U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

DETEÇÃO E IDENTIFICAÇÃO DE AFLUÊNCIAS INDEVIDAS NUMA REDE DE SANEAMENTO

MATHEUS LUÍS NOGUEIRA DE AZEVEDO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM HIDRÁULICA E RECURSOS HÍDRICOS

Orientador: Paulo Alexandre de Avilez Rodrigues de Almeida Valente

Coorientador: Manuel Maria Pacheco Figueiredo

FEVEREIRO DE 2026

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2025/2026

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E GEORRECURSOS

Tel. +351-22-508 1901

✉ m.ec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

✉ feup@fe.up.pt

http://www.fe.up.pt

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Engenharia Civil - 2025/2026 - Departamento de Engenharia Civil e Georrecursos, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2026*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A meus Pais

AGRADECIMENTOS

A concretização desta dissertação somente foi possível graças ao contributo, apoio e dedicação de diversas pessoas e instituições, às quais expresso o meu mais profundo reconhecimento.

Em primeiro lugar, manifesto o meu sincero agradecimento ao Professor Doutor Paulo Alexandre de Avilez Rodrigues de Almeida Valente, meu orientador, pela orientação científica rigorosa, pela disponibilidade constante e pela confiança depositada ao longo de todo o desenvolvimento do trabalho.

Estendo igualmente o meu agradecimento ao Professor Doutor Manuel Maria Pacheco Figueiredo, coorientador, pelo acompanhamento atento, pelos esclarecimentos técnicos determinantes e pelo incentivo contínuo, bem como à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, instituição que me proporcionou a formação e os meios necessários para concretizar este percurso académico.

Agradeço de forma especial aos meus orientadores na empresa Indaqua Matosinhos, o Eng.º Pedro Cardoso e o Eng.º Rui Moura, pela oportunidade de integração em contexto profissional, pela aprendizagem diária, pela partilha de conhecimento e pela disponibilidade demonstrada em todas as fases do trabalho.

Expresso ainda a minha profunda gratidão aos meus pais, Fátima Nogueira e Raul Teixeira, e à minha irmã Carolina Nogueira, pelo apoio incondicional, pela motivação constante e pela presença firme em todos os momentos do meu percurso académico e pessoal.

Não poderia deixar de agradecer também aos meus amigos de curso André Marques e Ricardo Lage, cuja amizade, companheirismo e entreajuda foram essenciais ao longo destes anos de formação.

Por fim, agradeço a todos aqueles que, de alguma forma, contribuíram para a realização desta dissertação.

A todos, o meu sincero agradecimento.

RESUMO

A presente dissertação teve como objetivo o desenvolvimento e aplicação de uma metodologia de apoio à deteção e quantificação de afluências indevidas em sistemas de drenagem de águas residuais, recorrendo à modelação hidráulica e hidrológica através do software SWMM (*Storm Water Management Model)* da *Environmental Protection Agency* (EPA). O trabalho visou contribuir para uma melhor compreensão do comportamento hidráulico das redes de saneamento e apoiar a gestão eficiente destes sistemas, particularmente na identificação de contribuições parasitárias associadas a infiltrações e ligações indevidas de águas pluviais.

Numa primeira fase, procedeu-se ao estudo e modelação da rede de drenagem de águas residuais de uma bacia piloto localizada no concelho em análise. Esta etapa envolveu a construção detalhada do modelo hidráulico no SWMM, incluindo a representação da geometria da rede, dos seus principais elementos constituintes e das respetivas condições de funcionamento. Após a construção do modelo base, desenvolveu-se o processo de calibração em condições de tempo seco, de forma a assegurar que o comportamento hidráulico simulado reproduzisse adequadamente os caudais gerados exclusivamente por contribuições domésticas, sem influência de precipitação.

Numa fase posterior, o modelo foi calibrado para condições de tempo húmido, utilizando eventos de precipitação reais previamente caracterizados. Esta calibração permitiu ajustar o modelo de forma a representar corretamente a resposta hidráulica da rede a episódios pluviométricos, garantindo a consistência entre os caudais simulados e os observados. A realização de uma calibração diferenciada para tempo seco e tempo húmido revelou-se fundamental para a análise do sistema, possibilitando a distinção entre caudais legítimos e caudais adicionais resultantes de afluências indevidas.

Com base nos modelos calibrados, procedeu-se à identificação de afluências indevidas associadas à ligação de sistemas de drenagem pluvial, coberturas e outras fontes indevidas à rede de águas residuais. A comparação entre os caudais observados e os caudais simulados permitiu identificar discrepâncias indicativas da presença de infiltrações ou de entradas indevidas de água pluvial no sistema de saneamento.

Numa fase subsequente, realizou-se a quantificação das afluências indevidas, estimando o volume e a magnitude das contribuições parasitárias associadas a ligações ilícitas, como caleiras de telhados. Os resultados obtidos constituem um instrumento relevante de apoio à decisão para entidades gestoras, permitindo priorizar intervenções, otimizar consumos energéticos em estações elevatórias e instalações de tratamento de águas residuais, e reduzir impactos operacionais e ambientais associados ao transporte e tratamento de caudais parasitários.

PALAVRAS-CHAVE: Afluências Indevidas, Sistemas de Drenagem de Águas Residuais, Modelação Hidráulica, Infiltração

ABSTRACT

This dissertation aimed to develop and apply a methodology to support the detection and quantification of improper inflows in wastewater drainage systems, using hydraulic and hydrological modelling through the Environmental Protection Agency's (EPA) Storm Water Management Model (SWMM). The work sought to contribute to a better understanding of the hydraulic behaviour of sewer networks and to support the efficient management of these systems, particularly in identifying parasitic contributions associated with infiltration and illicit stormwater connections.

In the first phase, a study and modelling of the wastewater drainage network of a pilot catchment within the municipality under analysis was carried out. This stage involved the detailed construction of the hydraulic model in SWMM, including the representation of the network geometry, its main components, and the corresponding operating conditions. After building the base model, a dry-weather calibration process was conducted to ensure that the simulated hydraulic behaviour accurately reproduced flows generated exclusively by domestic contributions, without rainfall influence.

In a subsequent phase, the model was calibrated for wet-weather conditions using previously characterised real rainfall events. This calibration enabled the model to correctly represent the hydraulic response of the network to precipitation episodes, ensuring consistency between simulated and observed flows. Performing distinct calibrations for dry and wet weather proved essential for system analysis, allowing a clear distinction between legitimate flows and additional flows resulting from improper inflows.

Based on the calibrated models, improper inflows associated with the connection of stormwater drainage systems, roof downpipes, and other unauthorized sources to the wastewater network were identified. The comparison between observed flows and simulated flows made it possible to detect discrepancies indicative of infiltration or stormwater intrusions into the sewer system.

In the final stage, the improper inflows were quantified, estimating the volume and magnitude of parasitic contributions linked to illicit connections such as roof gutters. The results constitute a relevant decision-support tool for utilities, enabling the prioritisation of interventions, optimisation of energy consumption in pumping stations and wastewater treatment facilities, and reduction of operational and environmental impacts associated with the conveyance and treatment of parasitic flows.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS III
RESUMO VII
ABSTRACT IX
ÍNDICE DE FIGURAS XV
ÍNDICE DE TABELAS XIX
SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS XXI

1. INTRODUÇÃO 1
1.1. ENQUADRAMENTO DO TEMA 1
1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO 2
1.3. APRESENTAÇÃO DA EMPRESA 2
1.4. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO 4

2. ESTADO DA ARTE 5
2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS 5
2.2. SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA 5
2.2.1. PERSPETIVA HISTÓRICA 5
2.2.1.1. Civilizações Milenares 6
2.2.1.2. Império Romano 6
2.2.1.3. Período pós-romano e Idade Média 6
2.2.1.4. Revolução Industrial e Mundo Moderno 7
2.2.1.5. O caso de Portugal 7
2.2.2. REDES DE DRENAGEM URBANA EM PORTUGAL 8
2.2.2.1. Enquadramento Atual 8
2.2.2.2. Componentes dos Sistemas de Drenagem Urbana 11
2.2.2.3. Estrutura de Gestão dos Sistemas de Drenagem Urbana em Portugal 13
2.2.2.4. Enquadramento Estratégico: *PENSAARP 2030* 17
2.2.2.5. Enquadramento Legal 19
2.3. AFLUÊNCIAS INDEVIDAS 20
2.3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS 20
2.3.2. CLASSIFICAÇÃO DE AFLUÊNCIAS INDEVIDAS 21
2.3.2.1. Afluências Indevidas Diretas 22
2.3.2.2. Afluências Indevidas Indiretas 23

2.3.2.3. Afluências Indevidas Reais e Afluências Indevidas Aparentes 24
2.3.3. IMPACTOS OPERACIONAL, AMBIENTAL E SOCIOECONÓMICO 26
2.3.2.1. Impacto Operacional 27
2.3.3.2. Impacto Ambiental 28
2.3.3.3. Impacto Socioeconómico 28
2.3.4. MÉTODOS DE QUANTIFICAÇÃO DE AFLUÊNCIAS INDEVIDAS 30
2.3.4.1. Métodos de Quantificação de Afluências Indevidas em Fase de Projeto 30
2.3.4.2. Métodos de Quantificação de Afluências Indevidas em Fase de Exploração 33
2.3.5. MÉTODOS DE DETEÇÃO DE AFLUÊNCIAS INDEVIDAS 43
2.4. MODELAÇÃO HIDRÁULICA EM SISTEMAS DE ÁGUAS RESIDUAIS 47
2.4.1. O SOFTWARE SWMM 48

3. CARACTERIZAÇÃO DO CASO DE ESTUDO 51
3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS 51
3.2. CARACTERIZAÇÃO GERAL 51
3.2.1. ENQUADRAMENTO GEOGRÁFICO E TERRITORIAL 51
3.2.2. HIPSOMETRIA E TOPOGRAFIA 53
3.2.3. CONTEXTO CLIMÁTICO E PLUVIOMÉTRICO 54
3.2.4. HIDROGRAFIA 57
3.3. CARACTERIZAÇÃO DA REDE DE DRENAGEM DE ÁGUAS RESIDUAIS 58
3.3.1. ENQUADRAMENTO GERAL DA REDE 58
3.3.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL DA REDE 59
3.3.3. ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS E COMPONENTES ACESSÓRIOS 61
3.3.4. EQUIPAMENTOS DE MONOTORIZAÇÃO 63

4. METODOLOGIA 67
4.1. ENQUADRAMENTO GERAL 67
4.2. RECOLHA E TRATAMENTO DE DADOS 68
4.3. ESTRUTURAÇÃO E CONSTRUÇÃO DO MODELO SWMM 69
4.4. VALIDAÇÃO E CALIBRAÇÃO EM TEMPO SECO 71
4.5. VALIDAÇÃO E CALIBRAÇÃO EM TEMPO HÚMIDO 79
4.6. LIMITAÇÕES E INCERTEZAS ASSOCIADAS AO MODELO SWMM 89
4.7. QUANTIFICAÇÃO DE AFLUÊNCIAS INDEVIDAS DEVIDO À PRECIPITAÇÃO 90
4.8. QUANTIFICAÇÃO DE AFLUÊNCIAS INDEVIDAS ASSOCIADAS ÀS LIGAÇÕES INDEVIDAS À REDE DE DRENAGEM DE ÁGUAS RESIDUAIS 93

5. RESULTADOS 97

5.1. Influência Direta da Precipitação no Comportamento Hidráulico do Sistema de Drenagem de Águas Residuais 97

5.2. Quantificação de Afluências Indevidas Devido à Precipitação 99

5.2.1. Evento 1: Dia 5 de Janeiro de 2025 99

5.2.2. Evento 2: Dias 26, 27 e 28 de novembro de 2025 101

5.2.3. Evento 3: Dia 28 de setembro de 2025 103

5.3. Quantificação de Afluências Indevidas Associadas às Ligações Indevidas à Rede de Drenagem de Águas Residuais 106

5.3.1. Caso 1: Rua do Paiço, Local A 106

5.3.2. Caso 2: Rua do Paiço, Local B 108

5.3.3. Caso 3: Rua do Paiço, Local C 110

5.3.4. Caso 4: Rua Dr. José Domingues dos Santos, Local D 112

5.3.5. Análise Comparativa 114

6. CONCLUSÕES E PERSPETIVAS FUTURAS 117

6.1. Conclusões 117

6.2. Perspetivas Futuras 119

Anexo I - Resultados Quantificação AI - Evento 2 125

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Serviço prestado – Indaqua Matosinhos 2

Figura 2 - ETAR de Matosinhos 3

Figura 3 - Esquema de um sistema separativo (adaptado, Paixão 2016) 9

Figura 4 - Esquema de um sistema unitário (adaptado, Paixão 2016) 10

Figura 5 - Distribuição geográfica das entidades gestoras de saneamento de águas residuais em “alta” (adaptado, RASARP 2024) 16

Figura 6 - distribuição geográfica das entidades gestoras de saneamento de águas residuais em “baixa” (adaptado, RASARP 2024) 17

Figura 7 - Objetivos de Desenvolvimento Sustentável - ONU 19

Figura 8 - Tipologias Afluências Indevidas, adaptado de Paixão (2016) 22

Figura 9 – Esquema Afluência Indevida Direta (adaptado de T. Kesik, 2015) 23

Figura 10 – Esquema Afluência Indevidas Indiretas (adaptado de T. Kesik, 2015) 23

Figura 11 - Tipologias de Afluências Indevidas 24

Figura 12 - Componentes AIR (adaptado, Indaqua) 26

Figura 13 - Impactos das Afluências Indevidas 27

Figura 14 - Métodos de quantificação de afluências indevidas em fase de exploração 34

Figura 15 - Componentes do caudal residual (adaptado de Franz, 2007) 37

Figura 16 - Método do Triângulo (adaptado, Bonito 2014) 40

Figura 17 - Representação do Método Mínimo Móvel (adaptado, Bonito 2014) 41

Figura 18 - Representação esquemática Teste de Fumo (adaptado, Indaqua) 44

Figura 19 - Exemplo robot de inspeção por CCTV 45

Figura 20 - Exemplo de imagem capturada 45

Figura 21 - Deteção de traçador numa câmara de visita (adaptado, Indaqua) 46

Figura 22 - Funcionalidades SWMM 49

Figura 23 - Interface gráfica - SWMM 5.2. 50

Figura 24 - Localização geográfica e freguesias município de Matosinhos (adaptado, CM Matosinhos) 52

Figura 25 – Bacia piloto em estudo - Localização Geográfica (fonte: Google Earth) 52

Figura 26 - Mapa Hipsométrico da área de estudo (adaptado, CM Matosinhos) 53

Figura 27 - Variação mensal da temperatura mínima, média e máxima - Pedras Rubras 55

Figura 28 - Análise de extremos de Temperatura (fonte de dados: IPMA) 55

Figura 29 - Precipitação média mensal (fonte de dados: udómetro EG) 56

Figura 30 - Linhas de água – Área de Estudo (QGIS) 57
Figura 31 - Rede de Drenagem de Águas Residuais - Área de Estudo (QGIS) 59
Figura 32 - Registo fotográfico - Inspeção a um Coletor (*QuickView AirHD*) 60
Figura 33 - Eixo Principal de Escoamento (QGIS) 60
Figura 34 - Registo Fotográfico - Câmaras de Visita Zona de Estudo 61
Figura 35 - Localização das Estações Elevatórias e equipamentos acessórios (QGIS) 61
Figura 36 - Registo fotográfico - Poço LA.EEAR 67 62
Figura 37 - Registo fotográfico - Grupo de Bombagem LA.EEAR 67 62
Figura 38 - Localização Sensor de Nível (QGIS) 64
Figura 39 - Registo fotográfico - Sensor de Nível 65
Figura 40 - Registo fotográfico - Udómetro 65
Figura 41 - Geometria inicial do traçado da rede - Modelo SWMM 69
Figura 42 - Parâmetros principais coletores e câmaras de visita – SWMM 70
Figura 43 - Configuração de uma EEAR no software SWMM 71
Figura 44 - Padrão horário - Caudal Médio em Tempo Seco 72
Figura 45 - Padrão horário - Caudal Médio em Período Seco (sem infiltração de base) 73
Figura 46 - Fatores horários em Tempo Seco (sem infiltração de base) 73
Figura 47 – *DWF*, *Time Pattern* e *Direct* - SWMM 75
Figura 48 - Comparação nível médio - Junho 2025 77
Figura 49 - Comparação nível médio – Agosto 2025 78
Figura 50 - Áreas RDII - QGIS 80
Figura 51 - Hidrograma Unitário – RDII 82
Figura 52 - Parâmetros RDII no SWMM 84
Figura 53 - Parâmetros *subcatchment* - SWMM 85
Figura 54 - Variação temporal de Precipitação, Caudal Sensor de Nível e Caudal SWMM 86
Figura 55 - Variação temporal de Precipitação, Caudal Sensor de Nível e Caudal SWMM corrigido .. 86
Figura 56 - Variação temporal de Precipitação, Caudal Sensor de Nível e Caudal SWMM corrigido sem LI 87
Figura 57 - Calibração em tempo húmido - Evento 05/11/2025 88
Figura 58 - Variação Temporal da Precipitação - Evento 1 91
Figura 59 - Variação Temporal da Precipitação - Evento 2 92
Figura 60 - Variação Temporal da Precipitação - Evento 3 93

Figura 61 - Variação Precipitação horária e Caudal Sensor de Nível - Evento 1 98
Figura 62 - Variação Precipitação horária e Caudal Sensor de Nível - Evento 2 98
Figura 63 - Quantificação AI - Evento 1 101
Figura 64 - Quantificação AI - Evento 2 102
Figura 65 - Quantificação AI - Evento 3 105
Figura 66 - Representação Caso 1 - SWMM 106
Figura 67 - Precipitação e Total Inflow - Caso 1 - 2025 108
Figura 68 - Representação Caso 2 – SWMM 108
Figura 69 - Precipitação e Total Inflow - Caso 2 - 2025 110
Figura 70 - Representação Caso 3 - SWMM 110
Figura 71 - Precipitação e Total Inflow - Caso 3 - 2025 112
Figura 72 - Representação Caso 4 - SWMM 112
Figura 73 - Precipitação e Total Inflow - Caso 4 - 2025 114
Figura 74 - Comparação Volume Anual - Ligações Indevidas 114
Figura 75 - Comparação Lâmina Anual - Ligações Indevidas 115

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Tipos de Sistemas de Drenagem (adaptado) 10

Tabela 2 - Modelos de gestão dos serviços de águas e resíduos em sistemas de titularidade estatal 14

Tabela 3 - Modelos de gestão dos serviços de águas e resíduos em sistemas de titularidade municipal ou intermunicipal 15

Tabela 4 - Fatores determinantes AIR (adaptado, Indaqua) 25

Tabela 5 - Custos associados às Afluências Indevidas 29

Tabela 6 - Comparação critérios de quantificação em projeto da contribuição da infiltração (adaptado) 32

Tabela 7 - Tabela comparativa de Softwares utilizados na modelação hidráulica em redes de saneamento 48

Tabela 8 - Tabela Síntese - Características EEAR 63

Tabela 9 - Estimativa Caudal de Águas Residuais 75

Tabela 10 - Indicadores Estatísticos de Desempenho 76

Tabela 11 - Indicadores Estatísticos de Desempenho – Condições de Tempo Seco 78

Tabela 12 - Determinação Áreas RDII 81

Tabela 13 - Determinação Caudal RDII 83

Tabela 14 - Parâmetros RTK - Hidrograma Unitário Inicial 84

Tabela 15 - Ligações Indevidas à rede de drenagem água residuais 94

Tabela 16 - Parâmetros subcatchments - Ligações Indevidas 95

Tabela 17 - Resultados Quantificação AI - Evento 1 100

Tabela 18 - Resultados Quantificação AI - Evento 1 104

Tabela 19 - Resultados Quantificação Ligações Indevidas - Caso 1 107

Tabela 20 - Resultados Quantificação Ligações Indevidas - Caso 2 109

Tabela 21 - Resultados Quantificação Ligações Indevidas - Caso 3 111

Tabela 22 - Resultados Quantificação Ligações Indevidas - Caso 4 113

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

SWMM – Storm Water Management Model

ETAR – Estação de Tratamento de Águas Residuais

EEAR – Estação Elevatória de Águas Residuais

DEC - Departamento de Engenharia Civil

1. INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO DO TEMA

Os serviços de abastecimento de água e de gestão de águas residuais e pluviais assumem uma crescente relevância, sendo essenciais à saúde e segurança públicas, ao bem-estar os cidadãos, ao desenvolvimento económico e à sustentabilidade ambiental. A gestão eficiente dos sistemas de drenagem urbana constitui um dos principais desafios enfrentados pelas entidades gestoras de águas, sobretudo em contextos urbanos com elevada densidade populacional, quer a nível nacional, quer a nível mundial.

Em Portugal, este desafio tem vindo a ganhar relevância nas últimas décadas, especialmente no contexto das principais metas definidas pelo Plano Estratégico de Abastecimento de Água e Gestão de Águas Residuais e Pluviais - *PENSAAR 2030* - responsável pela orientação do setor da água.

Um dos problemas mais persistentes e complexos enfrentados pelas entidades gestoras é a ocorrência de Afluências Indevidas (A.I.) de águas pluviais nas redes de saneamento. A presença de afluências indevidas, nomeadamente infiltrações subterrâneas, ligações irregulares de águas pluviais à rede de esgotos domésticos e industriais e descargas não autorizadas, compromete significativamente o funcionamento hidráulico das redes, aumenta os custos energéticos nas estações elevatórias e os encargos de tratamento nas Estações de Tratamento de Águas Residuais (ETAR).

O *PENSAAR 2030* reconhece que o controlo destas afluências é essencial para alcançar os objetivos de eficiência, sustentabilidade e descarbonização do ciclo da água. O plano defende essencialmente a monotorização contínua as redes de drenagem, inspeções sistemáticas para deteção de ligações indevidas e a reabilitação e renovação das infraestruturas envelhecidas. Deste modo, torna-se essencial a adoção de ferramentas de apoio à decisão que permitam simular o comportamento hidráulico e hidrológico da rede e identificar pontos críticos de afluências indevidas.

Neste contexto, destaca-se o software *Storm Water Management Model* (SWMM), desenvolvido pela *Environmental Protection Age*ncy (EPA), como uma ferramenta essencial à modelação hidráulica e hidrológica das redes de drenagem urbana. Este Software permite a simulação de escoamentos de águas residuais e pluviais em redes de drenagem urbana, a análise do desempenho das infraestruturas das redes sob diferentes condições de precipitação e a avaliação das zonas críticas e de possíveis cenários de intervenção.

1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação estabelece como principal objetivo o desenvolvimento de uma metodologia integrada para a deteção, identificação e quantificação de afluências indevidas em redes de drenagem de águas residuais. Esta abordagem assenta na modelação hidráulica e hidrológica de uma rede de saneamento, com o recurso do software *Storm Water Management Model* (SWMM), enquanto ferramenta de simulação do comportamento do escoamento em meio urbano.

Neste contexto, pretende-se desenvolver um modelo aplicado a uma bacia piloto em estudo, capaz de reproduzir o funcionamento da rede de drenagem tanto em condições de tempo seco, considerando exclusivamente os contributos provenientes dos consumos domésticos e industriais, como em condições de tempo húmido, integrando a influência da precipitação.

A construção do modelo assentará na sua validação e calibração, quer em condições de tempo seco, quer em tempo húmido, com dados reais observados, de modo a assegurar uma representação rigorosa e fidedigna do comportamento hidráulica da rede. Para além da sua aplicação à bacia em análise, o modelo desenvolvido pretende assumir um carácter replicável, permitindo a extrapolação da metodologia adotada a outras bacias da rede de drenagem.

A adoção desta metodologia com recurso ao SWMM poderá constituir uma ferramenta de suporte à decisão por parte das entidades gestoras, contribuindo para o reforço das práticas de monotorização, controlo e gestão das redes de drenagem urbana. A aplicação sistemática do modelo visa aprofundar o conhecimento sobre o desempenho hidráulico da rede face aos fenómenos de afluências indevidas, apoiar a definição de prioridades de intervenção e otimizar a alocação de recursos, promovendo uma gestão miais eficiente e sustentável dos sistemas de saneamento.

1.3. APRESENTAÇÃO DA EMPRESA

A presente dissertação foi desenvolvida em colaboração com a Indaqua Matosinhos, entidade gestora responsável pela exploração e manutenção dos sistemas municipais de abastecimento de água e de drenagem de águas residuais no concelho de Matosinhos.

A atuação da empresa decorre no âmbito de uma concessão municipal de 25 anos, que se estende entre março de 2008 e fevereiro de 2033, e assegura serviços essenciais num dos territórios mais densamente povoados e industrializados do Norte de Portugal. O concelho, com cerca de 172 mil habitantes, integra importantes infraestruturas logísticas e económicas, como o Porto de Leixões e diversos agentes industriais de referência, o que exige um modelo de gestão robusto, tecnicamente especializado e permanentemente adaptado às necessidades urbanas e ambientais.

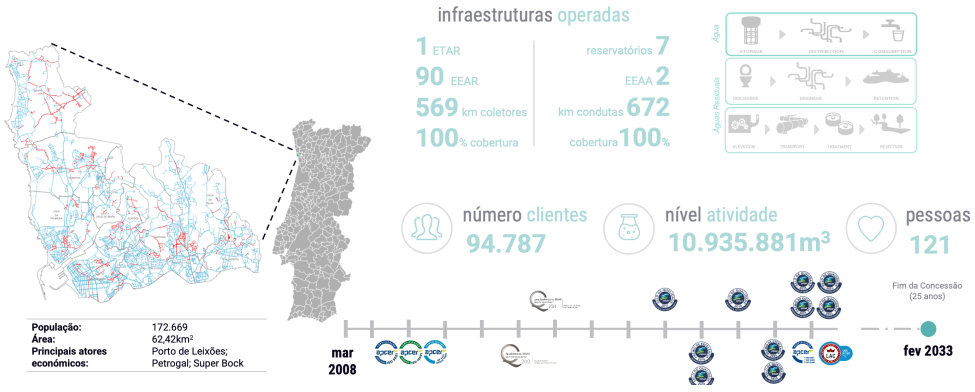

Figura 1 - Serviço prestado – Indaqua Matosinhos

A empresa integra o Grupo INDAQUA, líder nacional na gestão de sistemas de abastecimento de água e drenagem de águas residuais, presente em diversos municípios portugueses e com atividade internacional, nomeadamente em Espanha e Angola, onde presta serviços de engenharia, assessoria técnica e operação de sistemas hídricos. Esta integração reforça a capacidade técnica e organizacional do Grupo, permitindo-lhe beneficiar de soluções inovadoras e de práticas de gestão orientadas para a eficiência hídrica, ambiental e operacional.

No contexto local, a Indaqua Matosinhos opera extensas e complexas redes de infraestruturas, sendo a rede de abastecimento de água composta por 7 reservatórios, 2 estações elevatórias de água (EEAA) e 672 km de condutas de abastecimento, enquanto a rede de drenagem de águas residuais é composta por composta por 569 km de coletores, 90 estações elevatórias de águas residuais (EEAR) e 1 Estação de Tratamento de Águas Residuais (ETAR). Anualmente, são distribuídos mais de 11 milhões de m³ de água com qualidade exemplar, sendo devolvidos ao meio hídrico efluentes tratados sem impacto ambiental significativo, resultantes de processos de tratamento alinhados com os requisitos legais e regulatórios.

Figura 2 - ETAR de Matosinhos

Ao longo dos seus 17 anos de operação, a empresa tem alcançado resultados expressivos na melhoria da eficiência dos serviços. Destacam-se, entre outros, a redução substancial da água não faturada (9,1% em dez/24), a diminuição da água residual não faturada (17,5% em dez/24), indicador que expressa a preponderância das afluências indevidas nos caudais recolhidos pela rede de drenagem de águas residuais, e o investimento contínuo na modernização e instrumentação das redes, incluindo, no contexto da rede de drenagem de águas residuais, a sensorização da rede através da instalação de caudalímetros e sensores de nível. Estas ações contribuíram para que Matosinhos se posicione como um dos municípios com maior eficiência hídrica em Portugal, reduzindo anualmente as perdas de água, aumentando a qualidade do serviço prestado e reforçando a resiliência do sistema face a fenómenos extremos associados às alterações climáticas.

Paralelamente, a empresa tem investido significativamente na eficiência energética e na autossuficiência das suas instalações, nomeadamente através da instalação de painéis fotovoltaicos em grandes áreas e da implementação de sistemas de cogeração na ETAR de Matosinhos. Em 2024, estes esforços permitiram atingir 67% de autossuficiência energética, bem como outros indicadores

como 62% da água utilizada na operação da ETAR de Matosinhos ser proveniente de reutilização de água residual tratada (ApR), reduzindo a dependência da energia da rede e a respetiva pegada carbónica.

O desempenho da Indaqua Matosinhos tem sido amplamente reconhecido pela Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos (ERSAR), tendo a empresa recebido múltiplas distinções, incluindo Prémios de Excelência nos serviços de gestão do abastecimento de água e da drenagem de águas residuais, bem como vários Selos de Qualidade, reafirmando o compromisso com um serviço seguro, eficiente e orientado para o bem-estar da população e para a sustentabilidade ambiental.

1.4. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação encontra-se organizada em seis capítulos. O capítulo introdutório estabelece o enquadramento geral do tema, sintetiza os principais objetivos do estudo e elabora uma breve apresentação da empresa onde o trabalho foi desenvolvido.

