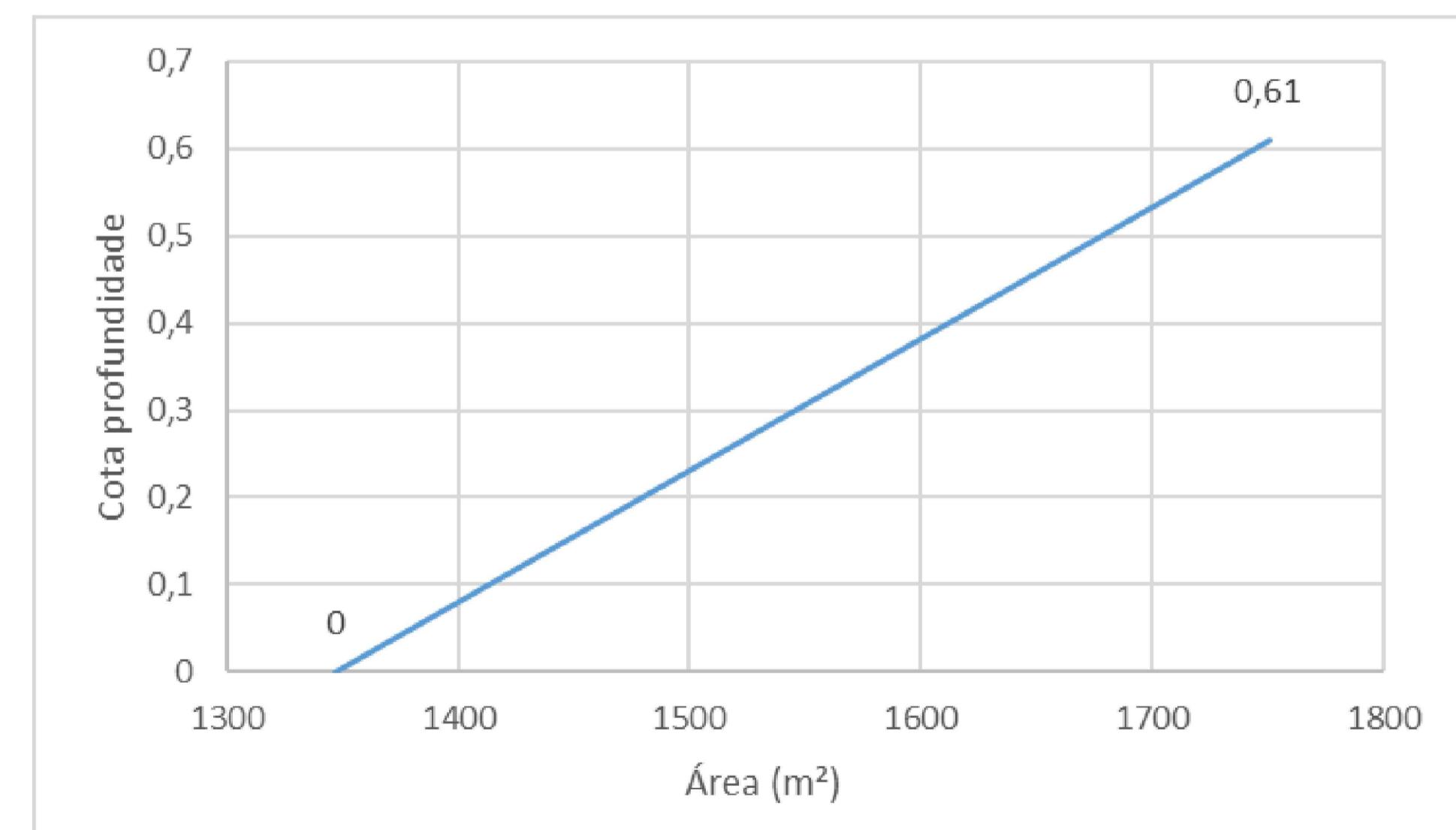


Em metros:
 $L_1: 170,25 \text{ ft}$ $L_1 = 2 \cdot L_3$ $51,91$
 $L_2: 186,25 \text{ ft}$ $L_2 = L_1 + 2 \cdot 4h_1$ $56,78$
 $L_3: 85,13 \text{ ft}$ $25,95$
 $L_4: 101,13 \text{ ft}$ $L_4 = L_3 + 2 \cdot 4h_1$ $30,83$
 $h_1: 2 \text{ ft}$ $0,61$