O segundo capítulo, intitulado de *Estado da Arte*, corresponde à revisão da literatura, reunindo os principais conceitos e abordagens teóricas relevantes para o desenvolvimento do estudo, encontrando-se dividido em três eixos principais: os sistemas de drenagem urbana, o fenómeno das Afluências Indevidas e os principais fundamentais da modelação hidráulica.

No capítulo seguinte realiza-se uma descrição pormenorizada da área de estudo. Numa primeira fase, apresenta-se uma análise global do enquadramento geográfico, físico e ambiental, nomeadamente o relevo, os regimes climático e pluviométrico e a hidrografia local. Numa fase seguinte, caracteriza-se a rede de águas residuais existente.

O quarto capítulo apresenta as metodologias aplicadas ao longo das diferentes fases do estudo, detalhando os procedimentos técnicos implementados, os métodos de análise utilizados e os critérios de avaliação considerados.

No quinto capítulo procede-se à apresentação e análise crítica dos resultados obtidos, estabelecendo a sua articulação com os objetivos previamente definidos.

O capítulo seis expõe uma síntese conclusiva estudo realizado, e propõe linhas orientadoras para investigações futuras no âmbito das Afluências Indevidas

2.
ESTADO DA ARTE

2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A hidrologia urbana consiste num termo que advém da junção entre a hidrologia dos sistemas de drenagem de águas residuais e da hidrologia da drenagem urbana. Esta carateriza-se como uma ciência inexata que estuda o escoamento originado pela precipitação em zonas urbanas e a forma como este é encaminhado pelos sistemas de drenagem, bem como pela infiltração nos solos e a afluência às massas de água. Por outras palavras, esta área científica analisa a resposta dos sistemas de drenagem de águas residuais face à mudança repentina dos eventos meteorológicos, bem como a forma como se difere do comportamento dos sistemas de drenagem de águas pluviais [1].

Nos últimos anos, a gestão dos recursos hídricos em contextos urbanos tornou-se um desafio crítico para as cidades contemporâneas. A rápida urbanização, o crescimento populacional e o aumento dos padrões de vida implicaram um aumento significativo da demanda de água nas cidades, colocando uma pressão crescente sobre os recursos hídricos e o equilíbrio do ecossistema. Do mesmo modo, as mudanças climáticas, o planeamento ineficaz do uso do solo e os deficits de infraestrutura urbana intensificaram os desafios urbanos da água, levando a fenómenos extremos de poluição, inundações e secas [2].

O constante e repentino crescimento do meio urbano tem vindo a provocar alterações no ciclo hidrológico – ciclo natural da água. As alterações no uso do solo, motivadas pelo crescimento urbano, nomeadamente o aumento da impermeabilização, modificam substancialmente as condições de drenagem natural das águas provenientes da precipitação (pluviais). Por conseguinte, a capacidade de infiltração e retenção de água pluvial no solo apresenta uma redução. Em contrapartida, o escoamento superficial aumenta, pelo que os tempos de concentração são menores, originando caudais de ponta consideravelmente elevados. A consequência direta destes fenómenos é a ocorrência de inundações ou cheias, causadas pela falta de capacidade dos sistemas de drenagem face ao aumento dos caudais a estes afluentes [2].

2.2. SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA

2.2.1. PERSPETIVA HISTÓRICA

A evolução dos sistemas de drenagem urbana está intimamente ligada ao desenvolvimento das cidades e crescente necessidade de garantir condições de salubridade, segurança e conforto para as populações. Desde as civilizações antigas, como a Mesopotâmia e Roma, até aos modernos sistemas de gestão hídrica, a forma como as sociedades lidam com o escoamento das águas residuais e pluviais reflete não apenas avanços tecnológicos, mas também transformações culturais, sociais e ambientais [2].

Este subcapítulo propõe uma reflexão sobre a trajetória histórica dos sistemas de drenagem urbana, destacando os principais marcos que moldaram a sua conceção e implementação ao longo dos séculos. A análise contempla desde os primeiros métodos rudimentares de escoamento até à consolidação dos sistemas separativos e unitários, evidenciando como fatores o crescimento populacional, a industrialização e a urbanização [1].

2.2.1.1. Civilizações Milenares

Os sistemas de saneamento básico têm raízes nas civilizações mais antigas, refletindo uma evolução marcada por sucessivas tentativas e correções empíricas. Inicialmente, o dimensionamento dos sistemas de drenagem era feito sem o apoio de modelos de cálculo, baseando-se apenas na experiência prática.

Registos Históricos indicam que há cerca de 5000 anos, em Nippur, na Suméria, já existiam estruturas de drenagem que encaminhavam resíduos dos palácios para fora da cidade. Na mesma época, na região hoje correspondente ao Paquistão, os Hindus desenvolveram redes urbanas com drenos e coletores. Na Pérsia, a valorização da água da chuva, considerada sagrada, motivou a criação de sistemas de preservavam a sua qualidade [2].

Por volta de 2500 A.C., no Império Mesopotâmico e na civilização de Harappa (Índia Ocidental), surgiram avanços significativos, como o uso de água corrente em latrinas e redes de tijolo com câmaras e sumidouros. A cidade de Krossos, na Grécia, adotou pela primeira vez um sistema separativo, distinguindo águas pluviais das residuais [1].

No Oriente, a preocupação com o escoamento de águas residuais surgiu mais tarde. Na China, apenas por volta de 200 D.C., foram identificadas práticas sanitárias, como os "canais de limpeza" em Angkor, cidade construída pelo povo Khmer [1].

2.2.1.2. Império Romano

Os avanços mais marcantes nos sistemas de drenagem de águas residuais ocorreram durante o domínio do Império Romano, com base nos conhecimentos herdados da civilização etrusca, especialmente no contexto do planeamento urbano da Itália Central [1].

A vasta expansão territorial de Roma, abrangendo grande parte da Europa, Norte de África e Médio Oriente, facilitou não só a disseminação de práticas culturais, mas também de soluções técnicas. As cidades romanas eram construídas segundo esquemas bem definidos, nos quais os sistemas de drenagem ocupavam um papel central, refletindo a visão avançada dos engenheiros da época [1].

Um dos exemplos mais emblemáticos trata-se da *Cloaca Máxima,* considerada a mais antiga rede de drenagem de águas resíduas do mundo. Projetada para escoar os esgotos de Roma para o rio Tibre, esta infraestrutura visava melhorar as condições de vida urbana e apresenta características que se aproximam das práticas modernas de saneamento [1].

2.2.1.3. Período pós-romano e Idade Média

Após o período de grande desenvolvimento promovido pelo Império Romano, a sua queda teve repercussões igualmente profundas. Com o declínio do poder imperial, verificou-se uma redução significativa da população, o que levou ao abandono progressivo das infraestruturas urbanas e à degradação dos sistemas que outrora simbolizavam o avanço romano [3].

Com o colapso do império, muitas das práticas de saneamento desenvolvidas foram gradualmente desaparecendo. Durante a Idade Média, a ausência de preocupações com a higiene urbana resultou numa regressão acentuada em relação aos progressos anteriores. Este período ficou marcado por epidemias e doenças associadas à falta de saneamento, agravadas pela ausência de planeamento urbano. Mesmo em cidades em crescimento, como os casos de Paris e Londres, a organização populacional em pequenos aglomerados e a proximidade a cursos de água tornavam desnecessária, aos olhos da população, a implementação de sistemas de drenagem [1].

A partir do século XVIII, a higiene pessoal começou a ganhar relevância social, embora limitada às classes mais abastadas. Surgiram então os primeiros esboços de regulamentação, com normas que atribuíam aos proprietários a responsabilidade pela gestão dos seus próprios resíduos. No entanto, essas medidas tiveram pouco impacto prático, já que os resíduos eram frequentemente descartados sem tratamento, em terrenos alheios [1].

Relativamente ao saneamento a Idade Média representou um período de estagnação. Durante vários séculos, não se registaram avanços significativos nem melhorias nos sistemas existentes, observando-se até uma regressão face às práticas das civilizações anteriores [3].

2.2.1.4. Revolução Industrial e Mundo Moderno

A revolução industrial foi, de facto, um dos principais motores do desenvolvimento tecnológico moderno, influenciando significativamente os sistemas de drenagem urbana e o saneamento. Este período teve como prioridade promover o crescimento socioeconómico das populações, o que, aliado ao aumento demográfico impulsionado pela mecanização do trabalho. Gerou novas exigências em termos de planeamento urbano e levou à criação de redes de drenagem ais eficientes [3].

Com a industrialização, novos materiais começaram a ser utilizados na construção das infraestruturas sanitárias. O ferro substituiu gradualmente a pedra e o tijolo e, no final do século XIX, o betão tornou-se predominante. Os coletores passaram a ter secções circulares, favorecendo a autolimpeza e eram construídos sem juntas transversais, o que representou um avanço significativo face às técnicas anteriores. Nessa época, estabeleceu-se as características essenciais, como o declive adequado e a capacidade de autolimpeza dos coletores, para garantir um bom funcionamento, facilitar a manutenção e reduzir os custos operacionais [3].

Globalmente, novas abordagens de planeamento, conceção e gestão de sistemas sanitários começaram a ser adotadas. Inspiradas pelo modelo inglês, cidades como Boston, Philadelphia e Nova Iorque implementaram redes de escoamento superficial para águas pluviais no início do Século XVIII. Boston destacou-se ao construir o primeiro sistema subterrâneo de drenagem, que melhorou significativamente o desempenho na evacuação das águas [1].

Em Londres, por volta de 1840, foram realizados estudos sobre a sedimentação de partículas em água corrente, concluindo que velocidades entre os 0,6 m/s e 0,9 m/s eram suficientes para transportar os sedimentos ao longo das tubagens. Já em Paris, no século XIX, foram desenvolvidos dispositivos inovadores, como esferas metálicas e sistemas de descarga sifonada automática, que criavam ciclos de arrastamento dentro os coletores, contribuindo para a melhoria do escoamento das águas residuais [2].

2.2.1.5. O caso de Portugal

Ao contrário de outras civilizações milenares, como os Romanos ou os Mesopotâmicos, que deixaram registos históricos de infraestruturas de saneamento desde tempos remotos, em Portugal os primeiros

indícios documentados surgem apenas no século XV. Em Lisboa, durante o reinado de D. João II, a ocorrência de uma peste levou à ordenação de limpeza dos "canos" da cidade, estruturas rudimentares destinadas à recolha de águas pluviais. Estes canais, obstruídos por dejetos e resíduos urbanos, tornaram-se focos de epidemias, revelando a necessidade urgente de práticas sanitárias coletivas [4].

Apesar de Lisboa ser o centro político e cultural do país, foi no Porto que se verificou um avanço técnico significativo com a implementação do primeiro sistema separativo de drenagem de águas residuais e pluviais. Este sistema foi projetado pela empresa inglesa Hughes & Lencaster e instalado entre 1889 e 1894, após concurso público promovido pela Câmara Municipal do Porto.

Durante o regime do Estado Novo, a gestão do saneamento básico permaneceu a cargo das autarquias, embora o Estado assumisse funções de supervisão técnica e financeira. Com o Código Administrativo de 1936, o governo passou a intervir no planeamento, financiamento e fiscalização de obras de saneamento. Foram criadas entidades, como a Secção de Melhoramentos de Águas e Saneamento e a Junta Sanitária de Águas. Até 1970 apenas 17% da população portuguesa tinha acesso a redes de esgotos, evidenciando o reduzido investimento em infraestruturas durante este período [5].

Após a revolução de 25 de Abril de 1974 não se verificou mudanças imediatas da política de saneamento. Em 1975, Portugal ainda não dispunha de um plano estratégico nacional para o setor, nem de formação adequada de profissionais. Em 1979, com a aprovação da Lei das Finanças Locais, os municípios ganharam autonomia financeira, permitindo uma gestão mais independente dos sistemas de saneamento. A entrada de Portugal na Comissão Económica Europeia (CEE), em 1986, foi um marco importante, possibilitando o acesso a fundos comunitários e estruturais, além de crédito facilitado pelo Banco Europeu de Investimento [4].

Na década de 1990, o setor começou a ser integrado nas políticas públicas ambientais. Foram criadas instituições como o Instituto de Água (INAG) e a empresa Águas de Portugal (AdP), responsáveis pela gestão dos sistemas em "alta" e em "baixa". Em 1998, surgiu o Instituto Regulador de Águas e Resíduos (IRAR), que passou a emitir relatórios anuais sobre o desempenho económico e financeiro do setor. Apesar dos avanços, o setor enfrentou diversos obstáculos, como a falta de dados estatísticos fiáveis, burocracia excessiva e sucessivas mudanças institucionais. Estes fatores dificultaram a avaliação do impacto dos investimentos e comprometeram o planeamento futuro [5].

Esta reflexão sobre o percurso histórico do saneamento em Portugal revela que o desenvolvimento dos sistemas de drenagem urbana foi marcado por avanços técnicos e pontuais, mas também por longos períodos de estagnação, condicionados por fatores políticos, económicos e administrativos. A consolidação de uma política nacional de saneamento só se tornou efetiva com a integração europeia e a criação de entidades reguladoras, que permitiram uma abordagem mais estruturada e eficiente do setor.

2.2.2. Redes de Drenagem Urbana em Portugal

2.2.2.1. Enquadramento Atual

A atividade de saneamento de águas residuais urbanas compreende todos os processos de recolha, transporte e tratamento de águas residuais de origem urbana, bem como a sua descarga no meio hídrico, o meio recetor final. Apesar da sua atividade ser menos robusta e desenvolvida no que diz respeito às infraestruturas, atualmente para a grande maioria da população existem já redes de drenagem de águas residuais, verificando-se um desenvolvimento assimétrico ao longo do país [6].

No âmbito da gestão de águas residuais, os sistemas de drenagem são classificados segundo a natureza das águas que transportam, podendo estas ser pluviais, domésticas, industriais ou uma combinação destas [7].

De acordo com o disposto no ponto 1 do artigo 116º do Decreto Regulamentar n.º 23/95, de 23 de agosto, os sistemas públicos de drenagem de águas residuais podem ser organizados em quatro categorias principais: separativos, unitários, mistos e separativos parciais, também designados por pseudo-separativos [8].

Nos sistemas separativos são implementadas duas redes independentes, uma destinada ao transporte de águas residuais domésticas e industriais, e outra dedicada à drenagem de águas pluviais, conforme representado na figura 3. Esta separação permite que os efluentes domésticos e industriais sejam encaminhados para uma Estação de Tratamento de Águas Residuais (ETAR), onde estão sujeitos a tratamentos antes da sua descarga ao meio recetor. Por sua vez, as águas pluviais, devido ao seu reduzido nível de contaminação em condições normais, são normalmente encaminhadas diretamente para o meio hídrico, sem necessidade de tratamento prévio [9].

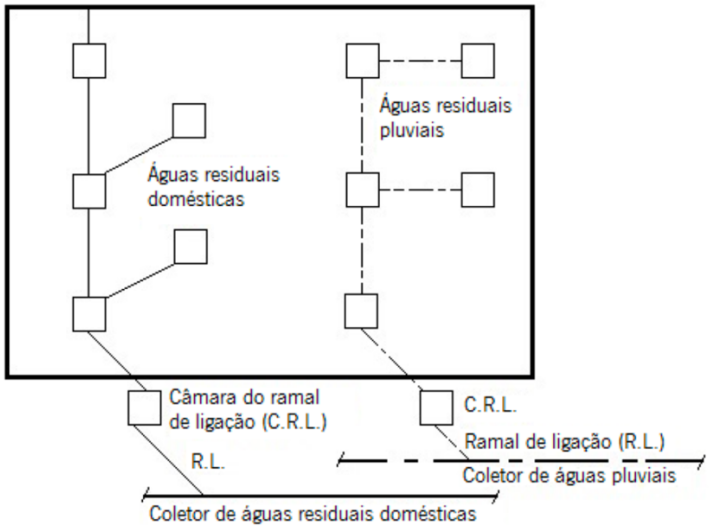

Figura 3 - Esquema de um sistema separativo (adaptado, [7])

Não obstante, os sistemas unitários recorrem a uma rede única de coletores para transportar simultaneamente águas residuais domésticas, industriais e pluviais, conforme representado na figura 4. Apesar de representar uma solução mais simplificada do ponto de vista de infraestrutura, este tipo de sistema enfrenta limitações significativas no que respeita à capacidade de tratamento e à gestão da poluição. Em particular, durante eventos de precipitação intensa, o volume combinado de águas residuais e pluviais pode ultrapassar a capacidade de tratamento da ETAR, resultando não só descargas diretas para o meio hídrico, como também aumentando os custos de transporte e tratamento [7].

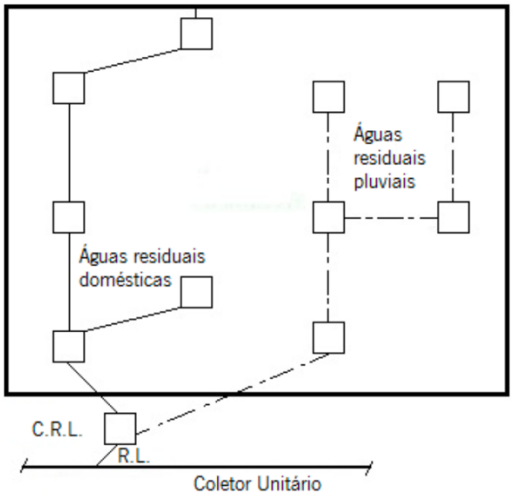

Figura 4 - Esquema de um sistema unitário (adaptado, [7])

Os sistemas de drenagem mais comuns são, no entanto, os sistemas mistos, nos quais existem troços que funcionam como sistema unitário e outros nos quais o sistema é separativo.

As redes de drenagem designadas como pseudo-separativas ou separativas parciais distinguem-se pela possibilidade de ocorrências de interligações ocasionais entre as águas pluviais e os coletores destinados às águas residuais domésticas [4].

A análise dos sistemas de drenagem pode também ser realizada tendo em conta as condições de escoamento, permitindo classificá-los em sistemas convencionais, não convencionais ou unitários. Ainda que os sistemas não convencionais sejam raramente considerados em larga escala e as redes unitárias serem menos utilizadas, a distinção entre estas tipologias continua a ser relevante para uma compreensão abrangente do panorama da drenagem urbana. Esta classificação encontra-se sintetizada na tabela 1 [7].

Tabela 1 - Tipos de Sistemas de Drenagem (adaptado)

Tipos de Sistema	Vantagens	Desvantagens
Sistemas convencionais, separativos domésticos e pluviais	Transporte de efluentes de natureza distinta por diferentes coletores.	Custos elevados de primeiro investimento, associados à necessidade de dispor de dois tipos de tubagens ou coletores.
Sistemas convencionais unitários	Encargo do investimento inicial, devido à construção de um único tipo de coletor. Simplicidade na ligação de ramais e coletores.	Descarga de efluentes poluídos com ocorrência de precipitação. Acréscimo de encargos energéticos e de exploração em estações elevatórias e de tratamento.
Sistemas não convencionais de coletor gravítico de pequeno diâmetro ou sob vácuo	Baixo investimento em zonas planas ou com elevados níveis freáticos. Em sistemas sob vácuo, redução de risco de ocorrência de condições de septicidade e controlo de infiltração.	Investimentos de exploração e conservação, relativamente ao sistema gravítico convencional. Elevado grau de conhecimento e especialização requerido para exploração eficiente.

2.2.2.2. Componentes dos Sistemas de Drenagem Urbana

Em Portugal, os sistemas de drenagem urbana são compostos por um conjunto de componentes técnicos que asseguram a recolha e transporte dos efluentes desde a sua origem até ao destino final. A seguir, apresenta-se uma descrição dos principais elementos que integram os sistemas de drenagem urbana, realçando as suas principais funções, características técnicas e materiais utilizados.

Rede de Coletores

A rede de coletores constitui a espinha dorsal dos sistemas de drenagem urbana, sendo composta essencialmente por tubagens e câmaras de visita. A sua principal função passa pelo transporte de águas residuais domésticas, industriais e pluviais, provenientes de edifícios e via pública, até ao destino previamente definido [10].

Segundo a legislação portuguesa em vigor, Decreto-regulamentar nº23/95 de 23 de agosto, consideram-se coletores visitáveis os que têm uma altura interior igual ou superior a 1,6 m. O diâmetro mínimo exigido para os coletores é de 200 mm. Relativamente à natureza do material, os coletores podem ser fabricados por diferentes materiais, betão, fibrocimento, Policloreto de Vinil (PVC), ferro fundido e aço [10].

A escolha do material mais adequado para os coletores depende de uma análise técnico-económica, que considera fatores como:

- Características físicas e dimensionais (diâmetro, comprimento, peso) e respetivo custo unitário;
- Resistências às pressões internas e externas;
- Facilidade de transporte, instalação e acessibilidade à obra;
- Resistência à corrosão interna e externa, que pode exigir revestimentos de proteção;
- Rugosidade interna da tubagem ou do revestimento, com influência direta nas perdas de carga;
- Disponibilidade de mão de obra qualificada para instalação das redes com tecnologias específicas [11].

Em Portugal, o material mais utilizado em tubagens de pequeno e médio diâmetro é o PVC, devido não só à sua leveza e baixa rugosidade, como também à sua resistência à corrosão e considerável resistência mecânica. Não obstante, este material apresenta certas limitações, como baixa resistência às pressões internas e à temperatura e elevado coeficiente de dilatação térmica. Em virtude deste fator, é necessário recorrer à utilização de tubagens concebidas de especificações técnicas reforçadas, nomeadamente através do aumento da espessura das paredes, quando a temperatura das águas residuais atinge valores considerados elevados, particularmente superiores a 20ºC.

As câmaras de visita são componentes da rede de coletores cujo objetivo consiste na minimização das perturbações de escoamento nos coletores, facilitando as operações de manutenção nos sistemas. De acordo com o disposto no Decreto Regulamentar 23/95, estas estruturas devem ser implementadas no início de cada troço da rede, bem como em pontos críticos onde ocorrem alterações de diâmetro, direção ou inclinação dos coletores, quedas controladas de caudal, confluência de coletores e em alinhamentos retilíneos, respeitando afastamentos máximos de 60 metros para coletores visitáveis e 100 metros para não visitáveis. As dimensões das câmaras de visita devem ser adequadas ao acesso de operadores e equipamentos, permitindo a realização de observações e operações de manutenção. Em termos construtivos, são geralmente executadas em betão simples, podendo recorrer-se ao betão armado em

casos e exigem maior esbelteza ou resistência estrutural, de forma a reduzir a vulnerabilidade da estrutura [12].

Ramal de ligação

O ramal de ligação é um elemento integrante da rede de drenagem, normalmente instalado em subsolo, cuja principal função consiste em garantir o transporte de águas residuais, sejam de origem doméstica, industrial ou pluvial, desde a sua origem até à rede pública. Segundo o regulamento atualmente em vigor, o diâmetro mínimo exigido para este tipo de tubagem é de 125 mm [10].

Sarjetas e Sumidouros

De acordo com a legislação portuguesa em vigor, as sarjetas e os sumidouros são elementos essenciais dos sistemas de drenagem urbana, responsáveis por assegurar a recolha das águas superficiais e o seu encaminhamento para as redes de drenagem, de forma a otimizar o escoamento na via pública [10].

Os sumidouros são dispositivos com entrada superior, geralmente protegidos por uma grade metálica, que evita a passagem de detritos sem comprometer a segurança rodoviária. A sua implantação ocorre em pontos baixos da via pública, nos cruzamentos, de forma a evitar a travessia ao longo da faixa de rodagem pelo escoamento superficial e ao longo dos percursos das valetas, de modo que a largura da lâmina de água não ultrapasse o valor considerado nos critérios de dimensionamento hidráulico.

Por sua vez, as sarjetas são dipositivos com entrada lateral e podem ser sifonadas, dependendo da tipologia do sistema (separativo ou unitário), de modo a impedir a emissão de gases para o exterior. Normalmente são instaladas no passeio da via pública [10].

Instalações Elevatórias

As instalações elevatórias são infraestruturas essenciais aos sistemas de drenagem urbana uma vez que são responsáveis por encaminhar águas residuais de pontos situados a cotas mais baixas para outros a cotas superiores. A sua utilização torna-se necessária sempre que o escoamento gravítico não seja técnico ou economicamente viável, seja na fase de transporte, tratamento ou descarga final. A expansão urbana em regiões caracterizadas por condições topográficas desfavoráveis tem implicado uma crescente necessidade de implementação destas infraestruturas, embora o sua exploração e manutenção acarrete constantes desafios [13].

Uma estação elevatória é composta fundamentalmente por uma câmara de aspiração ou poço de bombagem, responsável pelo armazenamento temporário do efluente, e por grupos elevatórios e condutas associadas [13].

Os grupos elevatórios constituem o conjunto bomba-motor responsável pela elevação das águas residuais até à cota pretendida. Estes podem ser submersíveis, com motor e bomba no interior da câmara, ou montados a seco, em câmaras específicas que garantem a acessibilidade e proteção dos equipamentos. Existem três tipos de grupos elevatórios: ejetores pneumáticos, parafuso de Arquimedes e bombas centrífugas. A escolha do tipo de grupo elevatório a implementar para uma dada estação elevatória depende não só o caudal afluente, como também da altura manométrica e das características do esgoto, isto é, teor em sólidos, granulometria, entre outros [13].

O tipo de grupo elevatório mais utilizado em Portugal nas estações elevatórias de águas residuais são as bombas centrífugas submersíveis. Esta preferência deve-se não só à sua facilidade de instalação e manutenção, como também à capacidade de suportar diferentes variações de caudal e altura manométrica, especialmente quando associadas a variadores de velocidade [14].

As estações elevatórias incluem ainda dispositivos de monotorização e automação, que asseguram o controlo operacional do sistema. São exemplos destes dispositivos os sensores ou interruptores de nível, que comandam o arranque e a paragem das bombas e permitem definir níveis mínimo, intermédio e máximo de alarme. No caso das câmaras fechadas ou com grupos a seco, torna-se fundamental a instalação de equipamentos de deteção de gases. É também possível encontrar medidores de caudal em algumas instalações elevatórias, frequentemente instalados em soleiras ou canais Parshall [13].

Segundo o Decreto Regulamentar 23/95, é obrigatória a implantação de uma descarga de emergência neste tipo de infraestruturas. Geralmente instalada imediatamente acima do nível máximo de operação, esta ligação permite o encaminhamento das águas residuais para um coletor de recurso em situações de avaria, falha de energia ou afluência excecional, prevenindo o risco de cheias ou extravasamentos [10].

De modo a minimizar o risco de entupimento e reduzir fenómenos de desgaste mecânico, podem ser instalados dispositivos de remoção de sólidos a montante da câmara de aspiração. A escolha destes dispositivos está dependente do tipo de rede (unitária ou separativa), da dimensão da instalação elevatória e das características das águas residuais afluentes. São exemplos destes dispositivos grades, mecânicas ou manuais), tamisadores ou trituradores e desarenadores [13].

Bacias de Retenção

As bacias de retenção são infraestruturas complementares aos sistemas de drenagem urbana, concebidas para regularizar o escoamento superficial afluente e mitigar os impactos associados a eventos de precipitação extrema. A sua principal função consiste em atenuar os caudais de ponta, compatibilizando-os com os limites previamente definidos, através do armazenamento temporário de água. Esta capacidade de regulação permite reduzir a pressão sobre as redes de drenagem, evitando fenómenos de cheias e sobrecarga das condutas a jusante [15].

De acordo artigo nº 176.º do Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais (RGSPPDADAR), as bacias de retenção melhoram a qualidade das águas pluviais, através da sedimentação e remoção de poluentes, promovendo um melhor desempenho global do sistema de drenagem em casos de precipitação extrema. Adicionalmente, quando se trata de bacias permanentes integradas em áreas urbanas ou zonas verdes, favorecem a valorização paisagística e recreativa. Estas infraestruturas podem também funcionar como reservas estratégicas para combate a incêndios ou para fins agrícolas, como a rega [8].

2.2.2.3. Estrutura de Gestão dos Sistemas de Drenagem Urbana em Portugal

A gestão dos sistemas de drenagem urbana em Portugal assenta num quadro legal e organizacional que tem evoluído ao longo das últimas décadas, definindo responsabilidades, modelos de gestão e formas de participação pública e privada.

Estes sistemas podem ser classificados em função da titularidade e da agregação municipal, distinguindo-se entre sistemas municipais, intermunicipais e multimunicipais. Os sistemas municipais são aqueles cuja responsabilidade pertence a uma única autarquia. Por sua vez, os sistemas intermunicipais envolvem mais do que um município, podendo recorrer à criação de entidades específicas para assegurar a gestão integrada. Os sistemas multimunicipais abrangem dois ou mais municípios e são de titularidade estatal, sendo geridos sob supervisão do poder central. Nos sistemas multimunicipais os operadores privados apenas podem deter uma posição minoritária o capital das empresas concessionárias, restrição que não se aplica aos sistemas municipais [16].

No que diz respeito aos modelos de gestão, o Decreto-Lei n.º194/2009, de 20 de agosto, estabeleceu o enquadramento aplicável aos serviços municipais, incluindo-os no âmbito da regulação da ERSAR. Este prevê três tipologias principais:

- Gestão direta, realizada pelos serviços municipais ou municipalizados,
- Gestão delegada, atribuídas a empresas do setor empresarial local, criadas para explorar atividades do interesse geral, como abastecimento de água, drenagem de águas residuais e gestão de resíduos;
- Gestão concessionada, que pode envolver parcerias público-privadas, mediante contratos que definem objetivos, investimentos e políticas tarifárias [17].

As tabelas 2 e 3 sintetizam os atuais modelos de gestão em Portugal.

Tabela 2 - Modelos de gestão dos serviços de águas e resíduos em sistemas de titularidade estatal

Modelo	Entidade Gestora	Tipo de colaboração
Gestão Direta	Estado (não existe atualmente qualquer caso)	Não aplicável
Gestão delegada	Empresa pública	Não aplicável
Gestão concessionada	Empresa concessionária multimunicipal	Participação do Estado e municípios no capital social da entidade gestora concessionária, podendo ocorrer participação minoritária de capitais privados no caso dos serviços de abastecimento de água e gestão de águas residuais ou maioritária no caso dos serviços de gestão de resíduos urbanos

Tabela 3 - Modelos de gestão dos serviços de águas e resíduos em sistemas de titularidade municipal ou intermunicipal

Modelo	Entidade Gestora	Tipo de colaboração
Gestão Direta	Serviços municipais	Não aplicável
	Serviços municipalizados ou intermunicipalizados	Colaboração entre dois ou mais municípios no caso se serviços intermunicipalizados.
	Associação de municípios	Constituição de uma pessoa coletiva de direito público integrada por vários municípios.
Gestão delegada	Empresa constituída em parceria com o Estado	Participação do Estado e municípios no capital social da entidade gestora de parceria
	Empresa do setor empresarial local sem participação com o Estado	Eventual participação de vários municípios no capital social da entidade gestora, no caso de serviço intermunicipal, podendo ocorrer em participação minoritária de capitais privados
Gestão concessionada	Empresa concessionária municipal	Parceria público-privada (municípios e outras entidades privadas)

Após a caracterização dos modelos de gestão dos sistemas de drenagem urbana em Portugal, importa compreender como estes se articulam com a estrutura tecnológica subjacente à prestação do serviço. O serviço de saneamento de águas residuais é prestado por base em várias etapas, como recolha, transporte e tratamento, de modo a assegurar o correto funcionamento do sistema. Estes processos são habitualmente agrupados em dois níveis operacionais, consoante as atividades realizadas pelas entidades gestoras: atividades em "alta" e atividades em "baixa".

A classificação referida, amplamente adotada após a publicação do Decreto-Lei n.º379/93, de 5 de novembro, constitui a base para a criação dos sistemas multimunicipais, predominantemente responsável pelos serviços em alta, e dos sistemas municipais, maioritariamente responsáveis pelos serviços em baixa. Estes correspondem respetivamente às atividades grossista e retalhista nos setores de abastecimento de água, saneamento e águas residuais urbanas e gestão de resíduos urbanos [18].

No âmbito do saneamento, a designação em "alta" refere-se às entidades gestoras responsáveis pela operação de sistemas multimunicipais e similares, que englobam infraestruturas destinadas à interceção, tratamento e destino final das águas residuais, isto é, a jusante da recolha. A criação destes sistemas em "alta" apenas é permitida em situações de importância estratégica, desde que abranjam pelos menos dois municípios e impliquem um investimento predominantemente público ou estatal, justificado pelo interesse nacional [18].

Por sua vez, a designação em "baixa" corresponde às entidades gestoras que operam infraestruturas destinadas à recolha e drenagem de águas residuais, desde os ramais de ligação à rede pública, incluindo

o transporte até aos pontos de ligação ao sistema em alta. Os sistemas em baixa integram todos os sistemas não abrangidos pelo em "alta", como os sistemas municipais, os sistemas geridos por associações de municípios, em parceria com o Estado ou outras formas de gestão [5].

A classificação dos sistemas de drenagem urbana em "alta" e em "baixa" permitiu ao setor alcançar economias de escala, sobretudo nos sistemas em "alta", onde a concentração dos serviços, como tratamento e destino final das águas residuais, possibilitou otimizar investimentos e reduzir custos unitários. Além disso, esta estrutura favoreceu uma maior especialização técnica, garantindo que entidades com capacidade financeira e tecnológica assumissem funções críticas, assegurando a conformidade com as normas ambientais [18].

Por outro lado, esta estruturação levou progressivamente à fragmentação da cadeia de valor, dificultando a coordenação entre as fases de recolha, transporte e tratamento de águas residuais. Acresce a complexidade administrativa, uma vez que a coexistência de diferentes entidades gestoras exige uma maior articulação institucional, reduzindo substancialmente a autonomia municipal. Por conseguinte, esta estrutura pode originar atrasos a nível de execução de infraestruturas e custos adicionais, decorrentes da necessidade de negociação entre vários intervenientes [5].

As figuras 5 e 6 representam a distribuição geográfica das entidades gestoras de saneamento de águas residuais em "alta" e em "baixa", respetivamente, de acordo com o Relatório Anual dos Serviços de Águas e Resíduos em Portugal de 2024 (RASARP 2024), da ERSAR.

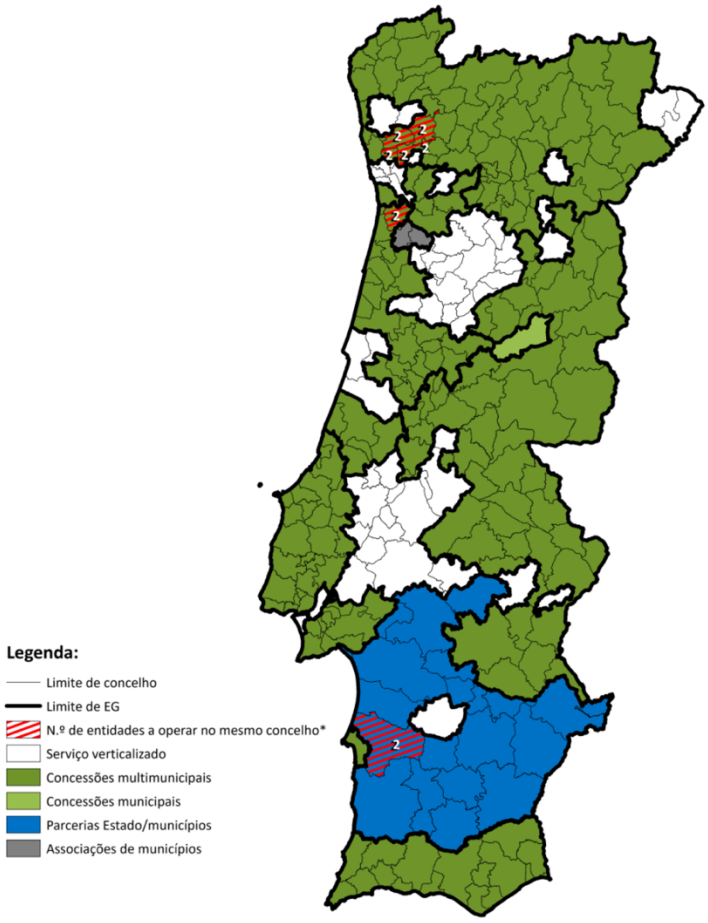

Figura 5 - Distribuição geográfica das entidades gestoras de saneamento de águas residuais em "alta" (adaptado, RASARP 2024)

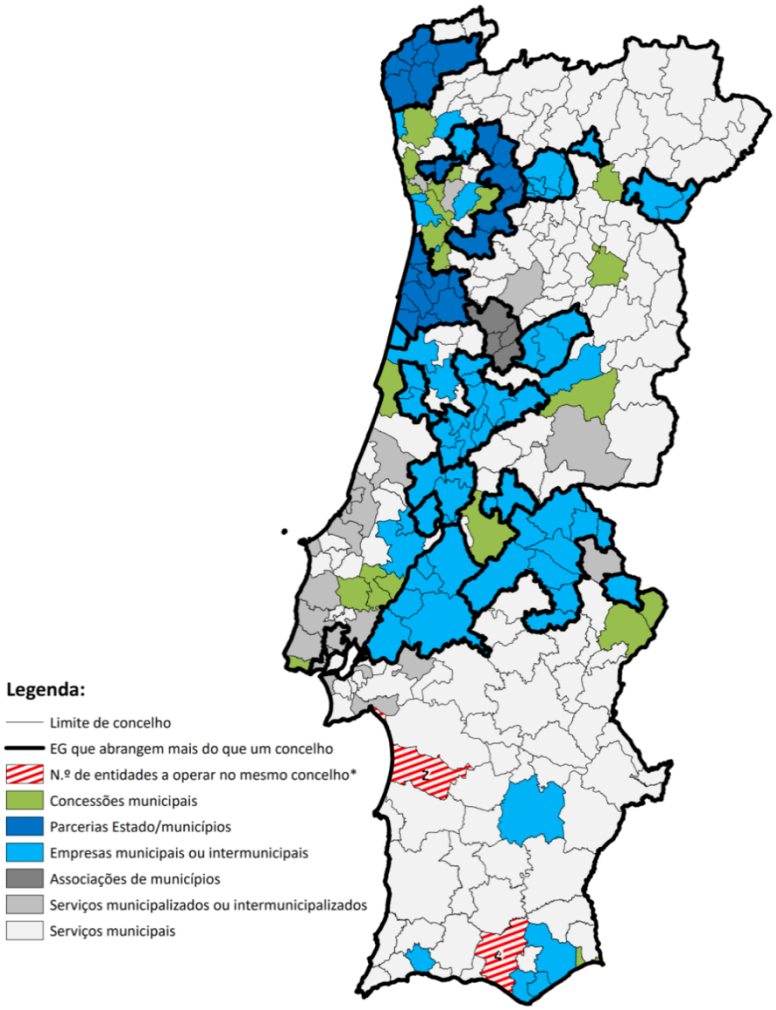

Figura 6 - distribuição geográfica das entidades gestoras de saneamento de águas residuais em "baixa" (adaptado, RASARP 2024)

2.2.2.4. Enquadramento Estratégico: *PENSAARP 2030*

O Plano Estratégico para o Abastecimento de Água e Gestão de Águas Residuais e Pluviais 2030 (*PENSAARP 2030*) constitui o principal plano estratégico para o ciclo urbano da água em Portugal na presente década. Este plano, aprovado pela Resolução do Conselho de Ministros n.º23/2024 sucede ao PENSAAR 2020 e apresenta uma abordagem mais abrangente, integrando não apenas o abastecimento de água, mas também a gestão de águas residuais e pluviais. Esta inclusão reflete a crescente preocupação com as alterações climáticas, nomeadamente fenómenos de seca e riscos de inundações, bem como a qualidade das massas de águas recetoras e a sustentabilidade dos serviços [19].

A visão assente sobre o *PENSAARP 2030* incide sobre "serviços de águas de excelência para todos e com contas certas", ou seja, assegurar que os serviços de abastecimento e saneamento, residual e pluvial, sejam eficazes, sustentáveis, economicamente viáveis e ambientalmente valorizados. De modo a concretizar esta visão, o plano estrutura-se em quatro objetivos estratégicos globais:

- Eficácia dos serviços - garante a acessibilidade física, continuidade, fiabilidade, qualidade da água distribuída e rejeitada, segurança, resiliência face às alterações climáticas, equidade e acessibilidade económica para os utentes;
- Eficiência dos serviços - foca-se na melhoria da estrutura do setor, na modernização, digitalização das entidades gestoras, eficiência hídrica e energética e descarbonização;
- Sustentabilidade dos serviços – engloba sustentabilidade económica e financeira das entidades, sustentabilidade infraestrutural, uso responsável dos recursos naturais, valorização do capital humano e da inovação;
- Valorização económica, ambiental e societal – inclui valorização empresarial, circularidade, valorização territorial e ambiental, além de transparência ética e responsabilidade social [19].

No âmbito das águas residuais e pluviais, o *PENSAARP 2030* estabelece um conjunto de metas quantificáveis e medidas estruturadas que visam melhorar a cobertura, eficiência e sustentabilidade do setor. Relativamente à cobertura de saneamento, o plano define objetivos diferenciados por tipologias de áreas: 90% das áreas predominantemente urbanas, 85% as áreas medianamente urbanas e 70% nas zonas rurais, sempre que seja técnica e economicamente viável [17].

Em matéria de licenciamento, prevê-se que 90% das estações ou descargas cumpram integralmente as licenças de descarga de águas residuais, garantindo a conformidade com os requisitos legais e ambientais. Outro aspeto relevante consiste na redução de afluências indevidas e infiltrações nos sistemas, estabelecendo-se a meta que pelo menos 90% das entidades gestoras disponham de um plano específico para o controlo dessas ocorrências. Paralelamente, o plano reforça o compromisso com a economia circular, promovendo a produção de água a partir de águas residuais tratadas, incentivando a reutilização e contribuindo para uma maior eficiência a gestão dos recursos hídricos [20].

O *PENSAARP 2030* estima a uma necessidade de investimento total de 5,5 mil milhões de euros até 2030, em que cerca de metade desse montante será direcionada para a reabilitação de infraestruturas existentes, mais concretamente na renovação e modernização das redes e estações de tratamento [21].

No que diz respeito ao financiamento, o plano está sobretudo alinhado com fundos da União Europeia nomeadamente através do Portugal 2030, incentivando as a agregação das entidades gestoras ara promover economias de escala. No que concerne à governação, o plano institui o Grupo de Apoio à Gestão 2030 (GAG 2030), responsável por acompanhar a implementação das medidas e mobilizar os investimentos previstos. Não obstante, há grande enfoque na monotorização, com definição de métricas anuais de desempenho, avaliação contínua das medidas e relatórios sobre a execução financeira e resultados alcançados [22].

Embora apresente uma abordagem ambiciosa, o PENSAARP 2030 tem vindo a suscitar constantes críticas, enfrentando desafios relevantes para a sua implementação. Um dos principais pontos de contestação refere-se à desigualdade no acesso ao financiamento, uma vez que várias autarquias consideram penalizador o critério que privilegia a agregação de entidades gestoras para acesso aos fundos do Portugal 2030, deixando em desvantagem municípios que não integram grandes estruturas intermunicipais [23].

Outro aspeto sensível é o aumento previsto nas tarifas médias domésticas de água, que poderá várias entre 2,45€/m3 no cenário mínimo e 3,28€/m3 no máximo, levando a preocupações sociais no que toca à acessibilidade dos serviços. Acresce ainda a complexidade de implementação deste plano, dado que a execução de cerce de 70 a 85 medidas previstas exige uma coordenação eficaz e exigente entre múltiplos

intervenientes, designadamente do governo, entidades gestoras, municípios, o que pode tornar o processo mais lento e desigual [23].

2.2.2.5. Enquadramento Legal

A regulação do setor de saneamento é fundamental para assegurar a saúde pública, preservação ambiental e a melhoria da qualidade de vida. Atualmente, a legislação portuguesa incorpora não só requisitos internos, mas também normas decorrentes da transposição de diretivas europeias, alinhando-se com os Objetivos de Desenvolvimento Sustentável (ODS), nomeadamente o número 6 - Água Potável e Saneamento, conforme representado na figura 7.

Figura 7 - Objetivos de Desenvolvimento Sustentável - ONU

De seguida, apresenta-se uma lista dos diplomas legais em vigor a nível nacional que dizem respeito ao regulamento da atividade de saneamento [3]:

- Decreto-Lei nº 207/94, de 6 de Agosto, relativo aos sistemas de distribuição e drenagem pública e predial;
- Decreto-Lei nº 294/94, de 16 de Novembro, que diz respeito ao regime jurídico de concessão de gestão e exploração dos sistemas multimunicipais de tratamento de resíduos sólidos urbanos;
- Decreto-Lei nº 23/95, de 23 de Agosto, referente aos sistemas públicos e prediais de distribuição de água e drenagem de águas residuais;
- Decreto-Lei nº 152/97, de 19 de Junho, referente à recolha, tratamento e descarga de águas residuais no meio aquático;
- Decreto-Lei nº 236/98, de 1 de Agosto, relativo a normas, critérios e objetivos de qualidade da água para diferentes usos e da qualidade das descargas para proteção

dos meios aquáticos;

- Decreto-Lei nº 348/98, de 9 de Novembro, que corresponde a uma atualização do Decreto-Lei nº 152/97 de 19 de Junho;
- Decreto-Lei nº 56/99, de 26 de Fevereiro, referente à qualidade de descarga e concentração de substâncias perigosas;
- Decreto-Lei nº 194/09, de 20 de Agosto, que estabelece o regime jurídico dos serviços municipais de abastecimento público de água, de saneamento de águas residuais e de gestão de resíduos urbanos;
- Decreto-Lei nº 195/09, de 20 de Agosto, que altera o regime jurídico dos serviços de âmbito multimunicipal de abastecimento público de água, de saneamento de águas residuais e de gestão de resíduos urbanos.
- Decreto-Lei nº195/09, de 20 de Agosto, que altera o regime jurídico dos serviços de âmbito multimunicipal de abastecimento público de água, de saneamento de águas residuais e de gestão de resíduos urbanos.

2.3. AFLUÊNCIAS INDEVIDAS

2.3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Atualmente, os sistemas de drenagem de águas residuais constituem uma componente extensa do meio urbano, resultante da necessidade de assegurar o adequado serviço às populações, integrando-se no património das infraestruturas públicas citadinas. A gestão sustentável destes sistemas, numa perspetiva a longo prazo, exige o cumprimento de critérios técnicos, ambientais e económicos, salvaguardando simultaneamente a proteção dos meios hídricos recetores face à poluição e à integridade estrutural das redes de drenagem urbana [24].

Nos sistemas de drenagem de águas residuais do tipo separativo doméstico, cuja finalidade consiste na recolha, transporte de águas residuais domésticas, comerciais e industriais até às Estações de Tratamento de Águas Residuais (ETAR) para posterior rejeição, o caudal máximo de projeto é o caudal de ponta doméstico. Este valor deve ser atingido em situações pontuais, uma vez que o seu dimensionamento não engloba a sua operação em secção cheia. Não obstante, as diferentes componentes destes sistemas coletam e transportam outros tipos de água que não as supracitadas, levando assim à ocorrência de afluências indevidas às redes de saneamento.

O termo *Afluências Indevidas* pode assumir diferentes definições na literatura. Autores como Schilperoot associam este termo a "todo o caudal que circula na rede e que não lhe pertence". Na bibliografia anglo-saxónica, o termo corresponde a *I/I – Infiltration & Inflow.*

O conceito de *Infiltration* refere-se ao processo pelo qual a água presente no solo, proveniente de precipitação ou de lençóis freáticos, introduz-se nas redes de saneamento, ao longo dos coletores ou em pontos específicos da rede, através de fissuras, fraturas ou falhas estruturais em câmaras de visitas. A entrada de água pode também ocorrer através de juntas ou acessórios de ligação entre tubagens, quando estes apresentam eficiências de conservação ou falhas construtivas, comprometendo assim a estanqueidade do sistema [25].

Por sua vez, o conceito de *Inflow* corresponde à contribuição de caudais pluviais ou de escoamento superficial provenientes de áreas urbanas que, devido a ligações indevidas são descarregados nas redes de águas residuais. Este tipo de afluências pode ocorrer de forma deliberado ou acidental, constituindo uma fonte de entrada de caudais parasitas para os sistemas. Adicionalmente, incluem-se nesta categoria os caudais que penetram na rede através de tampas das câmaras de visitas ou de dispositivos de inspeção [25].

Embora o conceito de afluências indevidas esteja também associado à entrada de águas residuais na rede de drenagem de águas pluviais, no âmbito desta dissertação apenas será considerado o fenómeno inverso, ou seja, a contribuição pluvial que incorpora a rede de águas residuais.

Deste modo, o fenómeno das afluências indevidas assume uma maior relevância no contexto dos sistemas de drenagem separativos, uma vez que nos sistemas unitários, mistos ou pseudo-separativos, o seu dimensionamento engloba a vertente de águas pluviais. Nos sistemas não separativos, as águas pluviais, embora não necessitem tratamento nas Estações de Tratamento de Águas Residuais, são encaminhadas de forma natural para a rede.

A problemática das afluências indevidas corresponde a um dos grandes desafios multidimensionais enfrentados pelas Entidades Gestoras no que diz respeito à gestão dos sistemas de drenagem urbana. A infiltração de caudais não previstos em sistemas de drenagem de águas residuais provoca uma redução significativa da capacidade hidráulica dos coletores, elevando o risco de ocorrência de fenómenos de extravasamentos (*overflow*) em pontos da rede ou em propriedades públicas e/ou privadas.

Não obstante, o aumento do caudal afluente conduz a uma sobrecarga significativa das Estações Elevatórias de Águas Residuais, originando constrangimentos hidráulicos que comprometem o seu desempenho. Esta condição repercute-se ao nível das Estações de Tratamento de Águas Residuais, onde a eficiência dos processos físico-químicos e biológicos tende a diminuir devido à redução dos tempos de retenção e à instabilidade operacional resultante [26].

Paralelamente, o acréscimo de caudal e de variabilidade hidráulica implica um aumento substancial dos consumos energéticos, da necessidade de reagentes e da frequência de intervenções de manutenção, traduzindo-se num crescimento expressivo dos custos associados ao tratamento nas ETAR.

A mitigação da problemática das Afluências Indevidas exige, por parte das Entidades Gestoras, o desenvolvimento e a implementação de metodologias estruturadas que abranjam as fases de diagnóstico, quantificação e priorização de intervenções ao longo do sistema de drenagem, temática abordada mais adiante neste capítulo [18].

2.3.2. Classificação de Afluências Indevidas

As Afluências Indevidas em sistemas de drenagem urbana são classificadas na literatura segundo diferentes enquadramentos conceptuais. Ao longo deste subcapítulo serão consideradas duas abordagens distintas. De forma convencional, a primeira consiste na relação, direta ou indireta, desta problemática com os eventos pluviométricos associados. Em alternativa, será analisada uma caracterização orientada para a gestão operacional, que diferencia as Afluências Indevidas em Aparentes e Reais [27].

As Afluências Indevidas em redes de drenagem de águas residuais podem ser agrupadas em duas componentes principais: Afluências Indevidas Diretas (AID) e Afluências Indevidas Indiretas (AII). Esta classificação baseia-se na forma como a água pluvial se introduz no sistema de águas residuais, seja num curto intervalo de tempo após o início do evento de precipitação, através de vias preferenciais nos órgãos da rede, seja de forma indireta, após acumulação nos solos envolventes.

A figura 8 ilustra as tipologias de afluências indevidas de acordo com a abordagem anteriormente descrita.

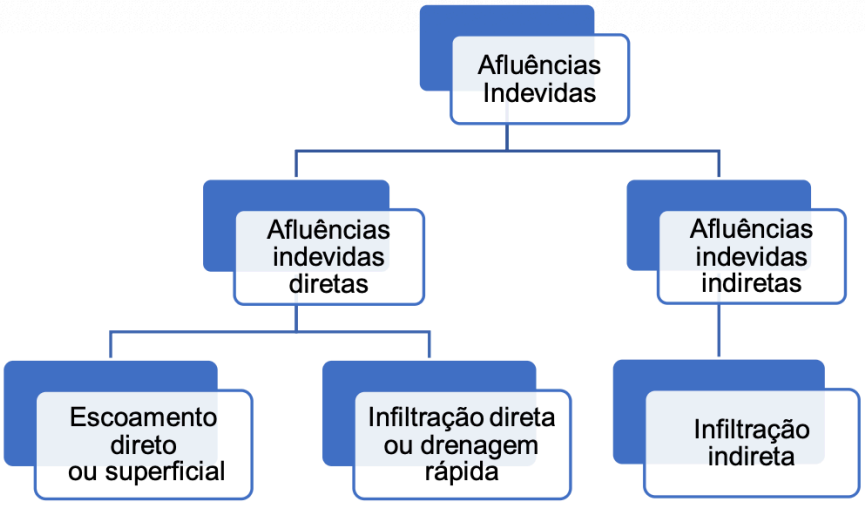

Figura 8 - Tipologias Afluências Indevidas

2.3.2.1. Afluências Indevidas Diretas

As Afluências Indevidas Diretas correspondem ao conjunto de caudais diretamente associado aos eventos de precipitação, uma vez que a chegada à rede de águas residuais ocorre em intervalos de tempo relativamente curtos, que variam entre alguns minutos e alguns dias após o acontecimento pluviométrico. Estes caudais podem subdividir-se em duas categorias: Escoamento Superficial, ou Direto, e Infiltração Direta, ou Drenagem Rápida, figura 4. Ainda que a sua duração seja curta, estes escoamentos são responsáveis pelos elevados caudais de ponta verificados em algumas secções dos coletores e nas ETAR, sobretudo em períodos de pluviosidade com elevado tempo de concentração [28].

O escoamento superficial ou direto caracteriza-se por uma resposta hidrológica rápida, associada à reduzida capacidade de retenção e elevada impermeabilização das superfícies urbanas, que favorecem o transporte imediato das águas pluviais após o evento de precipitação. Estas contribuições estão na origem de ligações indevidas de águas pluviais à rede de águas residuais, através de ramais de ligação sarjetas ou outros dispositivos. A entrada direta de escoamento superficial pode também ocorrer por tampas das câmaras de visita ou outros pontos da rede vulneráveis, sobretudo se deteriorados ou com ausência de vedação adequada [28].

A infiltração direta, ou drenagem rápida, representada na figura 9, corresponde à entrada de água pluvial na rede de drenagem através de mecanismos de percolação, que ocorrem num curto intervalo de tempo após o início da precipitação. Este fenómeno resulta da migração de massas de água através das camadas superficiais do solo, associada ao aumento da pressão hidrostática gerada pela acumulação de água no solo, atingindo os coletores e outros órgãos do sistema por meio de falhas estruturais, como fissuras, fraturas, juntas mal executadas ou deterioradas, bem como ligações deficientes ou em mau estado de conservação [9].

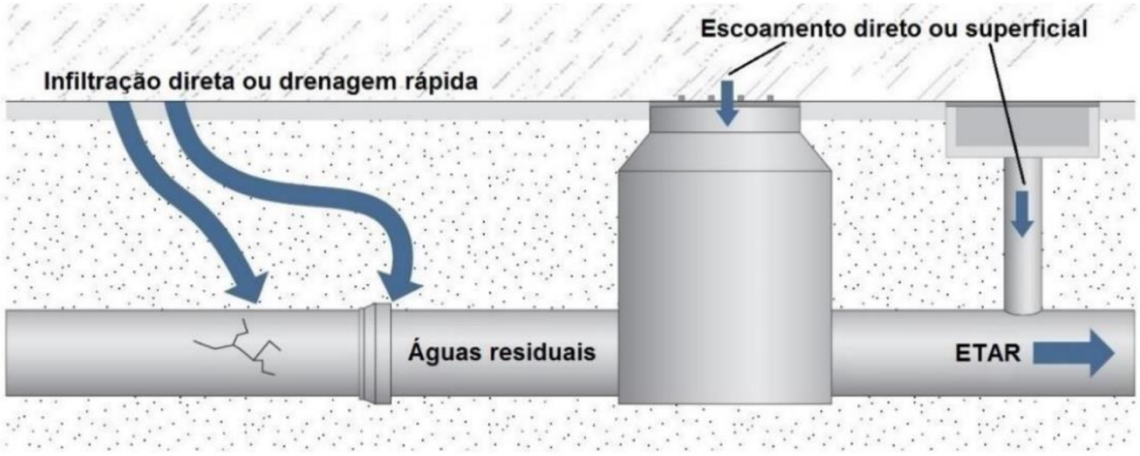

Figura 9 – Esquema Afluência Indevida Direta

2.3.2.2. Afluências Indevidas Indiretas

As Afluências Indevidas Indiretas, esquematizadas na figura 10, correspondem a contribuições parasitárias não diretamente desencadeadas por um evento de precipitação isolado, mas por processos de interação entre a rede de drenagem e o meio subterrâneo, figura 3. Tipicamente ocorrem quando o nível freático se encontra elevado para cotas superiores à soleira do coletor estabelecendo um gradiente hidráulico e uma pressão hidrostática/piezométrica capazes de forçar a intrusão de água subterrânea através de pontos vulneráveis do sistema. Em paralelo com o que sucede na drenagem rápida, as águas de infiltração indireta atingem o coletor essencialmente pelas juntas e pelas fissuras existentes na rede e, por isso, constituem contribuições difusas no espaço [9].

Em períodos secos, considera-se que o caudal total que circula na rede de drenagem de águas residuais é composto exclusivamente por duas parcelas: água residual (doméstica e industrial) e água de infiltração.

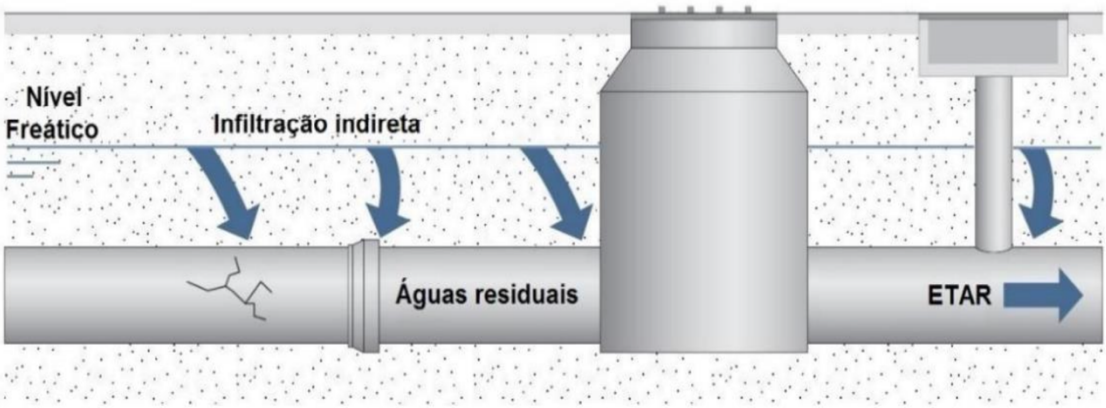

Figura 10 – Esquema Afluência Indevidas Indiretas

Em zonas litorais, a intrusão de água do mar induzida pelas oscilações da maré consiste num tipo de afluência indevida indireta. Este fenómeno pode provocar incrementos significativos nos caudais e volumes circulantes na rede de drenagem, além de impactar negativamente a qualidade da água afluente,

com implicações diretas nos processos de tratamento. A intrusão de água salina ocorre predominantemente em pontos de contacto entre a rede de águas residuais e os meios recetores, como nos descarregadores sem válvulas de retenção de maré, quando o nível desta atinge a cota de descarga do coletor [29].