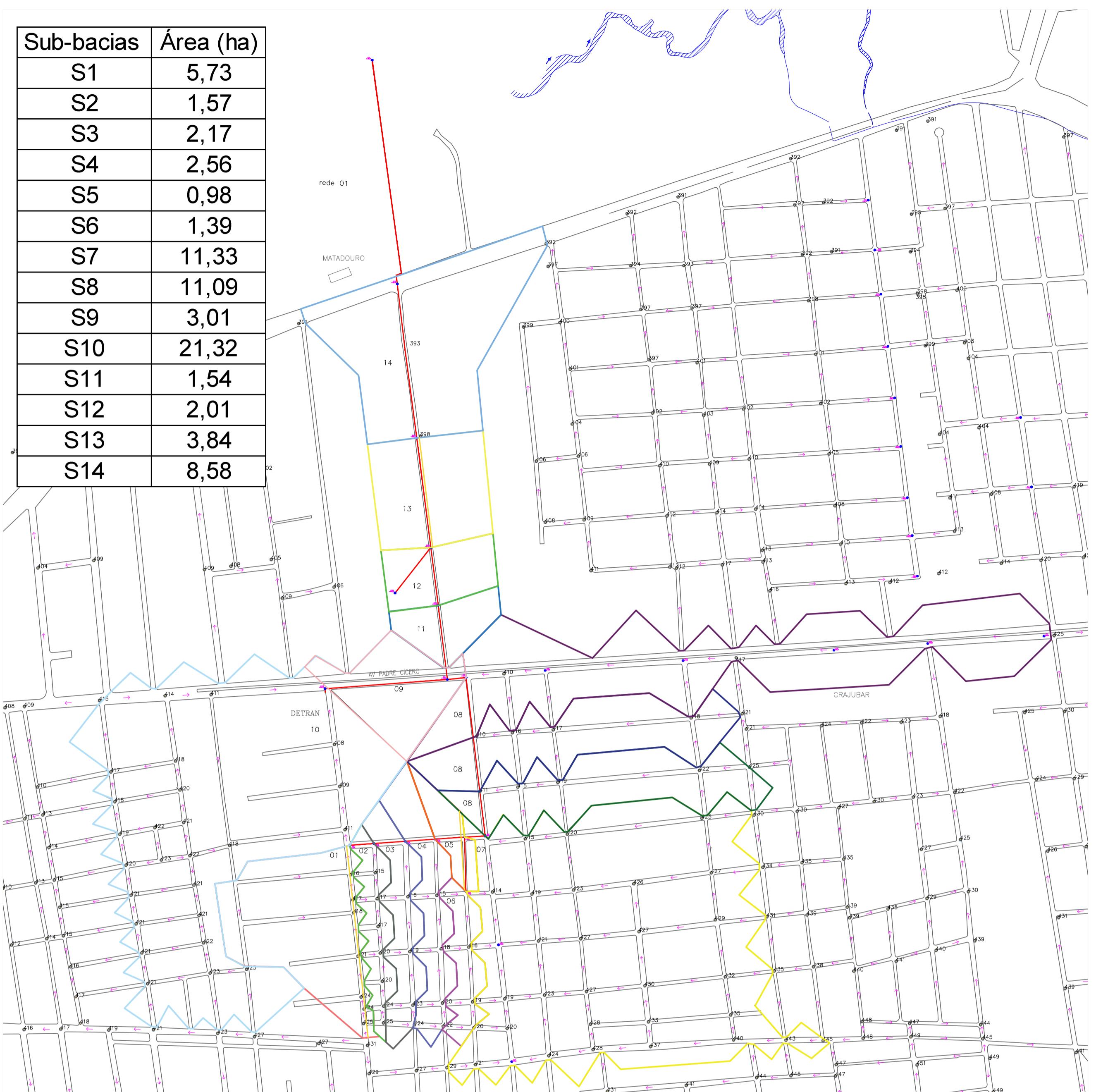
$$\text{VOLUME} = \frac{2L_3^2 + (2L_3 + 8h_1) \cdot (L_3 + 8h_1)}{2} \cdot h_1$$