Em zonas costeiras, as marés podem induzir oscilações significativas na posição do nível freático das massas de água subterrâneas, potenciando o fenómeno de infiltração indireta por variação cíclica da pressão piezométrica e do gradiente entre o aquífero e a conduta. Esta interação costeira torna a resposta das afluências indevidas indiretas semidiurna ou diurna, em função da maré local, e pode intensificar volumes intrusos em condutas situadas em cotas baixas ou com deficientes condições de estanqueidade [28].

Uma das consequências deste tipo de afluências indevidas consiste na introdução de elevadas concentrações de cloretos nos sistemas de drenagem, o que favorece a degradação das infraestruturas, promovendo a corrosão do betão armado e a deterioração de equipamentos eletromecânicos. Não obstante, surgem distúrbios operacionais nos processos de tratamento de águas residuais, particularmente nas etapas de decantação primária e tratamento biológico secundário, em que a elevada salinidade pode provocar a distribuição da comunidade microbiológica responsável pela depuração [29].

2.3.2.3. Afluências Indevidas Reais e Afluências Indevidas Aparentes

Conforme anteriormente referido, nesta secção adotou-se uma abordagem alternativa à tradicional classificação das afluências indevidas, esquematizada na figura 11, que habitualmente distingue entre afluências diretas e indiretas com base na correlação temporal com os eventos de precipitação. Em vez desta segmentação clássica, optou-se por uma sistematização que enquadra o fenómeno em duas categorias operacionais: Afluências Indevidas Reais (AIR) e Afluências Indevidas Aparentes (AIA). Esta distinção permitiu caracterizar de forma mais precisa a origem, natureza e relevância hidráulica das afluências que condicionam o desempenho da rede de saneamento. As Afluências Indevidas Reais (AIR) abrangem duas componentes principais: a subterrânea e a pluvial.

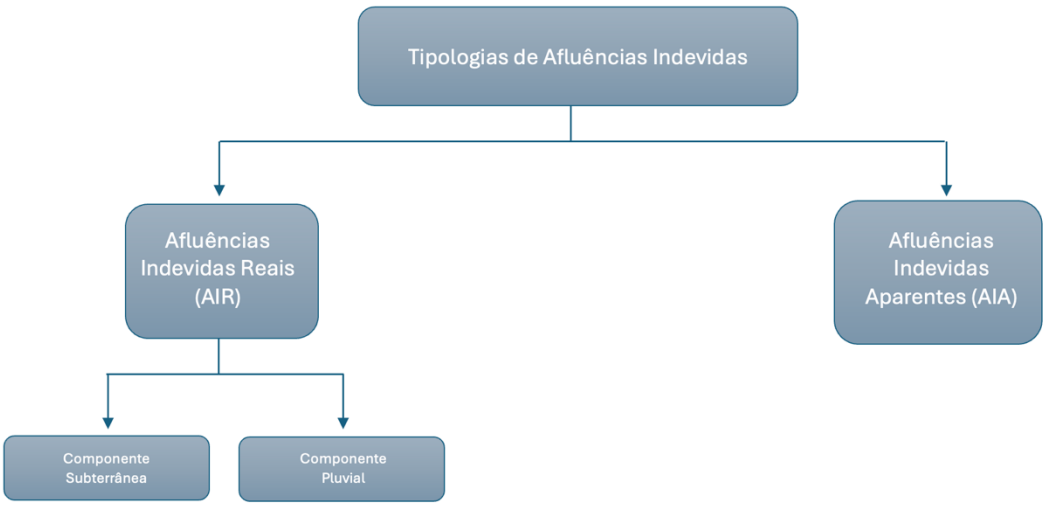

Figura 11 - Tipologias de Afluências Indevidas

A componente subterrânea das AIR resulta maioritariamente de fenómenos de infiltração que transferem água do meio subterrâneo para o interior dos coletores e órgãos acessórios. A origem desta infiltração considera o estado de conservação da infraestrutura que compõe o sistema de drenagem, bem como às condições geotécnicas e hidrodinâmicas do solo. Os fatores que determinam este tipo de Afluência Indevida estão representados na tabela 4 [30].

Tabela 4 - Fatores determinantes AIR (adaptado, Indaqua)

Fator	Descrição mecanismo
Degradação progressiva dos materiais e elementos construtivos	A perda de desempenho estrutural dos coletores, incluindo fissuração das paredes, fadiga, esmagamento localizado, deterioração de juntas e formação de buracos, aumenta a permeabilidade estrutural das condutas e cria caminhos preferenciais para a intrusão de água subterrânea.
Modo de construção e assentamento dos coletores	Métodos construtivos que não acomodam deformações diferenciais do terreno, bem como assentamentos ou vibrações, podem provocar desajustes e deslocamentos nas juntas, aumentando a suscetibilidade à infiltração.
Características geotécnicas e hidrodinâmicas do solo envolvente	As propriedades do solo e o seu grau de saturação determinam a percolação e a pressão hidráulica aplicada à tubagem, condicionando a probabilidade de infiltração, sobretudo em solos de elevada condutividade ou sujeitos a variações significativas no regime hídrico.
Influência do nível freático e das marés	Em zonas costeiras ou com forte oscilação do lençol freático, as variações de nível podem induzir intrusão por inversão do gradiente hidráulico, nomeadamente através de fissuras, juntas defeituosas ou patologias pré-existentes.
Sobrecargas dinâmicas e estruturais	A passagem frequente de cargas pesadas sobre coletores e câmaras de visita acelera o processo de fadiga estrutural e pode provocar esmagamento parcial do coletor ou abertura de fissuras, facilitando a entrada de água do solo.
Permeabilidade não desejada da infraestrutura	Síntese das manifestações anteriores, traduzindo a existência de vias inesperadas de comunicação hidráulica entre o solo e a conduta, resultantes tanto de deficiências construtivas como do envelhecimento e das solicitações mecânicas a que a rede está exposta.

A componente pluvial das AIR está associada a eventos de precipitação e caracteriza-se por duas diretivas principais: ligações indevidas entre o sistema de águas pluviais e o sistema de águas residuais e entradas superficiais por uma vedação deficiente dos órgãos que constituem o sistema [30].

Na primeira diretiva incluem-se as conexões diretas de dispositivos pluviais, como sarjetas, sumidouros, tubos de queda e caleiras, à rede de saneamento, tanto no domínio público como privado. Estas ligações, por vezes realizadas de modo a facilitar o escoamento em edifícios ou arruamentos, transportam caudais pluviais para o sistema de drenagem de águas residuais. Na segunda diretiva, a falta de estanquidade de tampas e órgãos acessórios, como tampas nas caixas de visita ou ramais de ligação, permite a entrada direta de escoamento superficial durante eventos de precipitação [30].

As duas componentes que constituem as Afluências Indevidas Reais encontram-se representadas na figura 12.

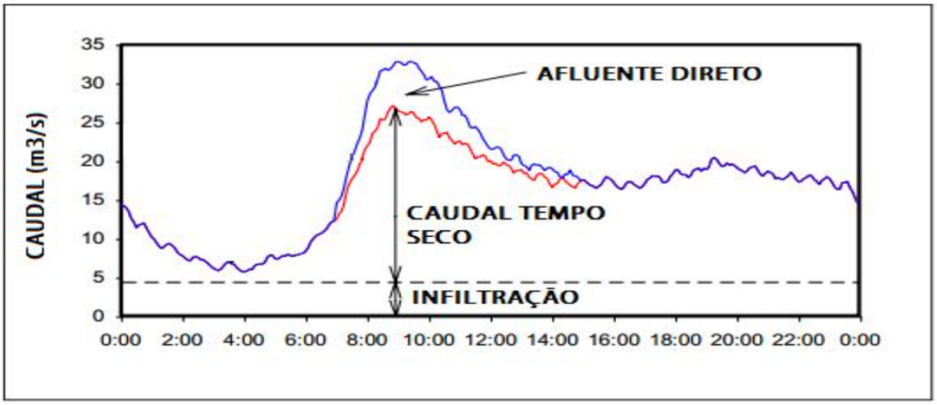

Figura 12 - Componentes AIR

As Afluências Indevidas Aparentes não traduzem necessariamente um aumento do caudal que percorre o sistema, mas sim uma discrepância nos volumes de entrada. Nesta tipologia incluem-se as descargas ilícitas de águas residuais para o sistema de drenagem, cuja medição e/ou faturação não são realizadas por qualquer equipamento. São exemplos destas descargas as descargas pontuais de estabelecimentos, ligações clandestinas e contributos provenientes de fontes alternativas de abastecimento não controladas, como poços e captações [30].

Não obstante, são considerados erros de medição associados aos equipamentos de monotorização de caudais e volumes, resultantes de condições locais, de instalação, de calibração, manutenção e operação. Deste modo, as AIA exprimem o desvio contabilístico que afeta indicadores de desempenho balanços hídricos e estimativas de infiltração, podendo levar a erros de diagnóstico, caso não sejam devidamente corrigidas [30].

2.3.3. Impactos Operacional, Ambiental e Socioeconómico

A ocorrência de Afluências Indevidas em sistemas de drenagem urbana constitui um dos principais desafios para a gestão das infraestruturas de redes de saneamento, não só pela complexidade destes sistemas, como também pela necessidade de garantir a sustentabilidade ambiental. Este fenómeno provoca impactos que se refletem em diferentes dimensões. Neste contexto, o esquema representado na figura 13 agrupa as consequências associadas às Afluências Indevidas em três principais categorias: operacional, ambiental e socioeconómica.

Figura 13 - Impactos das Afluências Indevidas

2.3.2.1. Impacto Operacional

As Afluências Indevidas do tipo I/I (*Inflow and Infiltration*) em sistemas de saneamento urbano correspondem a uma fonte de degradação operacional, estrutural e hidráulica das redes, com consequências que ocorrem tanto em períodos seco, devido à infiltração de águas subterrâneas, como em períodos de precipitação, associados às afluências pluviais.

O acréscimo de caudais parasitas que não correspondem à produção de águas residuais provoca a redução efetiva da capacidade hidráulica dos coletores e órgãos acessórios e, consequentemente, a redução da capacidade de transporte do sistema. Esta sobrecarga conduz ao funcionamento da secção próximo da secção cheia, favorecendo regimes de escoamento sob pressão e a perda da capacidade de autolimpeza, podendo provocar extravasamentos em câmaras de visita ou estações elevatórias e possíveis ocorrências de cheias urbanas e problemas de saúde pública [5].

Por sua vez, as Estações de Tratamento de Águas Residuais (ETAR) e as Estações Elevatórias de Águas Residuais (EEAR), devido ao aumento significativo do caudal afluente, sofrem alterações nas condições de projeto e operação. O incremento de volume a bombear (EEAR) e a tratar (ETAR) implica tempos de funcionamento mais longos, maior arranque dos grupos elevatórios, aumento do consumo energético e uma maior solicitação dos componentes eletromecânicos, reduzindo a sua vida útil e aumentando a probabilidade de avarias e paragens não programadas [26].

A ocorrência de infiltração de águas subterrâneas em determinados pontos das redes gera arrastamento de partículas do solo e a criação de espaços vazios entre estas, favorecendo a formação de caminhos preferenciais de escoamento. Este fenómeno pode causar assentamentos nos vários órgãos da rede, nomeadamente em coletores de águas residuais, o que induz o aparecimento de tensões e deformações, podendo conduzir à fissuração, abertura de juntas e roturas localizadas [28].

Do ponto de vista operacional, estes efeitos resultam num acréscimo significativo da necessidade de manutenção preventiva e corretiva, implicando maior frequência de intervenções para desobstrução, reparação e limpeza de coletores, bem como para a reabilitação de câmaras de visita. Deste modo, a gestão eficiente da rede de drenagem requer intensificação das atividades de monitorização de caudais e níveis, análise sistemática de indicadores de desempenho e aplicação de metodologias específicas para deteção e quantificação das afluências indevidas [26].

2.3.3.2. Impacto Ambiental

As Afluências Indevidas agravam de forma significativa a pressão sobre o meio ambiente, quer pela poluição direta de solos e meios hídricos, quer pelo aumento de consumo de recursos e emissões associadas ao tratamento de caudais excedentários.

O aumento do caudal provocado pelas Afluências Indevidas pode gerar a ocorrência de extravasamentos em câmaras de visita ou em pontos frágeis da rede e fenómenos de exfiltração. Por um lado, os extravasamentos transportam águas residuais não tratadas para vias públicas, solos e linhas de água, traduzindo-se em fontes de agentes patogénicos, como bactérias e protozoários, e contaminantes químicos. Por outro lado, a exfiltração não só compromete a qualidade dos aquíferos subterrâneos, como também pode gerar contaminação cruzada com sistemas de abastecimento de águas em redes mal implantadas, criando vias diretas para a mistura entre esgoto e águas potável [3].

Nas ETAR, os caudais parasitas resultantes das infiltrações subterrâneas ou de caudais pluviais aumentam substancialmente o caudal afluente sem alterarem a carga poluente diária gerado pelas águas residuais (doméstica ou industrial), o que resulta numa diluição das concentrações e não da massa de poluente a remover. Esta sobrecarga hidráulica diminui o tempo de retenção e a eficiência da remoção das unidades de tratamento, conduzindo a uma maior necessidade de ativação de *bypass* de emergência, quando as capacidades de transporte e tratamento são excedidas. Este processo pode provocar descargas diretas de esgoto bruto ou parcialmente tratado para o meio recetor, nomeadamente em rios, estuários ou zonas balneares, com impacto direto na fauna, flora e qualidade ecológica, bem como em usos recreativos [29].

Além da poluição direta, o aumento das infiltrações e contribuições pluviais nas redes de drenagem urbana implicam uma maior capacidade de bombagem e intensificação de processos de arejamento, e maior consumo de reagentes nas ETAR e nas EEAR e, consequentemente, um aumento de emissões de carbono e gases com efeito de estufa [3].

2.3.3.3. Impacto Socioeconómico

A manutenção de sistemas sanitários de elevada complexidade constitui, por si só, uma responsabilidade acrescida, mesmo na ausência de registos de anomalias operacionais. Quando ocorrem danos estruturais, resultantes, por exemplo, da infiltração de caudais parasitas, a execução das reparações e a assunção dos custos associados permanecem sob a alçada da entidade gestora responsável pela exploração do sistema.

Importa salientar que as intervenções de reabilitação das infraestruturas podem, em determinadas circunstâncias, configurar processos prolongados, abrangendo áreas extensas, frequentemente de natureza comercial, que sofrem impactos económicos relevantes devido à limitação da acessibilidade dos clientes aos estabelecimentos [31].

A nível social, os principais impactos manifestam-se durante as operações de reparação de condutas, que, em alguns casos, podem revelar-se extremamente morosas. Esta situação afeta a dinâmica da área intervencionada, originando constrangimentos significativos e, consequentemente, descontentamento por parte da população local [32].

Os custos associados às Afluências Indevidas estão inequivocamente relacionados com o desgaste e/ou degradação das condições estruturais e funcionais dos componentes das redes de drenagem, resultando num encurtamento do seu período de vida útil. Deste modo, a reabilitação e a otimização dos sistemas configuram-se como medidas prioritárias de intervenção [31].

As intervenções de reabilitação dos sistemas de drenagem podem ser classificadas perante duas abordagens principais: reativa e preventiva. A primeira ocorre quando executadas após a ocorrência de falhas graves que comprometem o funcionamento do sistema, exigindo uma atuação imediata. A reposição estrutural após o colapso de um coletor é um exemplo de uma medida reativa de reabilitação. Por outro lado, a reabilitação preventiva caracteriza-se por ações planeadas que visam evitar que o desempenho do sistema de drenagem atinja níveis indesejados, prolongando a vida útil dos seus componentes [32].

Tabela 5 - Custos associados às Afluências Indevidas

Tipo de Custo	Definição	Exemplos
Custos de Operação	Custos diretamente associados à exploração diária do sistema de drenagem e das infraestruturas a jusante (estações elevatórias e ETAR), que aumentam significativamente devido à entrada de caudais excedentários não previstos no dimensionamento do sistema	- Aumento do consumo energético nas EEAR, devido ao maior volume a bombear; - Incremento dos custos de bombagem, resultantes do aumento de caudal e altura manométrica - Aumento dos custos de tratamento nas ETAR (maior consumo energético no arejamento de reatores biológicos; maior consumo de reagente químicos nos processos de coagulação de tratamento primário; sobrecarga hidráulica nas unidades de tratamento)
Custos de Manutenção	Custos relacionados com a reparação, substituição ou renovação das componentes do sistema de drenagem, decorrentes do desgaste acelerado, falhas estruturais e solicitações adicionais impostas pelas afluências indevidas	- Reparação de falhas estruturais, fissuras e juntas em coletores, devido à infiltração contínua; - Substituição prematura de equipamentos eletromecânicos (bombas, válvulas, sensores), devido ao maior tempo de funcionamento e desgaste; - Limpeza e desobstrução mais frequente de coletores e órgãos acessórios; - Custos de mão de obra, equipamentos e intervenções de emergência associadas a extravasamentos.
Custos de Investimento	Custos associados ao dimensionamento, planeamento, construção e reabilitação de infraestruturas, influenciados pela necessidade de acomodar caudais superiores ao de projeto	- Estudos de diagnóstico, campanhas de medição e modelação hidráulica e hidrológica; - Implementação de metodologias de deteção de afluências indevidas (monotorização de caudais, precipitação e nível freático); - Obras para eliminação de ligações indevidas de águas pluviais; - Sobredimensionamento ou ampliação de infraestruturas (coletores, EEAR, ETAR), caso as afluências indevidas não sejam mitigadas).

A melhoria do funcionamento dos sistemas de drenagem urbana depende também de planos de operação e manutenção, que asseguram o controlo da infraestrutura. As atividades de operação incluem inspeções periódicas para identificar anomalias, gestão estratégica de equipamentos, como estações elevatórias, e a atuação em situações de contingência, como colapso ou descargas acidentais. Por sua vez, a manutenção envolve ações preventivas, como a limpeza regular de coletores de modo evitar obstruções, e ações reativas para corrigir bloqueios ou falhas, além da conservação de equipamentos eletromecânicos e reparações pontuais [32].

Assim, os custos associados às Afluências Indevidas podem ser agrupados em três categorias principais: custos de operação, custos de manutenção e custos de investimento [33]. Na tabela 5 estão especificados os diferentes custos.

2.3.4. Métodos de Quantificação de Afluências Indevidas

Como já mencionado anteriormente, as Afluências Indevidas apresentam caraterísticas, fontes e causas heterogéneas, o que impossibilita a eliminação na sua totalidade. As entidades responsáveis pela gestão dos sistemas de drenagem focam a sua atividade na identificação, monotorização e mitigação destes fenómenos, com o objetivo de minimizar os impactos supramencionados.

Considerando que a eliminação completa do fenómeno das Afluências Indevidas, em particular das infiltrações, não é viável e que, na maioria dos casos, não existem medições que permitam quantificar a sua ocorrência, procede-se à atribuição de um valor de projeto para o caudal correspondente no dimensionamento dos sistemas. Este valor é definido com base nas disposições regulamentares em vigor, tendo em conta parâmetros como o diâmetro e a extensão da rede a montante [24].

Deste modo, é necessário distinguir os caudais definidos na fase de projeto, utilizados para o dimensionamento do sistema de drenagem, dos caudais verificados na fase de exploração, que permitem avaliar o desempenho técnico e económico da infraestrutura [3].

2.3.4.1. Métodos de Quantificação de Afluências Indevidas em Fase de Projeto

Relativamente à quantificação das Afluências Indevidas em fase de projeto, o artigo 126.º do título IV, capítulo 2 do Decreto Regulamentar 23/95, estabelece as orientações para o procedimento a adotar no dimensionamento das redes de drenagem.

"1 – Os caudais de infiltração provêm da água existente no solo e devem ser cuidadosamente ponderados no projeto de novos sistemas de drenagem.

2 – O valor dos caudais de infiltração é função das características hidrogeológicas do solo e do tipo e estado de conservação do material dos coletores e das juntas.

3 – Nos sistemas de drenagem de águas residuais domésticas e industriais deve ser minimizada a sua afluência à rede através de procedimentos adequados de projeto, seleção de materiais e juntas disposições construtivas.

4 – Desde que não se disponha de dados experimentais locais ou de informações similares, o valor do caudal de infiltração pode considerar-se:

a) Igual ao caudal médio anual, nas redes de pequenos aglomerados com coletores a jusante até 300 mm;

b) Proporcional ao comprimento e diâmetro dos coletores, nas redes de médios e grandes aglomerados; neste último caso, quando se trate de coletores recentes ou a construir, podem estimar-se valores de caudais de infiltração da ordem de 0,500 m3 /dia, por centímetro de diâmetro e por quilómetro de comprimento da rede pública, podendo atingir-se valores de 4 m3 /dia, por centímetro e por quilómetro, em coletores de precária construção e conservação.
c) Os valores referidos nas alíneas a) e b) podem ser inferiores sempre que estiver assegurada uma melhor estanquidade da rede, nomeadamente no que respeita aos coletores, juntas e câmaras de visita."

Apesar de no artigo n. º2 do artigo 126.º do Decreto Regulamentar n.º 23/95 ser mencionado os caudais de infiltração dependem das características hidrogeológicas, não se encontra definido um conjunto claro de procedimentos que permitam considerar essa afluência, pelo menos em fase de projeto.

Deste modo, na prática, as Entidades Gestoras tendem a adotar uma majoração dos valores previstos na regulamentação, tendo em conta os limites estabelecidos. Esta abordagem é particularmente comum em regiões hidrológicas mais críticas, onde as reservas hídricas subterrâneas são abundantes e, por vezes, de difícil deteção [3].

No âmbito do Decreto Regulamentar 23/95, são definidos os elementos de cálculo necessários para a determinação do caudal de projeto de sistemas de drenagem de águas residuais:

- O artigo 122.º estabelece os parâmetros recomendados para a determinação a população servida e da capitação;
- O artigo 123.º faz referência ao fator de afluência, entendido como a razão entre os caudais de abastecimento às populações e os caudais que efetivamente afluem à rede. Este fator e definido dentro de um intervalo de 0.7 e 0.9, dependendo das caraterísticas do território.
- O artigo 124.º estipula o caudal médio anual como sendo obtido através do produto entre a capitação média anual de afluência à rede e o número de habitantes servidos.

Uma vez definidos os critérios de projeto para o cálculo dos caudais referentes às afluências indevidas, o procedimento é idêntico para todas as fontes no cálculo do caudal de projeto da rede em estudo. As expressões matemáticas utilizadas para estimar o caudal de projeto de uma rede de águas residuais são as representadas abaixo:

$$Q_{res,dom} = P \times C \times f_a \quad (1)$$

$$Q_{res,proj} = Q_{res,dom} + Q_{res,ind} + Q_{AI} \quad (2)$$

Em que:

$Q_{res,dom}$ – Caudal residual médio diário de origem doméstica (m^3/dia);

P – População servida (n.º de habitantes);

C – Capitação média diária de abastecimento de água (m3/hab/dia);

f_a – Fator de afluência

$Q_{res,proj}$– Caudal residual médio diário de projeto (m3/dia);

$Q_{res,ind}$– Caudal residual médio diário de origem industrial (m3/dia);

Q_{AI} – Caudal médio diário de afluências indevidas diretas e indiretas (m3/dia).

Em Portugal, em fase de projeto, a estimativa das infiltrações é normalmente efetuada com base em valores de referência constantes no Decreto Regulamentar n.º 23/95, também designado por Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais (RGSPPDADAR). Este regulamento define valores pré-estabelecidos os para os caudais de infiltração, de acordo com a extensão e dimensão da rede a montante [26].

Tabela 6 - Comparação critérios de quantificação em projeto da contribuição da infiltração (adaptado)

País	Norma	Critério
Portugal	Decreto-Lei n.º 23/95 (1995	- 100% do caudal médio anual, nas redes de pequenos aglomerados com coletores a jusante até 300 mm de diâmetro; - 0,5 m3 /(dia·cm·km), quando se trate de coletores recentes ou a construir; 4 m3 /(dia·cm·km), em coletores de precária construção e conservação.
Alemanha	Norma ATV118 (ATV-DVWK 2003)	- 100% do caudal doméstico em sistemas separativos (em casos justificados pode assumir outra magnitude) - Negligenciada no dimensionamento dos coletores de sistemas unitários, mas considerada no dimensionamento de estruturas especiais e estações de tratamento
Brasil	- SABESP (Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo) (1984) - Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 9649 (1986)	0,05 a 0,50 l/(s.km) 0,05 a 1,00 l/(s.km)
EUA	- American Society of Civil Engineers - Water Environment Federation (US EPA 2001) - US EPA Guidelines	- 0,05 - 1,39 m3 /(dia·cm·km) - 140 l/(dia·mm·km)

Face à incerteza associada ao cálculo dos volumes de infiltração, cada país procurou estabelecer um valor regulamentar a nível nacional ou desenvolver uma metodologia apropriada, tendo em consideração as características topográficas e geológicas da região, bem como o diâmetro e a extensão da rede a montante. A tabela 6 apresenta a comparação entre as diretrizes nacionais e a de outros quatro países, Estados Unidos, Brasil, Alemanha e Irlanda.

2.3.4.2. Métodos de Quantificação de Afluências Indevidas em Fase de Exploração

Contrariamente ao ocorrido durante a fase de projeto, em que as afluências indevidas são normalmente estimadas de forma agregada, sem distinção entre as diferentes origens dos caudais excedentários, na fase de exploração torna-se possível quantificar este fenómeno em componentes diretas, indiretas e globais [18].

No contexto da fase de exploração de sistema de drenagem urbana, a quantificação de Afluências Indevidas pode ser realizada tendo em conta quatro abordagens metodológicas principais, amplamente referenciadas na literatura: balanços hídricos, análise de hidrogramas, método de marcadores e modelos de simulação [18].

A metodologia dos balanços hídricos baseia-se na avaliação do equilíbrio entre os volumes afluentes registados a montante com os volumes medidos a jusante, por exemplo, numa ETAR. Esta abordagem permite identificar discrepâncias associadas a caudais não contabilizados, os quais podem ser interpretados como resultantes de Afluências Indevidas, assumindo que as medições volumétricas são fiáveis e que as variações de armazenamento são desprezáveis [18].

A análise de hidrogramas recorre à utilização de séries temporais de caudais de modo a identificar padrões característicos de Afluências Indevidas. Através da decomposição em diferentes componentes (caudal base, contribuição domésticas/industrial e acréscimos associado a eventos de precipitação), é possível inferir a presença e magnitude de Afluências Indevidas [18].

A metodologia baseada em marcadores utiliza a identificação de um parâmetro distintivo presente nas águas residuais, como um traçador químico ou microbiológico, cuja concentração permite estimar o volume indevido. A eficácia deste método depende da escolha do marcador, da sua estabilidade e da representatividade em relação às condições do sistema [18].

Os modelos de simulação representam uma abordagem mais avançada, baseada na modelação hidráulica e hidrológica do sistema de drenagem, através de ferramentas computacionais. Estes modelos incorporam algoritmos semelhantes aos utilizados na simulação de processos de percolação e escoamento superficial, utilizando como dados de entrada as características físicas da bacia hidrográfica, como rede de coletores, do tipo de solo e padrões de precipitação. Através da calibração e validação com dados reais de caudal e precipitação, os modelos permitem estimar quantitativamente as Afluências Indevidas, analisar diferentes cenários e eventos de precipitação e identificar zonas críticas de infiltração ao longo da rede [18].

Ao longo desta secção procede-se à descrição dos diferentes métodos de quantificação de Afluências Indevidas durante a fase de exploração, tendo em conta o tipo de afluência. A figura 14 esquematiza os métodos abordados.

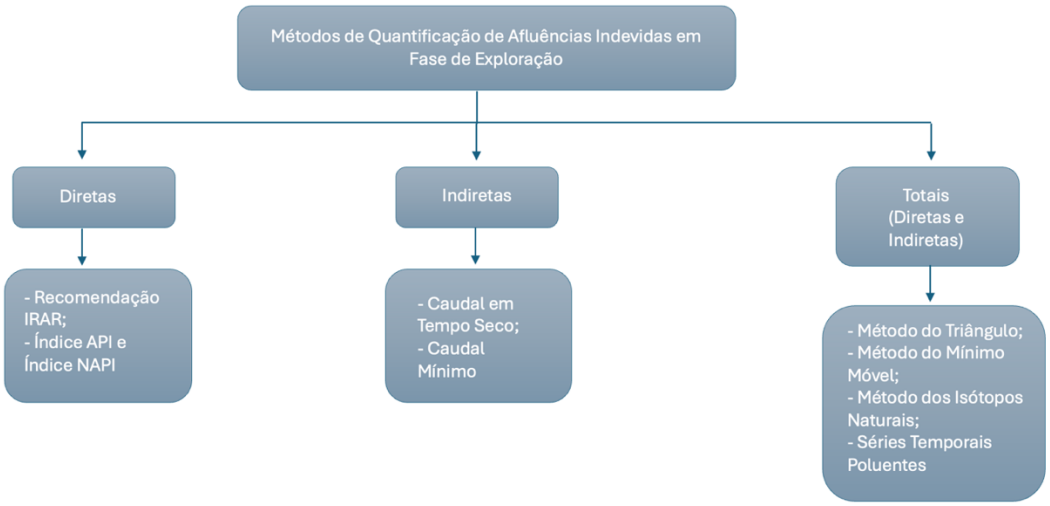

Figura 14 - Métodos de quantificação de afluências indevidas em fase de exploração

Recomendação N.º 04/2007 do IRAR

O Instituto Regulador de Águas Residuais (IRAR), atualmente designado por Entidade Regulador dos Serviços de Águas e Resíduos (ERSAR), publicou a Recomendação N.º 04/2007, intitulada *"Faturação de serviços em alta de saneamento de águas residuais urbanas com contribuição de águas pluviais"*. Este documento estabelece as metodologias e orientações técnicas a adotar na quantificação de volumes de águas pluviais que ingressam nas redes de drenagem de águas residuais urbanas, também designadas por escoamento direto ou superficial [34].

Segundo esta recomendação:

> "*– Para melhor gestão de investimentos na redução de afluências indesejáveis com origem em redes de drenagem será fundamental que as EG de sistemas em "alta" assegurem, sempre que técnica e economicamente justificável, registos de medições em secções de entrega, por forma a permitir não só estimar os caudais descarregados por cada utilizador, como avaliar a parcela com origem pluvial;*
>
> *– Os caudais de tempo seco e de tempo húmido devem ser estimados a partir de registos contínuos de caudais à entrada das estações de tratamento e, quando justificável, em secções de entrega da rede em "baixa" na rede em "alta" (pontos de recolha), estabelecendo-se curvas padrão de evolução do caudal de tempo seco a partir de registos em período estival. Os volumes afluentes de origem pluvial podem ser estimados com base na diferença entre os volumes registados em tempo de chuva e os valores estimados para condições de referência em tempo seco.*

Para a definição de "dia de chuva" recomenda-se que:

> *"– A EG e os utilizadores do sistema selecionem um udómetro (ou mais de um udómetro)*

localizado na área servida por cada estação de tratamento ou suficientemente próximo desta, cujas medições sejam consideradas representativas de ocorrência de contribuições de águas pluviais na área contributiva;

– Pode ser razoável que um udómetro selecionado como representativo da ocorrência de precipitação na área servida por uma dada estação de tratamento seja considerado também representativo da ocorrência de precipitação em áreas vizinhas servidas por outras estações de tratamento;

– Considera-se "dia de chuva" numa dada área servida se se registar ocorrência de precipitação no udómetro selecionado para o respetivo ponto de medição (estação de tratamento ou secção de entrega)."

De acordo com a recomendação supramencionada, a determinação dos volumes deve ser efetuada mediante a repartição entre as componentes correspondentes águas residuais de origem doméstica e industrial e às águas pluviais. Deste modo, é utilizada a equação que segue, que integra a média aritmética os volumes registados num período anterior, correspondente a, pelo menos, M dias consecutivos de tempo seco. Este procedimento visa garantir que a estimativa da contribuição pluvial seja baseada em condições representativas, minimizando a influência de variações ocasionais e assegurando maior rigor na separação das diferentes parcelas de caudais [34].

$$V_n^{jT} = V_n^{jad} + V_n^{jap} = \min\left(V_n^{jT}; \frac{\sum_{m=1}^{M} V_n^{jT}}{M}\right) + V_n^{jap} \tag{3}$$

Em que:

V_n^{jT} – Volume total medido no ponto de medição j (ETAR ou secção de entrega), no "dia de chuva" n ;

V_n^{jad} – Volume de águas residuais domésticas/industriais atribuído ao ponto de medição j, no "dia de chuva" n;

V_n^{jap} – Volume estimado de águas pluviais atribuído ao ponto de medição j, no "dia de chuva" n;

M – Número de dias do último período contínuo seco;

$\frac{\sum_{m=1}^{M} V_n^{jT}}{M}$ – Valor médio diário dos volumes totais medidos no ponto de medição j, calculado para o último período, precedente ao dia n, de M dias consecutivos em tempo seco;

Recomenda-se que o período considerado para o cálculo de M corresponda, no mínimo, a 10 dias consecutivos, isto é, deve ser considerado o valor médio diário obtido no intervalo de tempo seco com duração mínima de 10 dias [34].

Índice API e Índice NAPI

No contexto das Afluências Indevidas, admite-se que a resposta das redes de drenagem face à ocorrência de eventos pluviométricos não é uniforme, verificando-se comportamentos distintos não só ao longo de uma rede, como também em troços do mesmo coletor. Estas discrepâncias ocorrem devido a fatores como características e condições dos solos adjacentes, condições de escoamentos existentes, condições e tipo de materiais constituintes do sistema de drenagem [18].

De modo a assegurar a previsão adequada do comportamento dos sistemas de drenagem urbana face a eventos de precipitação, torna-se imprescindível a recolha sistemática e a monotorização contínua de dados relativos aos caudais e à pluviosidade. Esta prática constitui a base para a elaboração de estimativas fundamentadas em séries históricas, permitindo a comparação de cenários comparativos que podem apresentar maior ou menor proximidade em relação às condições reais observadas [3].

Neste seguimento, surgiu o modelo Antecedent Precipitation Index (API). Este traduz-se num método teórico que estabelece a correlação entre a ocorrência de Afluências Indevidas diretas e distintos cenários de precipitação. Este modelo permite estimar, dentro de um intervalo de confiança, os valores esperados de caudal e precipitação. O índice API constitui uma medida indireta de humidade antecedente do solo numa determinada bacia, antes da ocorrência de precipitação, considerando que esta contribui diretamente para o aumento da infiltração [18].

O método API é definido por Koehler e Linsley como:

$$API = \sum_{t=-1}^{-i} P_t \times k^{-t} \tag{4}$$

Em que:

i – Número de dias antecedentes ao dia no qual ocorre o evento pluviométrico (dia)

k – Constante de decaimento do solo (pode variar entre 0.80 e 0.98, de acordo com a localização)

P_t – Precipitação diária acumulado no dia t (mm)

Devido à subjetividade associada à determinação das condições físicas que definem o índice API, surgiu, em 2001, por Heggen, o Normalized Antecedent Precipitation Index, um modelo aperfeiçoado e normalizado do modelo API, que introduziu as seguintes melhorias metodológicas [3]:

A consideração da precipitação ocorrida no próprio dia o evento pluviométrico, antecedendo o episódio analisado;

A normalização m função da estação do ano, permitindo ajustar o índice às variações sazonais que influenciam o comportamento hidrológico do sistema;

A normalização relativamente à base de dados utilizada.

O modelo NAPI pode ser expresso pela seguinte equação:

$$NAPI = \frac{\sum_{t=0}^{-i} P_t \times k^{-t}}{\bar{P} \times \sum_{t=-1}^{-i} k^{-t}} \quad (5)$$

Em que:

$\bar{P}$ – Precipitação diária acumulada média dos dias antecedentes ao dia no qual ocorre o evento pluviométrico (mm).

Caudal em Tempo Seco

O caudal em tempo seco, designado por Dry Weather Flow (DWF), corresponde ao volume escoado numa rede de drenagem urbana na ausência de precipitação, isto é, excluindo a contribuição direta de águas pluviais. Nestas condições, o caudal total transportado pelo sistema resulta da soma das águas residuais de origem doméstica a industrial com a componente associada às Afluências Indevidas indiretas.

A determinação do caudal em tempo seco baseia-se na análise de séries temporais, com registos horários ou diários. Considerando as variações do nível freático, recomenda-se que esta análise seja efetuada ao longo de um intervalo de tempo suficientemente representativo, tendo em conta que a parcela relativa às águas residuais é estimada com base em valores tóricos. A figura 15 representa o caudal residual, o caudal em tempo seco e o caudal total de água residual [18].

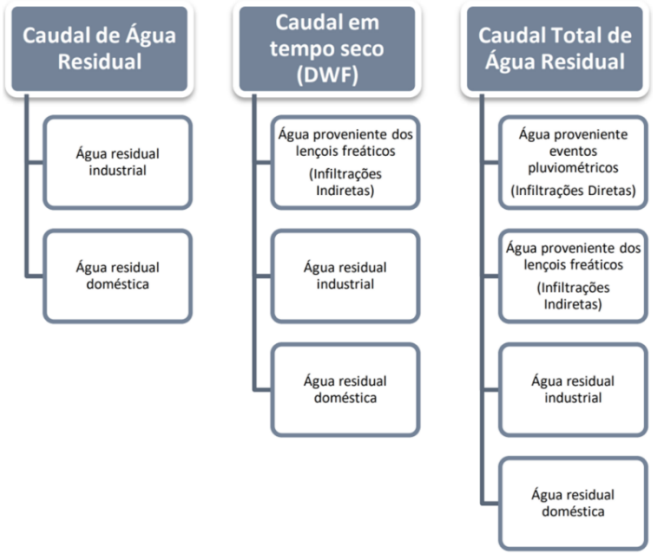

Figura 15 - Componentes do caudal residual (adaptado de Franz, 2007)

O caudal médio diário em tempo seco pode ser expresso pela seguinte equação:

$$DWF = P \times C + Q_{res,ind} + Q_{AI,indiretas} \quad (6)$$

Em que:

P – População servida (nº de habitantes)

C – Capitação média diária de águas residuais (m^3/hab/dia)

$Q_{res,ind}$ − Caudal residual diário de origem industrial (m^3/dia)

$Q_{AI,indiretas}$ − Caudal médio diário de Afluências Indevidas indiretas (m^3/dia)

A aplicação de equação supramencionada requer a obtenção de dados relativos às capitações, populações servidas e descargas de origem industrial. O valor da capitação pode ser estimado com base em tabelas normativas ou recorrendo ao Decreto Regulamentar n. º23/95, que estabelece valores de referência poara o consumo médio diário de água por habitante. No entanto, dado que os hábitos de consumo e higiene variam significativamente entre populações, recomenda-se que, numa fase posterior, os valores teóricos sejam ajustados com medições efetuados, por exemplo, em estações de tratamento [31].

O caudal de origem industrial é normalmente determinado a partir do valor máximo de descarga autorizado para cada unidade industrial, sendo este considerado representativo do limite superior admissível de contribuição para o sistema e drenagem [3].

Uma vez determinado o caudal em tempo seco, é possível proceder à estimativa do caudal de infiltração. Quando não ocorrem eventos de precipitação no denominado período de segurança, geralmente compreendido entre 7 a 10 dias, os registos de monotorização obtidos podem ser considerados fiáveis e representativos. Importa ainda salientar que os efeitos da precipitação podem prolongar-se por períodos consideráveis, podendo influenciar o comportamento do sistema de drenagem até aproximadamente seis meses após a ocorrência do evento pluviométrico.

Perante a ausência de dados específicos relativos à infiltração, e em zonas caracterizadas por níveis freáticos elevados, adota-se uma estimativa simplificada, assumindo que o caudal de infiltração corresponde a 45% do caudal total em tempo seco (incluindo a parcela de infiltração), conforme expresso na equação seguinte [33]:

$$Q_{AI,indiretas} = 0.45 \times DWF = 0.45 \times (P \times C + Q_{res,ind} + Q_{AI,indiretas}) \quad (7)$$

Simplificando a equação, obtém-se:

$$Q_{AI,indiretas} = 0.8 \times \left(C \times P + Q_{res,ind}\right) \quad (8)$$

Importa referir que a percentagem de 45% adotada corresponde, de forma aproximada, a uma capitação doméstica entre 115 e 120 L/hab/dia, de acordo com estudo desenvolvido no Reino Unido. Contudo, de modo a assegurar uma análise mais precisa e ajustada à realidade local, recomenda-se um estudo prévio da população residente na área em avaliação [33] .

Caudal Mínimo

O método do Caudal Mínimo baseia-se na utilização de valores mínimos do caudal em tempo seco para a quantificação das infiltrações indiretas na rede de drenagem de águas residuais. A partir dos registos do caudal ao longo do dia, é possível estimar o caudal mínimo diário em tempo seco e determinar o caudal mínimo diário, normalmente observado durante o período noturno, quando o valor do caudal de águas residuais atinge valores mais reduzidos [31].

Para a aplicação deste método, assume-se que o caudal mínimo registado em período noturno resulta predominantemente de infiltrações, incorporando ainda uma fração de águas residuais de origem doméstica, frequentemente associada a uma percentagem de 10%. Este método pode ser expresso através da seguinte equação:

$$I = Q_{min} \times (1 - \%_{AR}) \tag{9}$$

Em que:

Q_{min} – Caudal mínimo em tempo seco (m^3//dia);

$\%_{AR}$ – Percentagem de água residual (geralmente 10%)

Considerando que o caudal registado em 24 horas corresponde à totalidade do volume de águas residuais afluente à estação de tratamento, tem-se que:

$$\bar{Q} = Q_{AR} + I \tag{10}$$

Em que:

$\bar{Q}$ – Caudal registado em 24 horas (m^3/dia);

Q_{AR} – Caudal de águas residuais (m^3/dia);

A atribuição de uma fração de 10% correspondente à contribuição de águas residuais na determinação do caudal mínimo não constitui um valor absoluto. Em contextos em que se verifique atividade industrial contínua, com funcionamento interrupto ao longo de 24 horas ou concentrado em períodos noturnos, torna-se necessário proceder ao ajuste deste valor [18].

A determinação do caudal mínimo noturno revela-se particularmente complexa em áreas onde se registam caudais reduzidos, uma vez que estas condições implicam lâminas de escoamento significativamente baixas, dificultando a obtenção de medições precisas. Nestes casos, recomenda-se a utilização de medidores de caudal ultrassónicos [33].

Método do Triângulo

O método do triângulo constitui uma abordagem gráfica utilizada para estimar Afluências Indevidas totais em sistema de drenagem, permitindo a separação e a quantificação das diferentes componentes do caudal afluente a uma ETAR. Este método baseia-se na construção de uma curva de caudais médios diários, ordenados por grandeza, que assume tipicamente a forma de um "S" [31].

Partindo do pressuposto que o caudal médio diário de origem doméstica se mantém aproximadamente constante, a linha horizontal correspondente a esse valor representa o limite entre o escoamento de águas residuais domésticas e o volume excedentário associado às Afluências Indevidas. A separação entre a infiltração e o escoamento superficial é realizada assumindo que a infiltração atinge valores mais levados

após eventos de precipitação prolongados, enquanto o escoamento superficial está associado a precipitações intensas e de curta duração [18].

O método permite ainda aferir, com base no número de dias com ocorrência de precipitação e no número total de dias do período em análise, a percentagem de dias em que o sistema é influenciado por caudais de origem pluvial, permitindo avaliar a capacidade da rede face à presença de caudais e infiltração e escoamento superficial indevidos [31].

A figura 16 representa o método supramencionado.

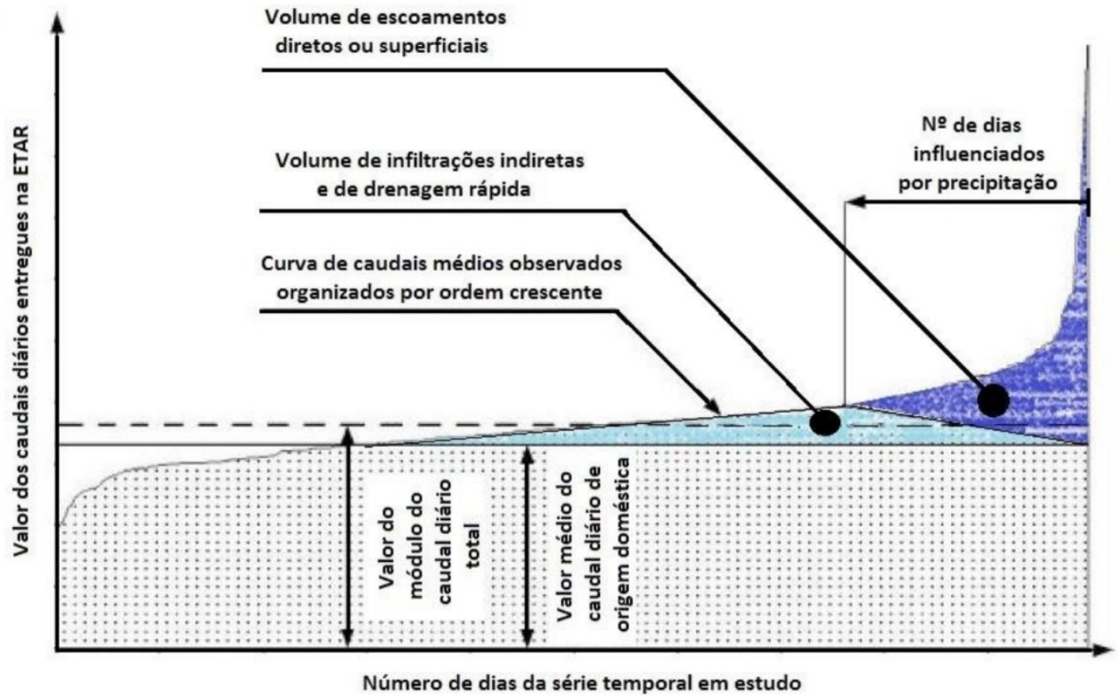

Figura 16 - Método do Triângulo (adaptado, [31])

A análise da figura permite verificar que a área situada abaixo da linha correspondente aos caudais médios diários de águas residuais domésticas traduz exclusivamente os volumes associados às descargas domésticas. Por sua vez, a área acima dessa linha traduz os volumes associados às infiltrações, sejam estas diretas ou indiretas, dependendo da influência exercida pelos eventos de precipitação.

Após o início do evento pluvioso, assume-se que a infiltração indireta é teoricamente nula, enquanto a componente direta atinge valores significativamente elevados. De modo a representar esta relação, considera-se uma correlação linear entre os extremos da curva, traçando-se uma linha que representa a separação entre as infiltrações diretas e indiretas. Os caudais situados à esquerda dessa linha correspondem, em teoria, a condições de tempo seco, ao passo que os caudais localizados à direita refletem a influência da precipitação [31].

Método do Mínimo Móvel

O método do mínimo móvel consiste numa metodologia que permite estimar Afluências Indevidas a partir da análise de séries de caudais médios diários, assumindo que o caudal em tempo seco é igual ao valor do caudal mínimo observado durante um período de referência [31].

Para aplicação do método, considera- se um intervalo temporal, geralmente de 21 dias, que deve ser suficientemente longo para abranger possíveis eventos de precipitação e permitir a estabilização das condições de escoamento superficial. O caudal mínimo móvel é obtido através da construção de um hidrograma, em que se calcula para cada dia o menor valor de caudal registado os 21 dias anteriores. Este valor é considerado representativo do caudal médio de origem doméstica, assumindo que não há infiltração de precipitação. A figura 17 representa o método do mínimo móvel [31].

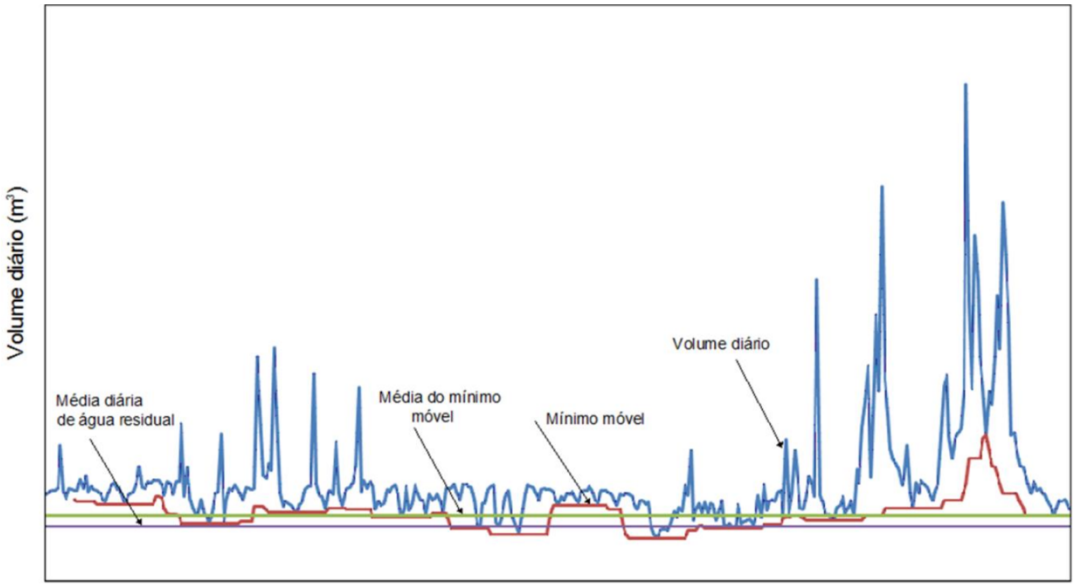

Figura 17 - Representação do Método Mínimo Móvel (adaptado, [31])

A diferença entre o caudal afluente diário e o caudal mínimo móvel é atribuída às componentes das Afluências Indevidas, isto é, infiltrações e escoamento superficial. Uma das vantagens da utilização deste método consiste em não depender diretamente de dados de precipitação, baseando-se apenas no registo de caudais [31].

Método dos Isótopos Naturais

O método dos isótopos naturais constitui uma abordagem indireta de quantificação de caudais de infiltração, fundamentado pela medição e análise de isótopos estáveis de oxigénio presentes nas moléculas de água, nomeadamente O^{16} e O^{18} [31].

Assumindo que as águas destinadas ao consumo e as subterrâneas apresentam razões isotópicas distintas, é possível estimar os volumes associados a infiltrações indiretas através da análise entre a razão isotópica do efluente à saída da rede e as diferentes origens de água, aplicando-se posteriormente um balanço de massa.

Uma das principais vantagens deste método consiste na utilização de traçadores naturais presentes na água, evitando o recurso a marcadores artificiais. Não obstante, a sua aplicação é limitada em sub-bacias em que se verifiquem elevados caudais de origem pluvial ou uma heterogeneidade entre as razões isotópicas [31].

O cálculo do caudal de indireta baseia-se na diferença entre as razões isotópicas medidas e as de referência, conforme expresso na equação que se segue:

$$Q_{inf,indiretas}(t) = \frac{\delta^{18}O_{res,total}(t) - \delta^{18}O_{potável}(t)}{\delta^{18}O_{inf,indiretas}(t) - \delta^{18}O_{potável}(t)} \times Q_{res,total}(t) \quad (11)$$

Em que:

$Q_{inf,indiretas}(t)$ – Caudal de infiltração indireta no instante t (m^3/dia);

$Q_{res,total}(t)$ – Caudal de águas residuais totais no instante t (m^3/dia);

t – Dia da série temporal (dia);

$\delta^{18}O_{res,total}(t)$ – Razão de isótopos nas águas residuais totais no instante t (‰);

$\delta^{18}O_{potável}(t)$ – Razão de isótopos nas águas de consumo no instante t (‰);

$\delta^{18}O_{inf,indiretas}(t)$ – Razão de isótopos nas águas subterrâneas no instante t (‰)

Método das Séries Temporais Poluentes

O método das séries temporais poluentes permite a quantificação integral das Afluências Indevidas através da medição contínua e simultânea do caudal residual e da concentração de um poluente conservativo, nomeadamente a carência química de oxigénio (CQO), num ponto específico da rede de drenagem. A CQO é utilizada como traçador por não ser influenciada por parâmetros como pH, temperatura ou oxirredução, garantindo uma maior estabilidade nas medições [18].

A aplicação deste método requer a instrumentos de elevada fiabilidade, incluindo medidores de caudal precisos e espectrofotómetros UV/visível para determinação da CQO. A principal vantagem desta abordagem consiste no facto de não assumir padrões fixos para os caudais domésticos ou concentrações poluentes, permitindo considerar variações temporais reais. Deste modo, assume-se que a contribuição da infiltração apresenta concentração de CQO negligenciável face às águas residuais domésticas, possibilitando a modelação do caudal total com base na evolução da CQO [18].

As expressões que traduzem o método supramencionado estão indicadas abaixo.

$$c(t) = \frac{(Q_{res,total}(t) - Q_{AI}(t)) \times C_{res,dom}(t) + Q_{AI}(t) \times C_{AI}(t)}{Q_{res,total}(t)} \quad (12)$$

$$C_{res,dom} = f(t) + f(Q_{res,dom}) \quad (13)$$

$$Q_{AI}(t) = Q_{AI,indiretas}(t) + Q_{0,AI,indiretas}(t) \times e^{-k_{rec} \times (t - t_{0,AI,indiretas})} \quad (14)$$

Em que:

$C_{res,total}^{modelo}$ – Concentração em CQO nas águas residuais totais no instante t, de acordo com o modelo de previsão (mg/L);

$Q_{res,total}(t)$ – Caudal total da rede residual no instante t (m^3//dia);

$Q_{AI}(t)$ – Caudal de afluências indevidas no instante t (m3/dia);

$C_{res,dom}(t)$ – Concentração em CQO das águas residuais domésticas no instante t (mg/L);

$C_{AI}(t)$ – Concentração em CQO nas afluências indevidas no instante t (mg/L);

k_{rec} – Coeficiente recessivo;

$Q_{AI,indiretas}(t)$ – Caudal de afluências indevidas indiretas (infiltração base) no instante t (m3/dia);

$Q_{0,AI,indiretas}(t)$ – Caudal de afluências indevidas diretas (m3/dia);

t – Dia da série temporal (dia);

$t_{0,AI,indiretas}$ – Instante no qual se inicia a ocorrência de afluências indevidas diretas (dia).

2.3.5. Métodos de Deteção de Afluências Indevidas

Em determinados sistemas de drenagem urbana, a ocorrência de Afluências Indevidas torna-se um processo de fácil identificação, exigindo a realização de um levantamento rigoroso das zonas mais críticas, uma vez que os pontos de entrada e os tipos de afluências podem variar substancialmente. Deste modo, a elaboração e implementação de planos de controlo e mitigação deste fenómeno são fundamentadas de acordo com as seguintes etapas: [18]

1. Quantificação dos caudais excedentários associados;
2. Localização específica dos pontos de entrada na rede de drenagem;
3. Identificação das causas e caracterização do tipo de afluência;
4. Avaliação das condições estruturais dos componentes da rede em zonas mais vulneráveis;
5. Aplicação de métodos de deteção adequados à tipologia do fenómeno.

Com o objetivo de identificar e caracterizar causas e fornecer apoio ao diagnóstico da entrada de caudais parasitas ao longo dos sistemas de saneamento, foram desenvolvidas diversas técnicas ou metodologias direcionadas para sua a deteção e localização.

Estes métodos distinguem-se dos procedimentos quantitativos por apresentarem uma maior especificidade e, numa fase inicial, não requererem processos extensivos de registo e tratamento de dados. Ao longo desta secção serão abordados os diferentes métodos de deteção de Afluências Indevidas.

Testes de Fumo

O teste de fumo consiste na injeção controlada de fumo inerte no interior da rede de drenagem, geralmente através das câmaras de visita, em troços isolados com extensão típica até 300 metros. O fumo, produzido por bombas específicas durante 3 a 5 minutos, deve ser frio, inodoro, não tóxico e livre de óleo ou partículas, garantindo a segurança e saúde pública. Após a injeção, realiza-se observação visual externa de modo a identificar pontos de saída de fumo, que evidenciam ligações indevidas à rede de águas residuais ou defeitos estruturais, como fissuras ou juntas abertas. A figura 18 representa a metodologia do teste supramencionado [32].

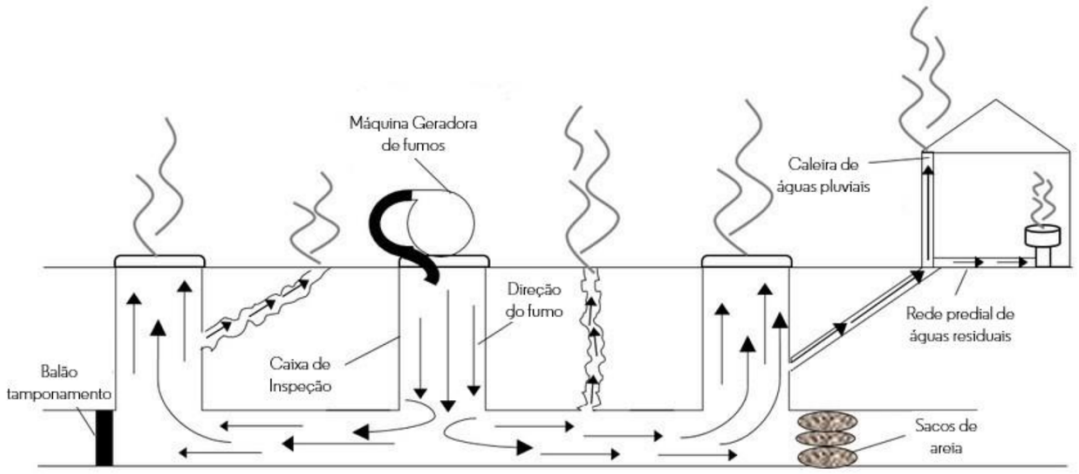

Figura 18 - Representação esquemática Teste de Fumo

Apesar deste teste ser utilizado como complemento a outras técnicas de deteção, como inspeção CCTV ou teste com traçadores, e de se destacar pela sua rapidez, baixo custo e facilidade de execução, não deve ser realizado após eventos de precipitação ou ventos fortes. Não obstante, a sua aplicação torna-se ineficaz em solos saturados, congelados ou cobertos de neve, uma vez que o fumo não se propaga adequadamente. Outra limitação desta técnica é a incapacidade de detetar ligações indiretas difusas, típicas de lençóis freáticos elevados [32].