VOLUME: $33327,1729 \text{ ft}^3 \rightarrow 489,12 \text{ m}^3$

CURVA CHAVE UTILIZADA NO DIMENSIONAMENTO DO SWMM



Sub-bacias	Área (ha)
S1	5,73
S2	1,57
S3	2,17
S4	2,56
S5	0,98
S6	1,39
S7	11,33
S8	11,09
S9	3,01
S10	21,32
S11	1,54
S12	2,01
S13	3,84
S14	8,58



PROJETO 05: AVENIDA PADRE CÍCERO - EXISTENTE
ESC. 1/1



PROJETO 05: AVENIDA PADRE CÍCERO - PROPOSTO (BIORETENÇÃO)
ESC. 1/1

Sub-bacias	Área (ha)	Sub-bacias	Área (ha)
01	0,87	36	0,52
02	0,21	37	0,05
03	2,53	38	0,55
04	0,07	39	0,49
05	1,68	40	0,60
06	0,05	41	1,22
07	0,08	42	0,30
08	0,04	43	1,09
09	2,50	44	0,20
10	0,58	45	1,09
11	1,11	46	0,15
12	0,99	47	1,16
13	0,81	48	0,26
14	0,40	49	1,13
15	3,74	50	0,75
16	0,72	51	1,14
17	10,50	52	0,61
18	0,13	53	0,79
19	0,63	54	9,26
20	1,03	55	2,28
21	0,70	56	16,43
22	1,26	57	0,84
23	0,88	58	0,87
24	1,56	59	0,80
25	0,38	60	0,37
26	0,64	61	0,59
27	1,46	62	0,83
28	0,06	63	0,90
29	1,83	64	1,05
30	0,28	65	1,62
31	1,82	66	2,08
32	0,68	67	1,35
33	1,39	68	1,82
34	0,18	69	0,99
35	0,16	70	3,50

LID	Vala de Infiltração	Larg. (m)	Comp (m)	S%	Montante	Jusante	Área (ha)
V1	2,5	653,00	2,91%	425	406	0,16	
V2	2,5	240,00	0,83%	406	404	0,06	
V3	2,5	136,00	1,47%	404	402	0,03	
V4	2,5	34,00	5,88%	402	400	0,01	
V5	2,5	119,00	2,52%	405	402	0,03	
V6	2,5	117,54	0,85%	409	408	0,03	
V7	2,5	37,00	2,70%	408	407	0,01	
V8	2,5	283,00	0,35%	409	408	0,07	
V9	2,5	113,40	5,29%	415	409	0,03	

Pavimento	Larg. (m)	Comp (m)	S%	Montante	Jusante	Área (ha)
P1	12	653,00	2,91%	425	406	0,78
P2	12	653,00	2,91%	425	406	0,78
P3	12	240,00	0,83%	406	404	0,29
P4	12	240,00	0,83%	406	404	0,29
P5	12	136,00	1,47%	404	402	0,16
P6	12	136,00	1,47%	404	402	0,16
P7	12	34,00	5,88%	402	400	0,04
P8	12	34,00	5,88%	402	400	0,04
P9	12	119,00	2,52%	405	402	0,14
P10	12	119,00	2,52%	405	402	0,14
P11	12	117,54	0,85%	409	408	0,14
P12	12	117,54	0,85%	409	408	0,14
P13	12	37,00	2,70%	408	407	0,04
P14	12	37,00	2,70%	408	407	0,04
P15	12	283,00	0,35%	409	408	0,34
P16	12	283,00	0,35%	409	408	0,34
P17	12	113,40	5,29%	415	409	0,14
P18	12	113,40	5,29%	415	409	0,14