Inspeção Visual por CCTV

A inspeção visual por CCTV (*Closed Circuit Television*) consiste na introdução de uma câmara de vídeo no interior das redes de drenagem, montada sob um veículo robotizado, permitindo a filmagem e gravação contínua do estado estrutural dos coletores. Durante a passagem do robot, o operador controla a velocidade, focagem e iluminação, e regista em formulário normalizado a presença de caudal, altura de escoamento, cor, turvação, matéria flutuante e qualquer tipo de anomalia detetado ao longo do coletor [32].

Esta técnica permite a localização exata das anomalias presentes nas redes de drenagem, nomeadamente em coletores ou câmaras de visita e, consequentemente, a sua rápida reabilitação. A inspeção visual por CCTV é frequentemente utilizada em complemento com outros métodos de deteção, como testes de fumo traçadores, de modo a identifica anomalias previamente identificadas [18].

A execução deste método exige, na maioria dos casos, a limpeza prévia dos componentes do sistema de drenagem, o que aumenta os custos e tempo de operação, nomeadamente em redes de grande extensão. Não obstante, a implementação deste método requer a mobilização de equipamento especializado e equipa técnica qualificada [32].

As figuras 19 e 20 ilustram, respetivamente, um exemplo de um robot de inspeção com recurso a CCTV e uma imagem capturada durante a execução do método.

Figura 19 - Exemplo robot de inspeção por CCTV

Figura 20 - Exemplo de imagem capturada

Testes com Traçadores

O teste com recurso a traçadores, também designado por *dye teste*, constitui um método de identificação de Afluências Indevidas tanto do tipo direto como indireto, em sistemas de drenagem de águas residuais. Este procedimento baseia-se na introdução de corantes fluorescentes biodegradáveis, não tóxicos e totalmente miscíveis em água, que lhe conferem uma coloração facilmente reconhecível em observação visual [32].

Após a introdução do marcador, procede-se à inspeção visual a jusante dos locais de aplicação, permitindo verificar a eventual presença do corante no sistema de drenagem de águas residuais. A deteção do traçador confirma a existência de ligações indevidas ou afluências pluviais ao coletor doméstico [18].

A aplicação dos traçadores é efetuada em locais estrategicamente selecionados ao longo da rede, designadamente em áreas ajardinadas, tubos de queda, drenos de fundação. Entre os traçadores mais utilizados encontram-se a rodamina B, a rodamina WT e a fluoresceína. A figura 21 ilustra a presença detetada de um traçador numa câmara de visita de um sistema de drenagem de águas residuais [32].

Figura 21 - Deteção de traçador numa câmara de visita (adaptado, Indaqua)

Ensaios de Estanqueidade

Os ensaios de estanqueidade constituem um método de deteção de infiltrações e exfiltrações em sistemas de drenagem de águas residuais, sendo habitualmente aplicados em redes novas, antes da sua entrada em funcionamento. Esta técnica pode ser utilizada com recurso a ar (Método L), a água (Método W), ou, em casos excecionais, a vácuo, conforme especificado na norma europeia NP EN 1610:2008. O ensaio com ar é considerado o mais rigoroso e comum, recorrendo-se ao método com água quando os resultados obtidos com recurso ao ar são inconclusivos [32].

A execução do ensaio implica o isolamento do troço a testar, utilizando tampões de modo a selar as extremidades e a interromper o escoamento normal. Posteriormente, é aplicada uma determinada pressão ou carga hidráulica, monitorizando-se, durante um intervalo de tempo definido, a eventual variação de pressão ou de nível [18].

Enquanto métodos de deteção de Afluências Indevidas, os ensaios de estanqueidade permitem não só avaliar a capacidade dos coletores em impedir a entrada de caudais exteriores, pluviais ou águas freáticas, como também a saída de efluente para o exterior da rede de drenagem. A utilização do método supramencionado torna-se limitada em redes com elevada extensão, essencialmente pela necessidade de isolamento total do troço em análise [18].

Inspeção por Sonar

A inspeção por sonar consiste numa técnica ultrassónica aplicada à avaliação interna das redes de drenagem, especificamente indicada para componentes total ou parcialmente submersos, em que métodos como a inspeção por CCTV se tornam inviáveis devido à presença excessiva de fluidos. Este método baseia-se na emissão de impulsos acústicos, através de um transdutor, que percorre a tubagem, e na captação dos sinais refletidos pela estrutura interna do sistema, permitindo a reconstrução geométrica e a obtenção de imagens da parte submersa do coletor [32].

Este método permite não só a determinação do estado estrutural da rede, como também possibilita a quantificação de detritos acumulados e avaliação da eficiência do coletor após operações de limpeza. Quando associada à inspeção por vídeo, possibilita uma análise completa das condições estruturais, abrangendo simultaneamente as zonas submersas e não submersas [32].

Devido ao elevado custo de equipamentos, o peso e a complexidade operacional, esta metodologia requer uma análise prévia da viabilidade técnica e económica antes da sua implementação, sendo normalmente utilizada em casos específicos, quando outras técnicas não podem ser aplicáveis.

2.4. MODELAÇÃO HIDRÁULICA EM SISTEMAS DE ÁGUAS RESIDUAIS

A crescente complexidade das redes urbanas, associado ao desgaste e envelhecimento das infraestruturas, ao aumento da impermeabilização dos solos e à intensificação de eventos extremos de precipitação têm reforçado a necessidade de recorrer a modelos hidráulicos como instrumento de apoio à decisão técnica e estratégica no âmbito da gestão de sistemas de drenagem urbana [35].

A modelação hidráulica em redes de águas residuais baseia-se na resolução de equações de conservação de massa e da quantidade de movimento, frequentemente expressas pelas equações de Saint-Venant, permitindo simular regimes de escoamento em carga e em superfície livre, condições de sobrecarga e fenómenos de extravasamentos. Os modelos possibilitam a análise detalhada de variáveis, como caudais, velocidades, níveis de água, tempos de percurso e volumes de armazenamento, fornecendo uma representação m tempo real do sistema de drenagem em regime permanente ou dinâmico [36].

No contexto dos sistemas de drenagem do tipo separativo, a modelação hidráulica assume particular relevância na análise e controlo de Afluências Indevidas de águas pluviais. Estas afluências alteram significativamente o comportamento hidráulico previsto, levando à sobrecarga dos coletores, aumento da frequência de extravasamentos, sobre consumo energético em estações elevatórias e edução da eficiência das estações de tratamento de águas residuais [29].

Através da modelação hidráulica em redes de saneamento, é possível estimar e quantificar afluências indevidas por meio da comparação entre o comportamento observado da rede e o comportamento simulado em condições de tempo seco, considerando apenas os consumos domésticos e industriais previstos. A calibração do modelo em tempo húmido, com base em dados reais de caudal, níveis hidráulicos e precipitação permite identificar discrepâncias significativas que podem ser atribuídas à entrada de caudais parasitas. Esta abordagem tem vindo a ser amplamente utilizada para estimar volumes de infiltração e *inflow*, bem como para localizar zonas críticas da rede mais suscetíveis à ocorrência destes fenómenos [37].

A modelação hidráulica assume um papel estratégico na avaliação de cenários de intervenção em sistemas de drenagem de águas residuais. Através da simulação da eliminação de ligações indevidas, reabilitação de troços da rede e implementação de medidas de controlo hidráulico e operacional, é possível proceder à quantificação objetiva dos benefícios associados à mitigação de afluências indevidas. Deste modo, a análise prospetiva suportada por modelos hidráulicos devidamente calibrados e validados possibilita a tomada de decisão e a definição de prioridades de intervenção ao longo da rede de saneamento [29].

A crescente necessidade por parte das Entidades Gestoras em garantir a eficiência operacional e a sustentabilidade dos sistemas de drenagem urbana tem impulsionado o desenvolvimento de ferramentas computacionais destinadas à modelação hidráulica e hidrológicas das redes. A tabela 7 apresenta a comparação entre os principais softwares utilizados.

Tabela 7 - Tabela comparativa de Softwares utilizados na modelação hidráulica em redes de saneamento

Software	Tipo	Funcionalidades	Vantagens	Desvantagens
SWMM	Gratuito	Simulação de drenagem urbana de redes combinadas e separativas	Open-source, integração com GIS	Interface menos intuitiva, limitações em 3D e CFD
InfoWorks ICM	Comercial	Modelação integrada de drenagem pluvial e saneamento	Simulação em tempo real, capacidade para redes de elevada extensão	Elevado licenciamento, requer hardware especializado
SewerGEMS	Comercial	Projeto e análise de redes de saneamento	Integração CAD/GIS, visualização em 3D	Elevado custo
MIKE URBAN	Comercial	Modelação hidráulica e hidrológica avançada	Integração com qualidade da água, elevado suporte técnico	Licenciamento e complexidade elevados, requer dados detalhados
HEC-RAS	Gratuito	Análise hidráulica	Aconselhado para simulação de cheias, suporte para 1D e 2D	Menos adequado para redes modernas

2.4.1. O SOFTWARE SWMM

Ao longo desta secção será abordado o Software *Storm Water Management Model* (SWMM), utilizado no âmbito da presente dissertação de mestrado.

O *Storm Water Management Model*, desenvolvido no início da década de 1970 pela *United States Environmental Protection Agency* (EPA), constitui uma das ferramentas de modelação hidráulica e hidrológica mais amplamente utilizadas na análise e gestão de sistemas de drenagem, incluindo redes de águas residuais, redes pluviais e sistemas unitários. Ao longo das sucessivas atualizações, o SWMM tem vindo a incorporar funcionalidades avançadas que permitem a simulação dinâmica do processo precipitação escoamento, bem como a representação do comportamento hidráulico das redes de saneamento em regime variável [38].

O software na sua versão mais atualizada (versão 5.2.) conjuga um módulo hidrológico, que opera sobre sub-bacias (*subcatchments*) e gera caudais e cargas poluentes, com um módulo hidráulico que encaminha esses volumes através de redes de condutas, órgãos de regulação e armazenamento,

permitindo acompanhar a escalda temporal de caudais, alturas de escoamento e concentrações ao longo da rede simulada. Executado em ambiente Windows, o SWMM integra ferramentas de edição de modelo, execução de simulações hidrológicas, hidráulicas e de qualidade da água e visualização dos resultados sob a forma de mapas codificados de cores, série temporais, perfis longitudinais e análises estatísticas de frequência [38].

A nível conceptual, o SWMM representa o sistema de drenagem como fluxos de água e matéria entre compartimentos ambientais, em que cada compartimento é mapeado com objetos específicos, com propriedades editáveis e representações gráficas no mapa da área de estudo. A figura 22 representa algumas funcionalidades do software.

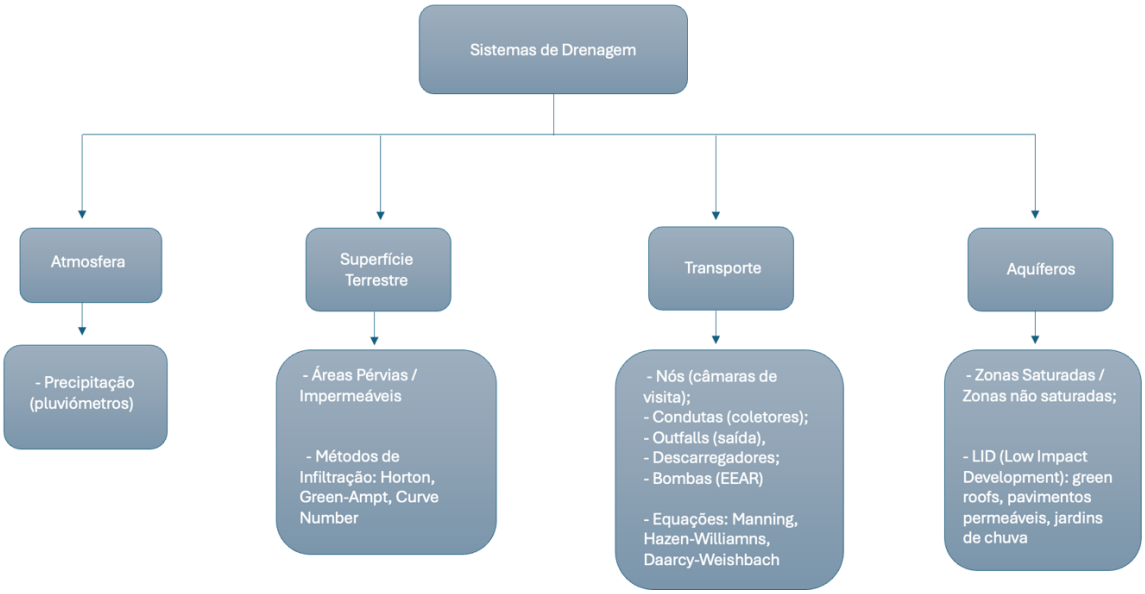

Figura 22 - Funcionalidades SWMM

A interface gráfica do SWMM 5.2. estrutura-se em torno de uma janela principal que integra o sistema de menu, barra de ferramentas, mapa da área de estudo, painel de navegação e editor de propriedades dos elementos do projeto. A interface gráfica do SWMM está representada na figura 23.

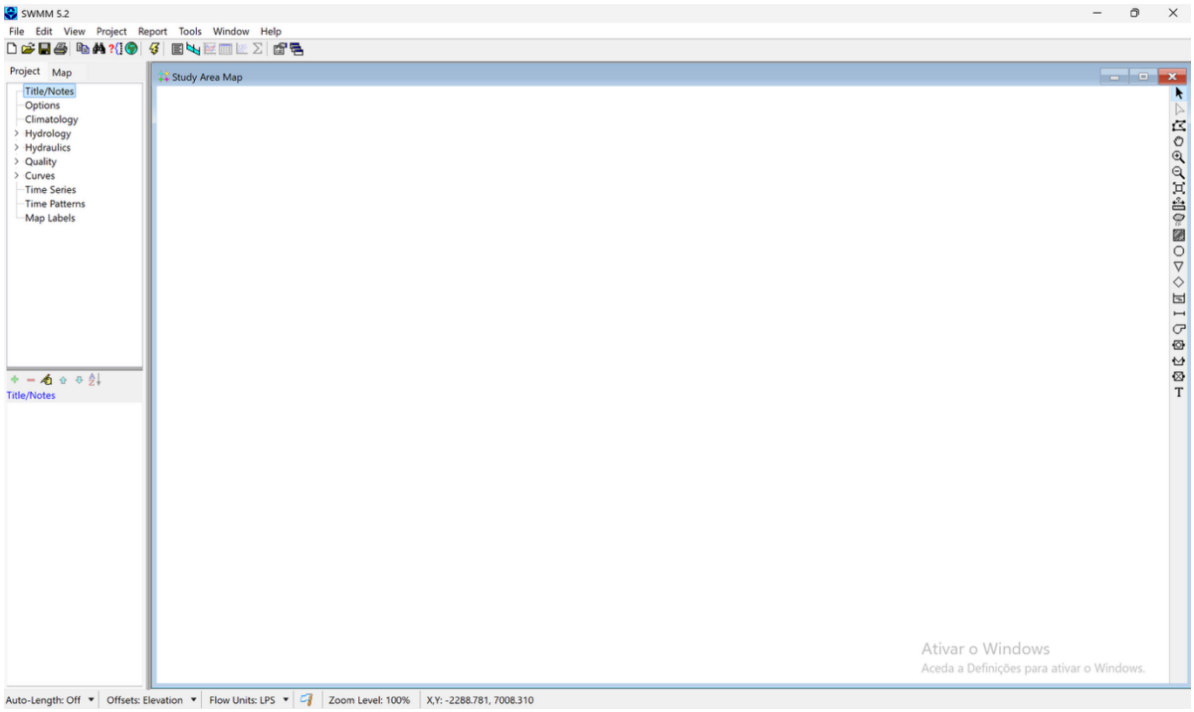

Figura 23 - Interface gráfica - SWMM 5.2.

O procedimento de trabalho geralmente utilizado compreende a definição prévia das configurações globais do projeto, incluindo unidade de cálculo, convenções de rotulagem e valores padrão de parâmetros, seguida da criação ou importação da geometria da rede, englobando sub-bacias, nós e condutas. Subsequentemente, procede-se à edição detalhada das propriedades dos elementos, nomeadamente à atribuição de séries temporais e padrões de variação [39].

A fase seguinte envolve a seleção das opções de simulação, designadamente o método de modelação de infiltração, a abordagem de propagação hidráulica, o período de análise e os parâmetros temporais de cálculo. Após a execução da simulação, o software disponibiliza diversas funcionalidades de visualização e validação de resultados, permitindo a configuração das camadas temáticas, aplicação de mapas de cores para diferentes variáveis hidráulicas, a definição de legendas e a exportação de mapas m formatos gráficos (DXF e EMF), bem como relatórios de estado, resumos e tabelas de resultados [39].

Apesar da sua ampla adoção e versatilidade, o SWMM apresenta algumas limitações no âmbito da modelação hidráulica em redes de saneamento. A fiabilidade dos resultados depende significativamente da qualidade e representatividade dos dados de entrada, nomeadamente séries de precipitação, caudais observados e parâmetros hidráulicos e hidrológicos, exigindo uma calibração pormenorizada e condicionada pela escassez de dados de monotorização [39].

A representação dos fenómenos hidrológicos e hidráulicos baseia-se em modelos simplificados, podendo não englobar fenómenos complexos em solos heterogéneos ou em sistemas de drenagem com elevada extensão e geometrias irregulares. Embora o SWMM disponha de capacidades avançadas de visualização e análise, apresenta limitações ao nível da modelação tridimensional, o que exige em alguns casos à sua articulação com outras ferramentas de modelação mais especializadas [39].

3
CARACTERIZAÇÃO DO CASO DE ESTUDO

3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O presente capítulo tem como objetivo a contextualização detalhada da zona de estudo selecionada para a modelação hidráulica e hidrológica desenvolvida ao longo desta dissertação.

A modelação matemática de sistemas de drenagem urbana, particularmente no que concerne à simulação de transporte e armazenamento de águas residuais e pluviais, exige uma base de conhecimento rigorosa sobre o domínio físico em análise. A fiabilidade dos resultados obtidos, através do software *Storm Water Management Model* (SWMM), encontra-se intrinsecamente dependente da precisão com que os parâmetros hidrológicos e as características infraestruturais são inseridas em ambiente computacional.

O caso de estudo abordado na presente dissertação corresponde a uma bacia piloto de uma Zona de Medição e Controlo (ZMC) – ZMC de Angeiras - localizada no concelho de Matosinhos, integrada na Área Metropolitana do Porto. De acordo com a Entidade Gestora do sistema de saneamento – Indaqua Matosinhos - trata-se de uma ZMC definida como prioritária na análise de fenómenos de afluências indevidas, sendo representativa dos desafios operacionais enfrentados no âmbito desta temática.

Ao longo do presente capítulo procede-se, numa primeira fase, à caracterização global da zona de estudo, a qual inclui o enquadramento geográfico e territorial da Zona de Medição e Controlo em análise. Esta secção integra ainda a descrição das características físicas predominantes, nomeadamente o relevo, os regimes térmico e pluviométrico e a rede hidrográfica, destacando os parâmetros de maior relevância para a interpretação e avaliação do contexto hidrológico do sistema.

Numa fase subsequente, desenvolve-se a caracterização do sistema de drenagem de águas residuais existente, incluindo a descrição pormenorizada dos seus componentes estruturais e acessórios, bem como os equipamentos de monotorização utilizados no estudo.

3.2. CARACTERIZAÇÃO GERAL

3.2.1. ENQUADRAMENTO GEOGRÁFICO E TERRITORIAL

A zona de estudo abordada ao longo da presente da dissertação corresponde uma bacia piloto da ZMC de Angeiras, estabelecida pela Indaqua Matosinhos, situada em Lavra, no município de Matosinhos, representado na figura 24.

O município de Matosinhos localiza-se no litoral norte de Portugal, integrado na Unidade Territorial (NUTS III) da Área Metropolitana do Porto, e estende-se por uma superfície de aproximadamente 62,4 km^2, subdivido em quatro uniões de freguesias: Custóias, Leça do Balio e Guifões; Matosinhos e Leça da Palmeira; Perafita, Lavra e Santa Cruz do Bispo; São Mamede de Infesta e Senhora da Hora. O

território delimita-se a Norte pelo concelho de Vila do Conde, a Nascente pelo município da Maia e a Sul pela cidade do Porto, sendo a sua fronteira Ocidental a linha de costa com o Oceano Atlântico.

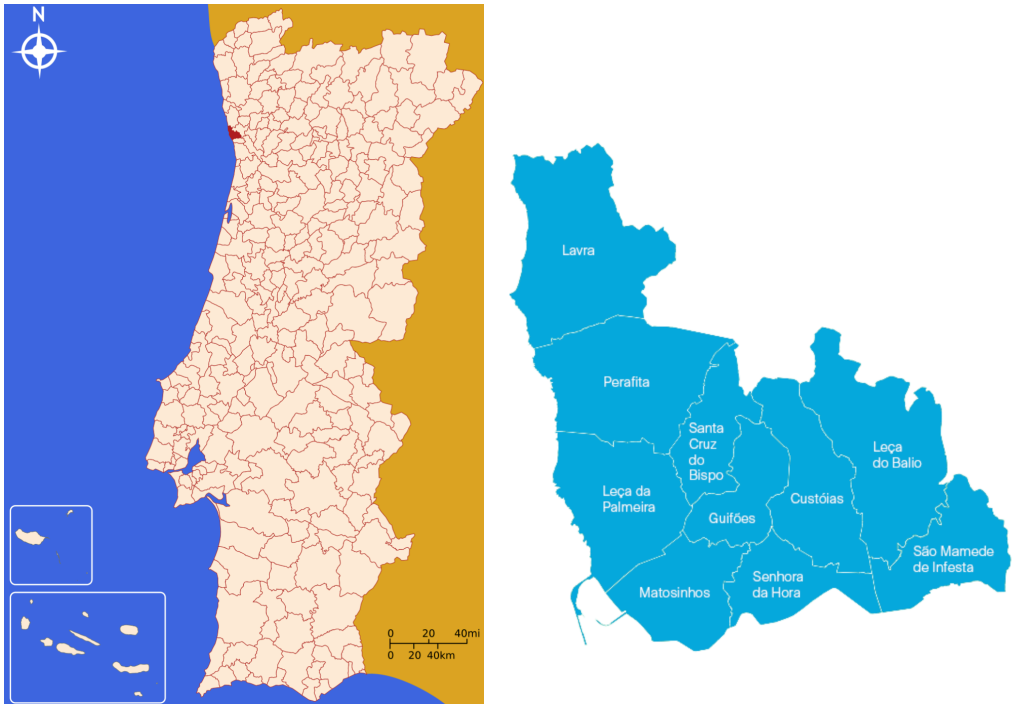

Figura 24 - Localização geográfica e freguesias município de Matosinhos (adaptado, CM Matosinhos)

A bacia piloto em análise localiza-se na união de freguesias de Perafita, Lavra e Santa Cruz do Bispo, no setor Norte do concelho de Matosinhos, como ilustrado na figura 25, abrangendo um território de aproximadamente 906 089 m^2 e totalizando um perímetro de cerca de 4502 metros.

Geograficamente, a bacia em estudo encontra-se numa posição de interface entre o litoral atlântico, situado a oeste, e o Aeroporto Francisco Sá Carneiro, imediatamente a leste. A área territorial apresenta uma combinação de espaços agrícolas, áreas de ocupação dispersa, aglomerados residenciais e zonas de pressão urbanística crescente, evidenciando o seu carácter periurbano.

Figura 25 – Bacia piloto em estudo - Localização Geográfica (fonte: Google Earth)

A Norte, a área representativa da bacia aproxima-se do limite concelhio de Vila do Conde, inserindo-se num território que combina usos rurais tradicionais com infraestruturas de suporte à Área Metropolitana do Porto. A poente, embora a área correspondente à bacia em estudo não se estenda até à linha de costa, encontra-se nas proximidades das praias de Angeiras, área com elevada atividade piscatória, marcada por aglomerados consolidados, comércio local e atividades ligadas ao turismo balnear. A proximidade ao litoral influencia a morfologia e a ocupação do solo, refletindo-se na presença de terrenos agrícolas associados historicamente às comunidades piscatórias e rurais da região.

A Sul, a área em estudo articula-se com áreas de expansão urbana de Leça da Palmeiras e com zonas industriais e de serviços, destacando-se a presença de pequenas unidades produtivas. A Este, o território é condicionado pela presença das principais vias de acesso ao aeroporto e pelas infraestruturas rodoviárias de maior escala que servem a plataforma aeroportuária. Esta iteração com o sistema viário metropolitana contribui para uma dinâmica territorial marcada pela acessibilidade, mas também pela fragmentação física do espaço.

3.2.2. Hipsometria e Topografia

A bacia piloto em estudo insere-se num contexto geomorfológico caracterizado por um relevo suave a moderadamente ondulado, característico do litoral Norte de Portugal. As cotas de terreno variam substancialmente ao longo da bacia, atingindo um máximo de 63.68 metros e um mínimo de 33.85 metros.

O mapa hipsométrico da bacia piloto em análise, apresentado na figura 26, evidencia cotas mais elevadas os setores oriental e nordeste, onde predominam altitudes superiores, representadas por tons quentes, contrastando com cotas progressivamente mais baixas nos setores ocidental e sudoeste, assinaladas por tonalidades mais frias. A disposição altimétrica da zona em estudo traduz a existência de pendentes dominantes orientadas de NE-E para W-SW, promovendo um escoamento superficial e subterrâneo em direção às zonas topograficamente mais deprimidas.

Figura 26 - Mapa Hipsométrico da área de estudo

A irregularidade morfológica evidenciada no contexto geomorfológico da bacia piloto em estudo revela uma área caracterizada por variações altimétricas significativas, com declives diferenciados e a presença de vales pouco profundos intercalados com superfícies de cota intermédia. Esta configuração topográfica condiciona de forma significativa a capacidade de assegurar um escoamento gravítico contínuo o longo de toda a rede de drenagem de águas residuais.

Em particular, verifica-se que parte substancial os aglomerados urbanos zona se desenvolve em zonas de menor altitude relativa, que funcionam como pontos de convergência de escoamento superficial e, consequentemente, da rede de saneamento. Nestes setores da rede, as cotas do terreno encontram-se abaixo das cotas de implantação dos coletores estruturantes que asseguram a ligação aos sistemas de transporte e tratamento a jusante, inviabilizando a drenagem exclusivamente gravítica dos efluentes produzidos.

Neste contexto, a solução mais viável de forma a garantir o funcionamento da rede de drenagem assenta na implementação de três Estações Elevatórias de Águas Residuais (EEAR), localizadas estrategicamente em zonas topograficamente mais deprimidas da área em análise. As Estações Elevatórias de Águas Residuais serão objeto de análise mais aprofundada numa secção subsequente da presente dissertação.

3.2.3. Contexto Climático e Pluviométrico

Contexto climático

A área em estudo insere-se no litoral do município de Matosinhos, no noroeste de Portugal continental, numa área fortemente condicionada pela proximidade ao oceano Atlântico, o que confere à região um clima temperado do tipo mediterrânico com influência marítima significativa, classificado como Csb, segundo a tipologia de Köppen-Geiger. [40]

A caracterização do regime térmico da área de estudo foi efetuada com base nos registos diários de temperatura mínima, média e máxima, obtidos na estação meteorológica de Pedras Rubras, pertencente ao Instituto Português do Mar e da Atmosfera (IPMA), estação mais próxima da zona em estudo.

De um modo geral, o regime térmico anual evidencia uma clara sazonalidade, distinguindo-se dois períodos principais: um período frio, correspondente aos meses de inverno, e um período quente, associado aos meses de verão, separados por estações de transição relativamente suaves.

Os meses de inverno, nomeadamente entre novembro e março, caracterizam-se pelos valores mais baixos de temperatura. As temperaturas mínimas registam valores inferiores a 6-7ºC, com ocorrência pontual de valores próximos de 0ºC, enquanto as máximas raramente ultrapassam os 15ºC. As temperaturas médias diárias durante este período situam-se maioritariamente entre 9ºC e 12ºC.

O período de verão, correspondente essencialmente entre os meses de junho, julho e agosto, apresentam valores mais altos de temperatura, atingido frequentemente valores superiores a 25ºC, com episódios pontuais em que ultrapassam os 30ºC. As temperaturas médias diárias rondam os 19ºC e os 23ºC, enquanto as mínimas raramente descem dos 14ºC.

A figura 27 demonstra as variações de temperatura mínimas, máximas e médias ao longo do período de análise.

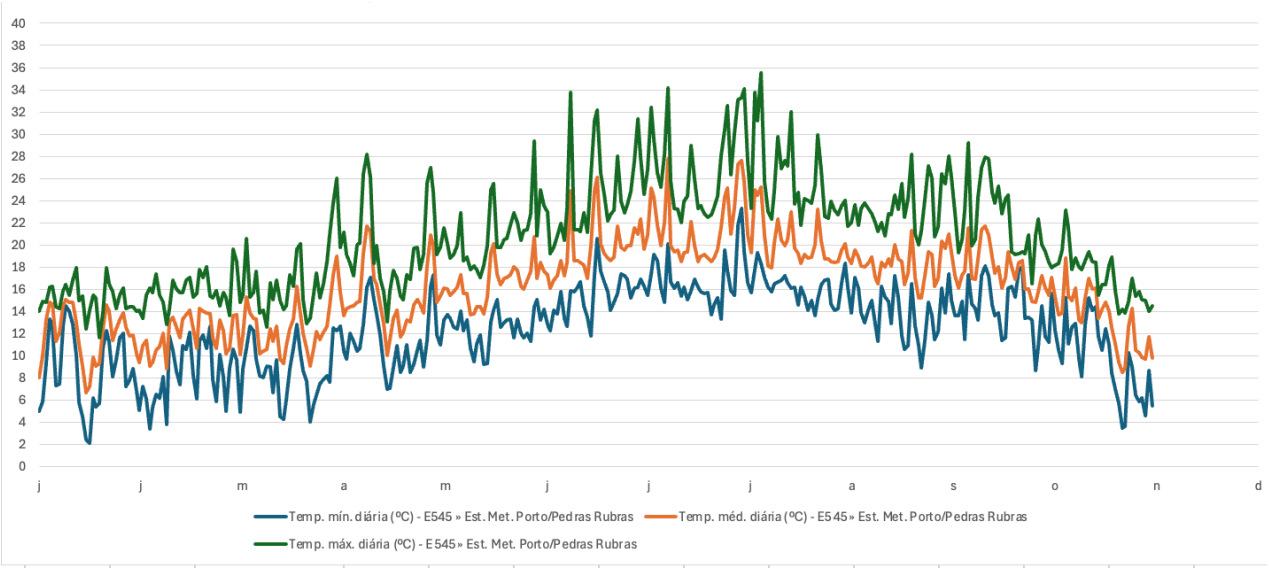

Figura 27 - Variação mensal da temperatura mínima, média e máxima - Pedras Rubras

A análise dos valores extremos, representada na figura 28, evidencia que os mínimos absolutos de temperatura ocorrem predominantemente durante os meses de inverno, sobretudo nos meses de janeiro e fevereiro. Os máximos absolutos concentram-se nos meses de julho e agosto. A amplitude térmica anual é considerada moderada, refletindo a forte influência marítima característica do litoral Norte de Portugal. A amplitude térmica diária mantém-se, de forma geral, relativamente reduzida ao longo do ano, sendo ligeiramente superior durantes os meses de verão.

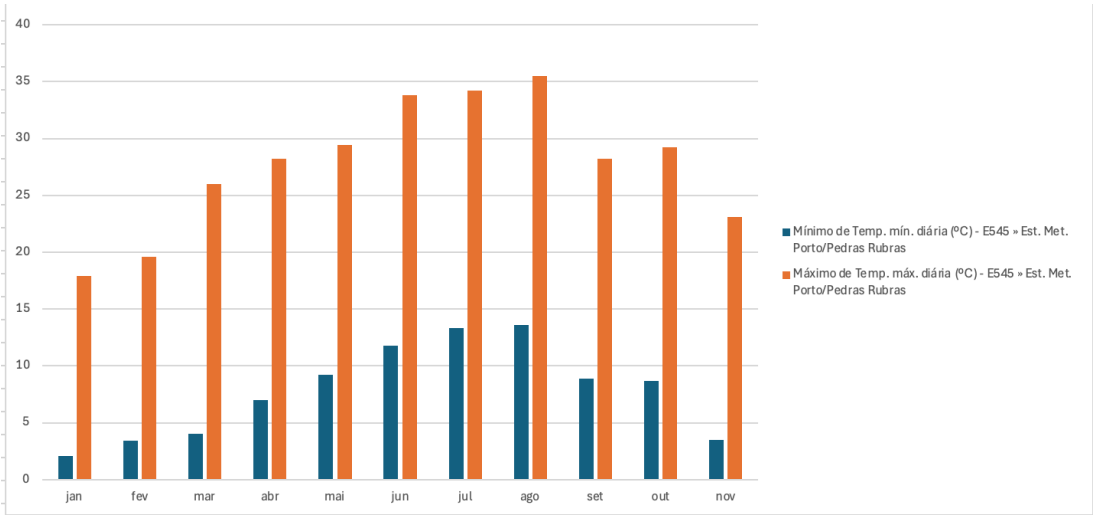

Figura 28 - Análise de extremos de Temperatura (fonte de dados: IPMA)

Contexto Pluviométrico

Considerando a ausência de estação meteorológica de longa duração na união de freguesias de Perafita, Lavra e Santa Cruz do Bispo, a estação de Pedras Rubras, localizada a cerca de 5 km da bacia piloto em estudo, em contexto costeiro semelhante, constitui a referência mais representativa para a caracterização

do regime pluviométrico da área de em análise. No entanto, ao longo do desenvolvimento do presente trabalho, foram considerados dados de um udómetro, pertencente à Indaqua Matosinhos, localizado a cerca de 3 km da zona de estudo.

O período de dados disponível estende-se de 1 de março de 2023 a 21 de dezembro de 2025. Apesar da limitação temporal da série, os registos permitem uma análise representativa da distribuição intra-anual da precipitação na área de estudo.

A análise da precipitação média mensal evidencia um regime marcadamente sazonal, característico de regiões de influência climática mediterrânica, observando-se uma clara concentração de precipitação nos meses de outono e inverno, contrastando com o período estival seco, no qual os valores de precipitação são significativamente reduzidos ou nulos.

De acordo com o gráfico da figura 29, os meses que apresentam maior pluviosidade média diária ao longo do período em análise são janeiro, com cerca de 6.5 mm, e outubro, com 4.8 mm. Estes meses concentram uma fração significativa da precipitação anual na área de estudo, evidenciando a importância da estação húmida para o balanço hidrológico da região. Em contraste, os meses de junho, julho e agosto registam os valores mais reduzidos de precipitação média diária, destacando-se o mês de agosto como o mais seco, com um valor médio próximo de 0.2 mm. Este comportamento confirma a existência de um verão tipicamente seco.

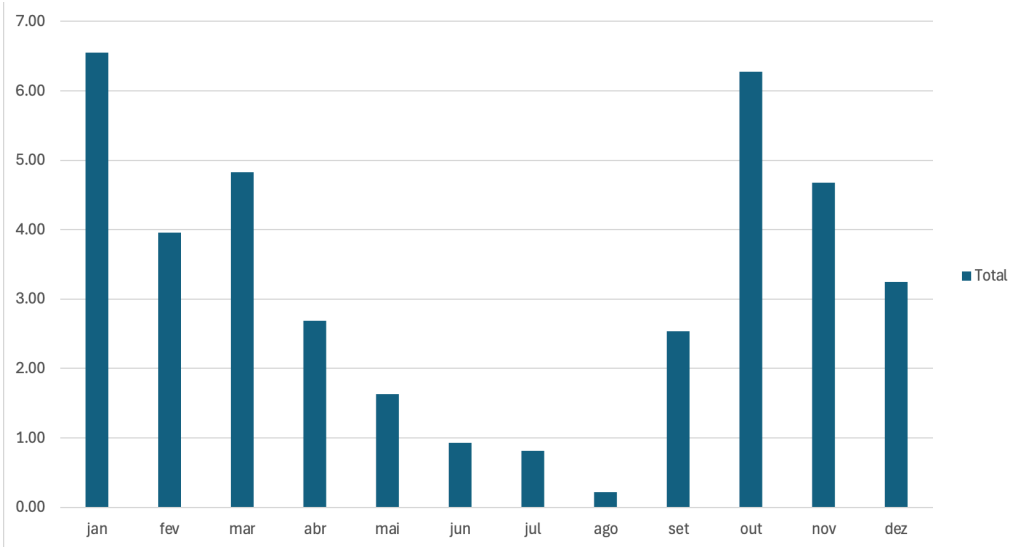

Figura 29 - Precipitação média mensal (fonte de dados: udómetro EG)

A análise dos dados diários permitiu aprofundar a variabilidade temporal da pluviosidade na zona de estudo. Durante o período em análise, registaram-se 384 dias com precipitação superiores a zero, face a 582 dias sem ocorrência de precipitação, o que corresponde a cerca de 60% de dias secos. A avaliação da continuidade dos períodos secos revela a ocorrência de intervalos prolongadas sem precipitação, sobretudo durante os meses de verão. O maior período com ausência total de precipitação registado foi de 39 dias.

Os regimes climático e pluviométrico da área em estudo, marcado por uma clara sazonalidade e por um clima temperado húmido com forte influência marítima, podem desempenhar um papel determinante na ocorrência e intensidade das afluências indevidas ao sistema de drenagem de águas residuais.

A distribuição anual da precipitação, concentrada essencialmente entre outubro e abril, coincide com os períodos de maior saturação dos solos e maior nível freático, criando condições favoráveis para infiltrações parasitárias em coletores, caixas de visita e emissários degradados.

Por outro lado, durante o verão, caracterizado por precipitação quase inexistente, as afluências indevidas tendem a reduzir-se substancialmente, limitando-se maioritariamente às entradas por ligações indevidas de águas residuais ou drenagens de base de edifícios.

3.2.4. HIDROGRAFIA

A análise da hidrografia da zona de estudo, realizada com base na Carta Militar de Portugal, à escala 1:25000, complementada com análise espacial com recurso ao software QGIS, permitiu identificar e caracterizar um conjunto de linhas de água que atravessam a zona de estudo. Estas linhas de água, distinguidas como permanentes e temporárias, encontram-se representadas na figura 30.

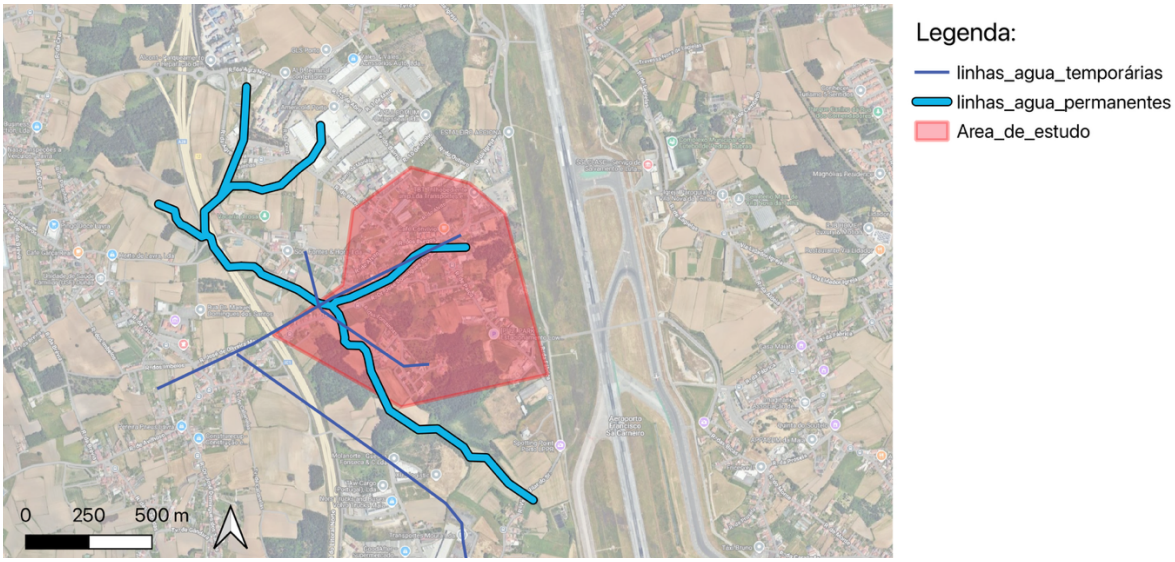

Figura 30 - Linhas de água – Área de Estudo (QGIS)

As linhas de água permanentes, representadas com uma tonalidade mais clara, correspondem aos eixos principais de drenagem que mantêm caudal durante a maior parte do ano hidrológico, alimentados por exutórios de aquíferos superficiais e pela precipitação registada na região. A extensão cumulativa das linhas de água permanentes delimitadas no interior da bacia em estudo é de 2424.15 metros.

As linhas de águas temporárias, representadas na figura por uma tonalidade mais escura, encontram-se associadas a canais de drenagem intermitentes, cujo escoamento é desencadeado por eventos de precipitação intensa, evidenciando uma resposta hidrológica rápida e de curta duração. No interior da área de estudo, estas linhas de drenagem apresentam uma extensão total de 1277 metros.

Embora a área de estudo seja drenada por pequenas linhas de águas locais, o contexto regional é influenciado por cursos de água de maior dimensão, nomeadamente o rio Leça, situado a sul da zona de estudo, e o rio Onda, localizado a norte da zona de estudo.

O rio Leça constitui o principal curso de água do município de Matosinhos, com nascente no município de Santo Tirso, percorre cerca de 46.75 km até desaguar no Porto de Leixões. A sua bacia hidrográfica

compreende uma superfície de 190 km^2, delimitada a norte pela bacia do rio Ave e a sul pela bacia do rio Douro. Embora a zona de estudo não drene diretamente para o rio Leça, a pressão urbana e industrial nesta bacia vizinha contextualiza os desafios de gestão de recursos hídricos e qualidade da água em toda a região envolvente.

O rio Onda, que serve de fronteira natural entre os concelhos de Matosinhos e Vila do Conde, possui uma extensão de cerca de 10.2 km, abrangendo uma área de aproximadamente 48.5 km^2, desaguando entre as praias de Labruge e Angeiras. Trata-se de um rio de maior dimensão, cujo estuário e zonas húmidas associadas influenciam d dinâmica sedimentar e hidrogeológica da faixa costeira.

No contexto da presente dissertação, a análise hidrográfica da zona de estudo permite enquadrar os potenciais mecanismos de afluências indevidas à rede de saneamento, na medida em que a presença de linhas de água superficiais, bem como a proximidade a cursos de água e maior dimensão, condicionam co comportamento hidrológico e hidrogeológico na região.

A existência de linhas de água, permanentes e temporárias, no interior da bacia em estudo favorece a concentração de escoamento superficial durante episódios de precipitação intensa, promovendo a infiltração contínua de água no solo e o consequente aumento do nível freático. A subida do nível freático pode originar entradas indevidas na rede de águas residuais, através de fissuras ou juntas entre coletores.

Por outro lado, a influência direta de bacias hidrográficas adjacentes de maior dimensão, como as dos rios Leça e Onda, contribui para um enquadramento regional caracterizado por uma elevada pressão urbana e industrial. No caso do rio Onda, a presença do estuário e de zonas húmidas nas proximidades da zona de estudo, pode favorecer não só o aumento do nível freático, como também uma maior saturação dos terrenos na faixa costeira, aumentando a suscetibilidade à infiltração de águas pluviais e subterrâneas nas infraestruturas enterradas de saneamento.

3.3. Caracterização da Rede de Drenagem de Águas Residuais

3.3.1. Enquadramento Geral da Rede

A área de estudo é servida por um sistema de drenagem separativo, composto por duas redes distintas: uma destinada exclusivamente ao transporte de águas residuais e outra dedicada à drenagem de águas pluviais. No âmbito da presente dissertação, a caracterização do sistema de drenagem incide sobre a rede afeta ao escoamento de águas residuais, cuja função consiste na recolha e transporte dos efluentes produzidos da área em análise.

A rede de águas residuais em estudo integra o sistema público de saneamento em baixa e serve uma área de aproximadamente 90.61 hectares, sendo os caudais drenados encaminhados para uma Zona de Medição e Controlo adjacente, que recebe e integra os volumes provenientes da bacia em estudo. Após atravessarem esta bacia, os efluentes prosseguem para bacias vizinhas, onde se integram a jusante no sistema em alta do município de Matosinhos, responsável pelo transporte até à Estação de Tratamento de Águas Residuais de Matosinhos (ETAR de Matosinhos), para posterior tratamento e descarga ao meio recetor.

Do ponto de vista hidráulico, trata-se de uma rede maioritariamente gravítica, beneficiando da topografia local para assegurar o transporte dos efluentes ao longo dos coletores. No entanto, de modo a superar descontinuidades altimétricas e garantir a continuidade do escoamento ao longo da bacia, a rede integra três Estações Elevatórias de Águas Residuais (EEAR).

A figura 31 apresenta a configuração espacial da rede de drenagem de águas residuais da área em estudo, bem como os seus componentes principais.

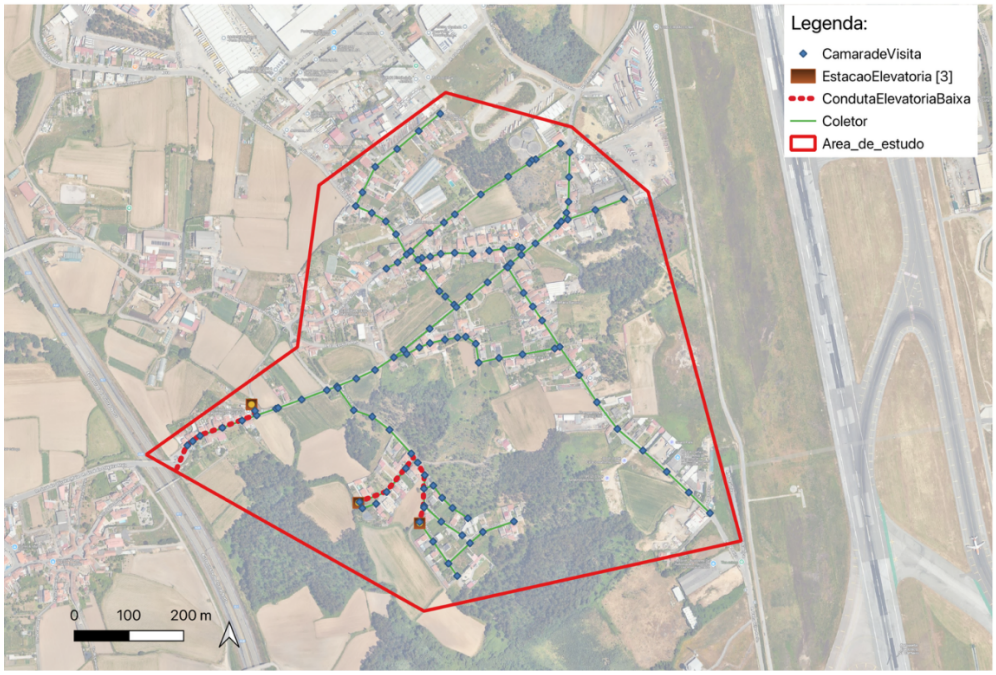

Figura 31 - Rede de Drenagem de Águas Residuais - Área de Estudo (QGIS)

3.3.2. Descrição Estrutural da Rede

A rede de drenagem de águas residuais da zona de estudo é constituída por um total de 125 coletores, distribuídos ao longo de uma extensão acumulada de 4005.32 metros, configurando uma rede de pequena a média dimensão. A rede de coletores foi implementada em maio de 2015, caracterizando-se como uma infraestrutura relativamente recente.

Os coletores apresentam um diâmetro externo de 200 mm e um diâmetro interno de 181 mm, o que permite inferir uma espessura aproximada de parede de 9.5 mm, correspondendo ao diâmetro mínimo regulamentar previsto no Decreto-Regulamentar n.º 23/95 para redes públicas de drenagem de águas residuais.

O material de construção dos coletores corresponde a Policloreto de Vinilo (PVC), caracterizado por uma baixa rugosidade, elevada resistência à corrosão química e biológica, facilidade de instalação e reduzidos custos de manutenção. Estas propriedades contribuem para um melhor desempenho hidráulico da rede, face a outro tipo de materiais, nomeadamente no que diz respeito à capacidade de autolimpeza e à minimização das perdas de carga ao longo das condutas.

O escoamento ao longo da rede ocorre em regime de superfície livre, ou seja, o escoamento não preenche totalmente a secção interna da tubagem, estando a sua capacidade dependente da inclinação, rugosidade e características geométricas de instalação.

A figura 32 corresponde a um registo fotográfico obtido durante uma inspeção visual de um dos coletores da rede em estudo, localizado na Rua do Paiço, através do equipamento *QuickView AirHD*.

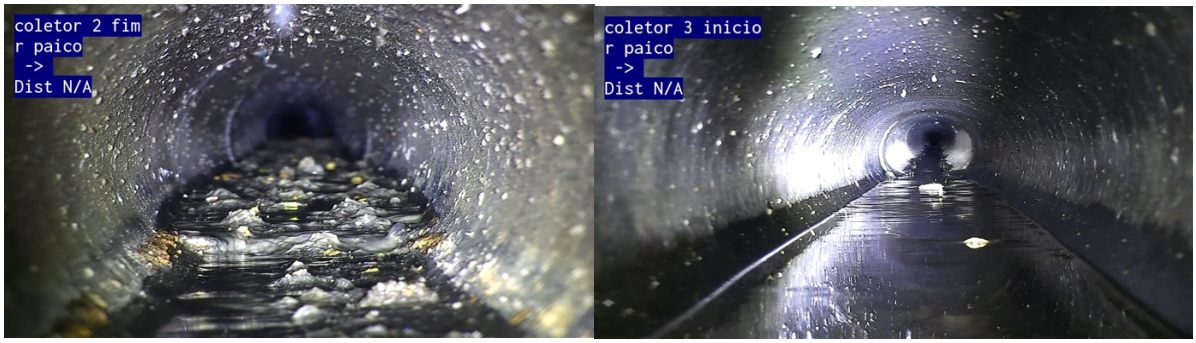

Figura 32 - Registo fotográfico - Inspeção a um Coletor (*QuickView AirHD*)

Ao nível do funcionamento hidráulico da rede de coletores da bacia em estudo, verifica-se a existência de um eixo principal de drenagem, o qual se desenvolve predominantemente ao longo da Rua Dr. José Domingues dos Santos, conforme representado na figura 33. Os coletores implantados nos restantes arruamentos estruturam-se como coletores secundários, que confluem para este coletor principal, assegurando que a totalidade do efluente gerado na bacia é encaminhado para o respetivo ponto de concentração. A jusante deste eixo localiza-se a Estação Elevatória de Águas Residuais da Rua Dr. José Domingues dos Santos (LA.EEAR 67), infraestrutura responsável por impulsionar o caudal afluente para a bacia adjacente, garantindo a continuidade do sistema separativo em direção ao sistema em alta do município de Matosinhos.

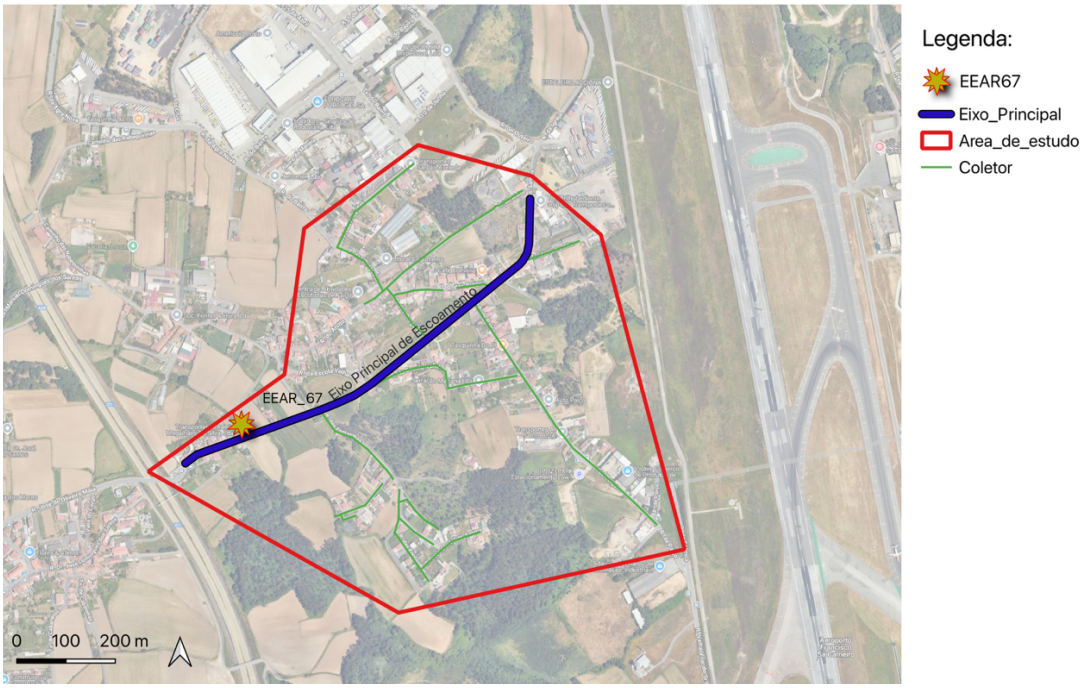

Figura 33 - Eixo Principal de Escoamento (QGIS)

A rede de drenagem de águas residuais em estudo integra um total de 119 câmaras de visita, distribuídas ao longo da rede de coletores, das quais 101 são visitáveis e 18 não visitáveis. As câmaras de visita visitáveis representam a maioria da rede, permitindo o acesso direto ao interior dos coletores para operações de manutenção, inspeção e limpeza. As câmaras de visita não visitáveis surgem essencialmente associadas a troços de menor diâmetro e profundidade, sendo utilizadas sobretudo como pontos de ligação, mudança de direção ou inclinação.

As câmaras de visita que constituem o sistema de drenagem da área de estudo apresentam uma secção circular, com dimensões interiores predominantes de 1000 x 600 mm, sendo também identificadas algumas câmaras com dimensões superiores, nomeadamente 1200 x 800 mm. O tipo de cobertura das câmaras de visita possui a forma de tronco-cónica assimétrica.

A figura 34 corresponde a registos fotográficos obtidos no local das câmaras de visita que integram a rede de drenagem de águas residuais em estudo. A primeira corresponde à câmara de descarga da estação elevatória da Travessa das Fontainhas.

Figura 34 - Registo Fotográfico - Câmaras de Visita Zona de Estudo

3.3.3. Estações Elevatórias e Componentes Acessórios

Ao longo do sistema de drenagem de águas residuais da área de estudo encontram-se implantadas, conforme previamente mencionado, três Estações Elevatórias de Águas Residuais (EEAR). A figura 35 apresenta a localização destas infraestruturas, bem como a disposição dos respetivos elementos constituintes, nomeadamente os poços de bombagem e as condutas elevatórias associadas.

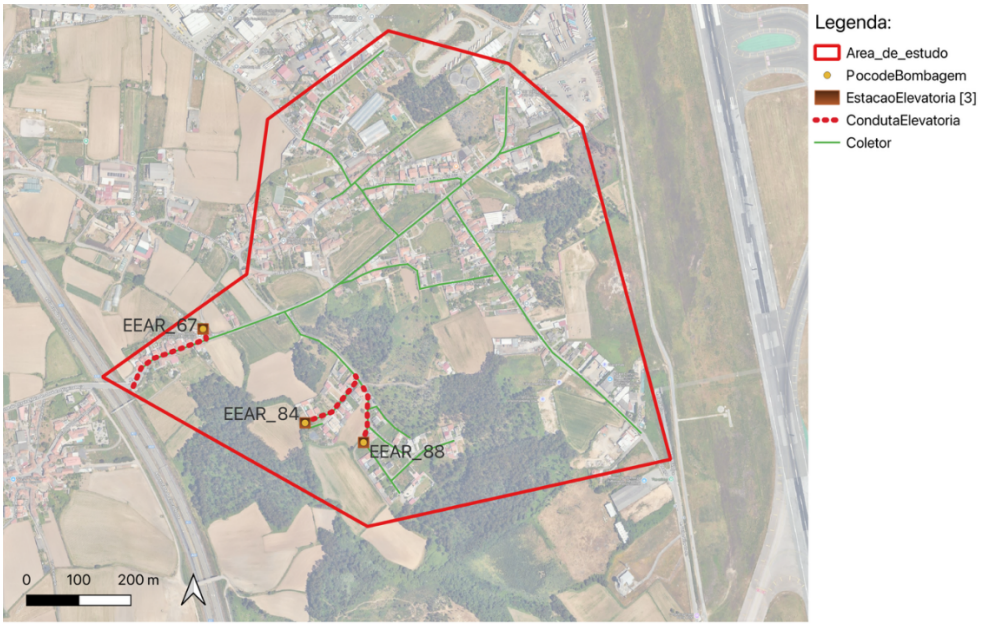

Figura 35 - Localização das Estações Elevatórias e equipamentos acessórios (QGIS)

O elemento estruturante de cada Estação Elevatória de Águas Residuais constitui o poço de bombagem, infraestrutura destinada ao armazenamento temporário do afluente e à estabilização do funcionamento dos grupos elevatórios.

Nas três estações elevatórias implementadas na área em estudo, verifica-se a adoção de um diâmetro interno do poço de bombagem de 1.20 metros, registando-se variações poucos significativas nas alturas dos poços e nas respetivas cotas de soleira, conforme sintetizado na tabela resumo. A figura 36 ilustra um registo fotográfico do poço referente à estação elevatória LA.EEAR 67.

Figura 36 - Registo fotográfico - Poço LA.EEAR 67

Cada estação elevatória encontra-se equipada com dois grupos elevatórios, compostos por bombas centrífugas submersíveis, concebidos para o transporte de águas residuais. Estas operam segundo um regime de alternância, de forma a promover a distribuição equilibrada o desgaste mecânico e a assegurar a redundância operacional em caso de falha de um dos equipamentos. O seu funcionamento é realizado através de boias de nível instaladas no interior dos poços, que definem de forma automática os níveis de arranque e paragem das bombas.

A figura 37 apresenta um registo fotográfico do grupo de bombagem da estação elevatória EEAR 67.

Figura 37 - Registo fotográfico - Grupo de Bombagem LA.EEAR 67

O efluente elevado pelos grupos de bobagem é conduzido para diferentes troços, dependendo sua localização na rede de saneamento. No caso das LA.EEAR 84 e LA.EEAR 88, o escoamento é encaminhado ara outros troços da rede de drenagem, enquanto na LA.EEAR 67 o volume bombeado é

direcionado para a bacia vizinha. O transporte de água residuais é efetuado através de condutas elevatórias, cujas características, nomeadamente diâmetro e comprimento, dependem da configuração de cada estação elevatória.

A tabela 8 apresenta de forma sintetizada as principais características as três estações elevatórias em análise, bem como dos seus elementos acessórios.

Tabela 8 - Tabela Síntese - Características EEAR

		LA.EEAR_67	**LA.EEAR_88**	**LA.EEAR_84**
Localização	Rua	Rua Dr. José Domingues dos Santos	Rua das Fontainhas	Travessa das Fontainhas
Instalação	Caudal de Instalação (m3/h)	63.46	33.44	42.50
	Altura Manométrica (m)	8.107	12.53	10.99
	Altura Geométrica (m)	7.179	10.57	6.23
Poço	Altura (m)	4.70	3.80	4.65
	Diâmetro (m)	1.20	1.20	1.20
	Cota de soleira (m)	30.0	38.60	32.80
Sistema de Bombagem	Nº de Bombas	2	2	2
	Nível de Arranque (m)	2.1	1.0	1.2
	Nível de Paragem (m)	0.9	0.6	0.4
Conduta Elevatória	Diâmetro (mm)	150	110	110
	Comprimento (m)	204.50	116.87	144.26

3.3.4. EQUIPAMENTOS DE MONOTORIZAÇÃO

O sistema de drenagem de águas residuais da área em estudo apresenta, para além do sistema de telegestão associado a cada uma das EEAR, e que permite a emissão de alarmes e o registo do estado e tempo de funcionamento, um equipamento de monotorização de caudal, tratando-se de um sensor de nível ultrassónico, que está instalado numa câmara de visita cuja localização está representada na figura 38.

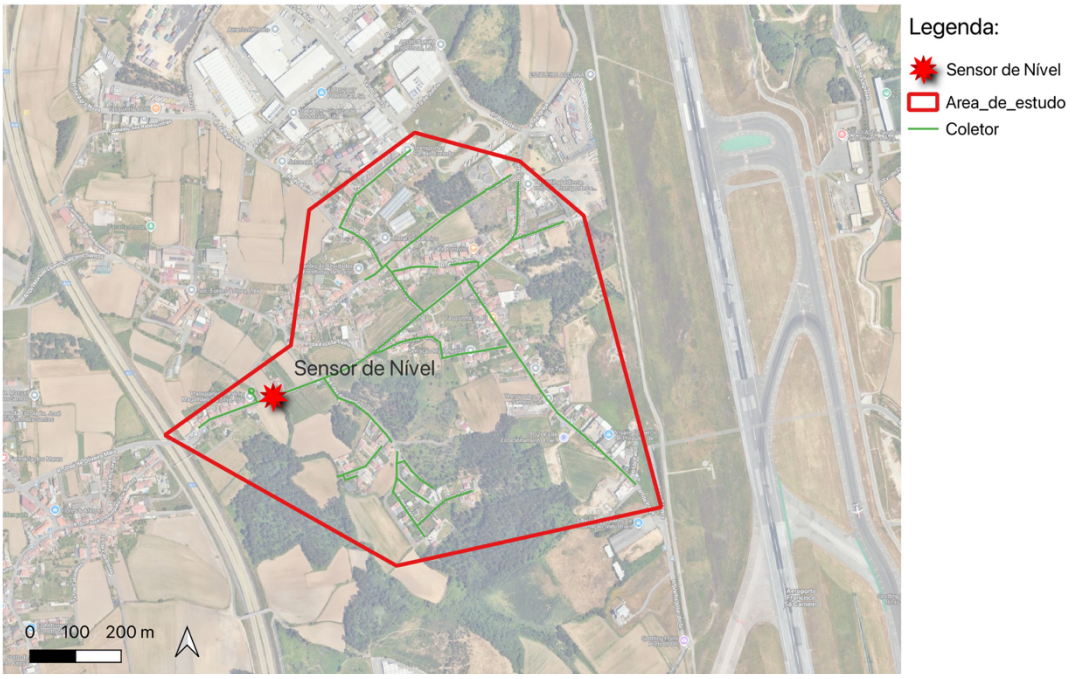

Figura 38 - Localização Sensor de Nível (QGIS)

O equipamento instalado constitui um sensor de nível *Sofrel LT-US*, que integra um *datalogger* autónomo e uma sonda de nível concebida para a medição contínua do nível de escoamento, produzindo ainda a estimativa do caudal de efluente a partir do nível de acordo com a equação de Manning-Strickler e com variáveis introduzidas no momento de instalação (inclinação, rugosidade, alturas).

A medição do nível é efetuada através de uma tecnologia ultrassónica, baseada na emissão de pulsos sonoros e a determinação do tempo de retorno. A partir da medição da altura de água, o equipamento possibilita o cálculo indireto do caudal, mediante a definição prévia de uma curva de conversão nível-caudal adequada à geometria da secção monitorizada, bem como o cálculo de volumes escoados.

O sensor apresenta uma gama de medição compreendida entre 0.17 m e 3.0 m, com uma precisão na ordem de $\pm$ 3 mm e resolução de 1 mm, permitindo uma caracterização rigorosa das variações de nível do efluente [41].

O sistema dispõe de uma bateria energética elevada, assegurada por uma bateria interna de lítio, com uma vida útil estimada entre 6 a 10 anos, dependente da frequência de registos e da comunicação configurada. A capacidade de armazenamento local pode atingir 100 000 registos, permitindo o arquivo de dados com intervalos mínimos de aquisição da ordem de 1 minuto, com a possibilidade de ajuste automático de período de registo [41].

O equipamento permite a recolha de dados localmente via *Bluetooth,* bem como a transmissão remota através de redes 2G/4G M2M, com envio de dados para sistemas ou plataformas centralizadas. Adicionalmente, o sistema suporta o envio de alertas por *SMS* em caso de ultrapassagens de níveis pré-definidos ou anomalias de funcionamento [41].

A figura 39 ilustra um registo fotográfico do sensor de nível instalado na rede de águas residuais da zona em estudo.

Figura 39 - Registo fotográfico - Sensor de Nível

Um dos dispositivos de monitorização utilizados no âmbito deste estudo corresponde ao udómetro, instalado no telhado de um reservatório de abastecimento de água, a aproximadamente 3 km da bacia piloto em análise, ilustrado na figura 40. Este equipamento foi utilizado na recolha contínua de dados pluviométricos necessários para caracterizar os eventos de precipitação e a sua influência na resposta hidráulica da rede de drenagem.

Figura 40 - Registo fotográfico - Udómetro

O udómetro ARG100 é um pluviómetro profissional do tipo *tipping bucket*, desenvolvido pela *Environmental Measurements Limit*ed, cuja geometria aerodinâmica reduz significativamente o erro de captação associado ao efeito do vento, comum em pluviómetros cilíndricos tradicionais. O equipamento é constituído por um funil de 25.4 cm de diâmetro, um sistema de filtragem inicial e um mecanismo basculante de dois baldes montados sobre rolamentos de precisão, produzindo um impulso elétrico a cada basculamento correspondente a um volume calibrado, tipicamente 0.2 mm de precipitação. Este sistema, compatível com *data loggers* externos, assegura elevada precisão, cumprindo as normas da Organização Meteorológica Mundial e mantendo erros inferiores a 1% para intensidades até 120 mm/h. [42].

A instalação do ARG100 exige a seleção de um local nivelado e livre de obstáculos que provoquem turbulência ou sombreamento pluvial, recomendando-se que a distância a objetos envolventes seja superior ao dobro da respetiva altura. O nivelamento rigoroso do funil é essencial para evitar erros sistemáticos, podendo o equipamento ser montado diretamente numa superfície rígida ou sobre a base RGB1, que facilita o ajuste e melhora a estabilidade. Em ambientes onde a instalação ao nível do solo não é possível, o ARG100 pode ser elevado, desde que devidamente fixado para evitar vibrações que possam originar basculamentos falsos. O dispositivo opera entre 1°C e 70°C e admite intensidades de precipitação até 500 mm/h, recorrendo a correções matemáticas quando necessário [42].

A manutenção regular é fundamental para assegurar a qualidade das medições, incluindo a limpeza do funil, filtros e mecanismo basculante, bem como a verificação periódica do nivelamento. A calibração é definida em fábrica e deve ser verificada ou repetida a cada 12 a 24 meses, garantindo que o volume por basculamento permanece dentro das tolerâncias especificadas pelo fabricante [42].

4.
METODOLOGIA

4.1. ENQUADRAMENTO GERAL

O presente capítulo descreve metodologia adotada para o desenvolvimento do estudo enquadrado na presente dissertação, cujo objetivo consiste na identificação e deteção de afluências indevidas numa rede de saneamento, com recurso ao software *Storm Water Management Model* (SWMM). A abordagem metodológica seguida assenta numa lógica sequencial e integrada, articulando a recolha e tratamento de dados, a construção e implementação do modelo numérico, os processos de calibração e validação, bem como as incertezas inerentes à aplicação do modelo.

Numa primeira fase, procedeu-se à recolha, organização e tratamento de dados necessários à configuração do modelo, fornecidos pela entidade Indaqua – Matosinhos. Estes dados incluem medições de nível de água e caudal do sensor de nível implementado no sistema de drenagem de águas residuais, bem como dados de precipitação, de consumo de abastecimento de água e características físicas e operacionais da rede.

Numa fase posterior, descreve-se o processo de construção e parametrização do modelo no SWMM, evidenciando critérios adotados para a estruturação dos elementos constituintes da rede de drenagem, designadamente coletores, câmaras de visita e estações elevatórias, e a definição e parâmetros de análise e de simulação aplicados no desenvolvimento do modelo.

De seguida, apresenta-se a metodologia dos processos de calibração e validação do modelo, em tempo seco e em tempo húmido, de modo a garantir que modelo reproduzisse adequadamente o comportamento real da rede de saneamento. Ao longo desta etapa serão descritos os indicadores de desempenho, os procedimentos de análise e as iterações efetuadas com o objetivo de otimizar a resposta do modelo em construção.

Numa fase subsequente, serão analisadas as incertezas associadas ao modelo, quer na fase de calibração, quer na fase seguinte de análise dos resultados obtidos.

Não obstante, será descrita a metodologia adotada para a quantificação das afluências indevidas na rede de drenagem em análise, a partir dos resultados obtidos em tempo seco e em tempo húmido. Adicionalmente, será quantificada a afluência direta de ligações indevidas à rede de saneamento já detetadas pela entidade gestora, nomeadamente de caleiras ligadas a telhados.

4.2. RECOLHA E TRATAMENTO DE DADOS

A primeira fase do desenvolvimento do estudo assentou na recolha e sistematização de um conjunto alargado de dados técnicos disponibilizados pela entidade gestora do sistema de águas residuais do município de Matosinhos – Indaqua Matosinhos. Estes dados constituíram a base do processo de caracterização hidráulica e hidrológica da zona de estudo, utilizados para a posterior construção, calibração e validação do modelo numérico em ambiente SWMM.

Numa primeira etapa, foram disponibilizados dados de caudal medidos na bacia piloto em análise, obtidos através do sensor de nível instalado na rede de drenagem de águas residuais. Estes dados correspondem a registos horários de caudal, expressos em m^3/h, abrangendo um período compreendido entre janeiro de 2023 e outubro de 2025. Os dados foram sujeitos a um processo de validação e correção, de modo a identificar eventuais anomalias, falhas de registos e valores espúrios decorrentes de limitações operacionais do equipamento. A série temporal de caudal permitiu analisar a variabilidade do escoamento ao longo do tempo, bem como identificar padrões em tempo seco e em tempo húmido.

Paralelamente, foram fornecidos dados de precipitação provenientes de um udómetro implementado a cerca de 3 km da zona de estudo. Na ausência de estações pluviométricas instaladas diretamente na área em análise, esta série foi considerada representativa da precipitação incidente sobre a bacia drenada, assumindo-se uma distribuição espacial homogénea dos eventos pluviométricos observados. Os dados de precipitação apresentam uma resolução horária e abrangem o período entre o início de 2023 e o final de 2025, permitindo uma correlação direta entre a ocorrência de eventos de chuva e a resposta da rede de saneamento.

Tendo em conta o número de clientes servidos pelo sistema de abastecimento, foram disponibilizados dados de consumo de água da área em estudo. Estes dados, expressos em volumes mensais faturados ($m^3/mês$), tiveram por base os registos de faturação do sistema de abastecimento de água, evidenciando os consumos efetivos associados a cada ramal de ligação. A partir destes valores procedeu-se à estimativa do caudal médio de águas residuais, mediante a aplicação de um fator de afluência, traduzido na relação entre o volume de água consumido e o volume de efluente produzido. A quantificação do caudal em tempo seco para a rede de águas residuais em estudo será objeto de análise mais detalhada numa secção posterior do presente capítulo.

Numa fase posterior, procedeu-se à exportação da configuração da rede de águas residuais da área de estudo através do Sistema de Informação Geográfica (SIG) utilizado pela entidade gestora. A informação obtida integra a geometria da rede, a localização e caracterização dos coletores e câmaras de visita, bem como a tipologia da rede, constituindo a base para a construção do modelo hidráulico utilizado no SWMM. O processo de exportação direta para o formato *.inp*, compatível com o software SWMM, originou diversas falhas e erros estruturais, tornando necessária uma fase adicional de verificação e correção manual da informação, a qual será descrita com maior detalhe mais adiante neste capítulo.

De forma a assegurar uma representação real do funcionamento do sistema de águas residuais no modelo SWMM, foram ainda disponibilizadas as características físicas e operacionais das estações elevatórias implementadas na área de estudo. Esta informação inclui as dimensões dos poços de bombagem, o comprimento e diâmetros das estações elevatórias, bem como as alturas manométrica e geométrica de instalação, permitindo a definição e determinação das curvas características dos grupos elevatórios.

4.3. ESTRUTURAÇÃO E CONSTRUÇÃO DO MODELO SWMM

A configuração da rede de águas residuais utilizada no modelo SWMM foi, conforme anteriormente mencionado, exportada através do Sistema Informação Geográfica (SIG) utilizado pela entidade gestora de saneamento. A geometria inicial do traçado da rede encontra-se representado na figura 41.

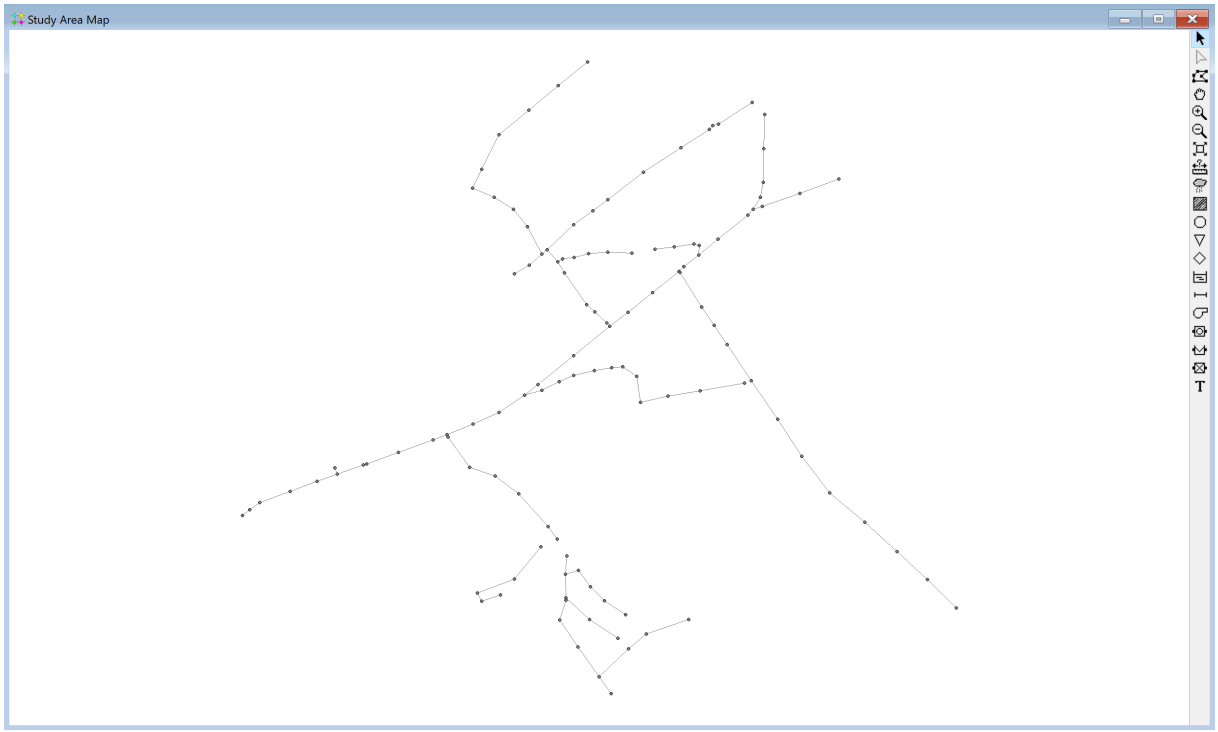

Figura 41 - Geometria inicial do traçado da rede - Modelo SWMM

A partir da exportação do traçado da rede foi possível obter a caracterização dos principais elementos constituintes do sistema de drenagem, designadamente coletores e câmaras de visita. No entanto, a exportação direta revelou algumas limitações, nomeadamente a ausência de informação relativa a determinados componentes e a ocorrência de inconsistências geométricas em alguns troços da rede. Estas discrepâncias devem-se sobretudo à não inclusão das estações elevatórias no modelo exportado, o que originou erros de ligação entre os diferentes elementos do sistema.

No que concerne aos coletores, foram corretamente extraídos os parâmetros relativos ao comprimento, coeficiente de rugosidade de Manning e aos nós (câmaras de visita) de montante e jusante. Não obstante, o ficheiro exportado não incorporou informação relativa ao diâmetro e à geometria da secção dos coletores. Estes parâmetros foram introduzidos manualmente, recorrendo à edição direta do ficheiro no bloco de notas. Para cada coletor procedeu-se à inserção do diâmetro real (200 mm), bem como à definição da secção de forma circular.

Relativamente às câmaras de visita, os parâmetros principais, nomeadamente cota de soleira e profundidade, foram corretamente assumidos pelo software SWMM.

A figura 42 apresenta um exemplo dos parâmetros principais associados, respetivamente a um coletor (*conduit*) e a uma câmara de visita (*junction*), no ambiente de modelação SWMM.

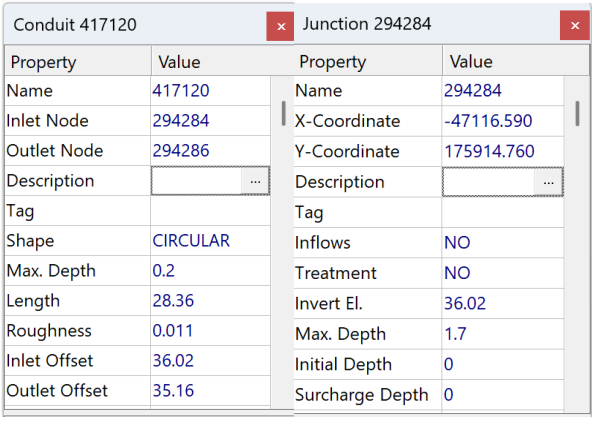

Figura 42 - Parâmetros principais coletores e câmaras de visita – SWMM

As Estações Elevatórias de Águas Residuais existentes na área de estudo foram integralmente configuradas no SWMM, uma vez que estas infraestruturas não foram automaticamente reconhecidas pelo software aquando do processo de exportação da rede. Deste modo, procedeu-se à sua configuração manual, adotando-se, para cada estação elevatória, a metodologia a seguir descrita, de modo a representar adequadamente o seu funcionamento:

1) Foi inserido, a montante da estação, um reservatório com o objetivo de representar o comportamento do poço de bombagem real. Este reservatório foi configurado de acordo com as características reais do poço de bombagem de cada estação elevatória, nomeadamente cota de soleira, profundidade e forma da secção;

2) De modo a garantir a ligação hidráulica entre o reservatório e a restante rede de drenagem foi adicionada uma conduta, a montante, com o mesmo diâmetro e secção transversal adotados nos restantes coletores da rede;

3) A jusante do reservatório foi adicionada uma bomba, destinada a representar o funcionamento do grupo de bombagem característico de cada EEAR. Para cada bomba, procedeu-se à definição da respetiva curva característica e do ponto de funcionamento, com base na informação disponibilizada nas fichas técnicas do equipamento, bem como à parametrização dos níveis de arranque e paragem de funcionamento;

4) A jusante da bomba foi adicionada a conduta elevatória, ligada à bomba através de um nó de conexão, configurada com os valores reais de diâmetro e comprimento.

A figura 43 apresenta o esquema representativo de uma das estações elevatórias da rede de drenagem (LA.EEAR 67), evidenciando os principais elementos constituintes considerados no processo de modelação.

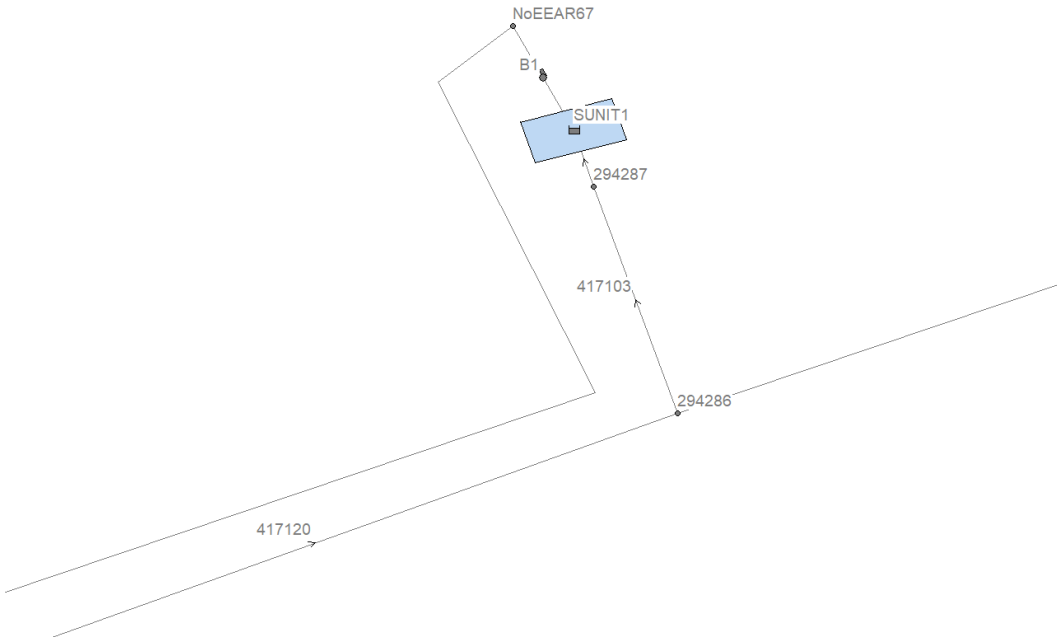

Figura 43 - Configuração de uma EEAR no software SWMM

Uma vez concluído o processo de identificação e correção das falhas e erros estruturais resultantes da exportação inicial da rede de drenagem de águas residuais, considerou-se que o modelo no software SWMM representa corretamente a topologia da rede, garantindo a continuidade do escoamento e a parametrização dos diferentes órgãos e infraestruturas. O modelo desenvolvido assume um elevado grau de representatividade face à rede real, constituindo a base para as simulações hidráulica e hidrológicas subsequentes no desenvolvimento do presente estudo.

4.4. Validação e Calibração em Tempo Seco

Concluída a fase de definição geométrica do modelo, incluindo a correção de anomalias e falhas estruturais da rede decorrentes da exportação direta a partir do SIG, procedeu-se ao tratamento de dados necessário à validação e posterior calibração do modelo em tempo seco.

No âmbito da validação do modelo em tempo seco, procedeu-se à utilização dos dados de consumo de água como base para a estimativa dos caudais residuais em tempo seco. Deste modo, os dados de faturação de água disponibilizados pela entidade gestora foram organizados espacialmente, permitindo a identificação dos locais de consumo por arruamento e a sua associação às câmaras de visita da rede de drenagem, tendo em consideração a localização dos ramais da rede de abastecimento de água.

A série temporal de faturação relativa ao consumo de água, abrangendo um período de janeiro de 2024 a setembro de 2025, foi submetida a um processo de limpeza e normalização, de modo a obter os consumos mensais por cliente. Após este procedimento, determinou-se a média mensal para o período considerado, garantindo que os valores finais refletiam adequadamente os padrões de consumo reais da população servida.

Posteriormente, com o objetivo de estimar o caudal de águas residuais descarregado na rede de saneamento, procedeu-se à determinação do fator de afluência. Este fator foi calculado a partir da razão entre os volumes de águas residuais observados na rede em "período seco", através do sensor de nível instalado e os volumes mensais de consumo de água, i.e.

$$F_{\text{afl}} = \frac{V_{\text{Água Residual }(SN)}}{V_{\text{Consumo AA}}}. \tag{15}$$

Ao longo do presente estudo, considerou-se como "período seco" o conjunto de dias precedidos por, pelo menos, 14 dias consecutivos sem ocorrência de precipitação, pressuposto que permite excluir a influência de contributos pluviais diretos e dos efeitos retardados associados à infiltração no sistema de drenagem.

Com base nos valores horários registados pelo sensor de nível, consideraram-se os meses de junho, julho e agosto, meses do ano hidrológico em que se verificaram os menores valores de precipitação, e calculou-se para cada mês o respetivo fator de afluência. De seguida calculou-se a média destes fatores, tendo-se obtido um valor de 1.67. Este valor, superior à unidade, representa que o sistema de drenagem de águas residuais recebe significativamente mais água do que aquilo que chega do sistema de abastecimento de água. Isto deve-se não só ao facto de existirem poços de captação na área em estudo, como sugere também a existência de infiltração de base, mesmo em condições de tempo seco.

Com o objetivo de representar a variação temporal do caudal de águas residuais do período em análise, procedeu-se à determinação do respetivo padrão horário. A adoção de um padrão horário torna-se necessária, na medida em que permite desagregar o caudal médio diário em contributos horários diferenciados, evidenciando as variações intradiárias típicas associadas aos hábitos de consumo da população servida.

Para a determinação do padrão horário, recorreu-se aos registos reais de caudal obtidos pelo sensor de nível instalado na rede em estudo. Consideraram-se exclusivamente valores de caudal relativos aos meses de junho, julho e agosto, de modo a eliminar a contribuição de afluências indevidas associadas a eventos de precipitação.

Os valores de caudal foram organizados por hora do dia, procedendo-se ao cálculo da média horária para o conjunto de dias representativos do "período seco". O perfil médio diário obtido, representado no gráfico da figura 44, permite associar cada valor horário à média dos caudais registados nessa hora específica ao longo dos dias considerado.

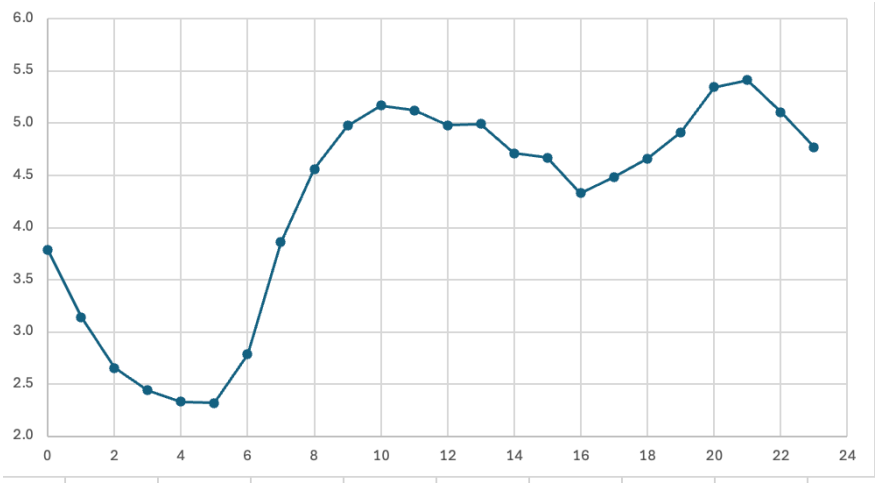

Figura 44 - Padrão horário - Caudal Médio em Tempo Seco

A partir da análise do padrão horário obtido com base nos dados do sensor de nível, considerando exclusivamente o período seco previamente definido, verificou-se que o caudal mínimo noturno,

registado entre as 4h00 e as 5h00, apresentava um valor anormalmente elevado, cerca de 2,34 L/s. Este valor sugere a possibilidade de infiltração de base em condições de tempo seco, tal como já havia sido diagnosticado aquando da determinação do fator de afluência.

Com o objetivo de quantificar esta componente de infiltração e de isolar o contributo efetivo do consumo doméstico e industrial, foi necessário proceder a uma nova determinação do fator horário. A literatura especializada refere que o consumo médio noturno de água convertido diretamente em águas residuais corresponde, aproximadamente, a 2 L/h/contador. Considerando o número de 246 contadores instalados a montante do sensor de nível, obteve-se um caudal teórico mínimo noturno de 0,492 m³/h, representativo do consumo real esperado na ausência de infiltrações.

A comparação entre este valor e o caudal mínimo observado permitiu determinar a fração atribuível à infiltração de base. Subtraindo o consumo mínimo teórico ao caudal mínimo noturno registado no sensor, concluiu-se que a contribuição da infiltração de base corresponde a aproximadamente 1,85 m³/h.

O padrão horário recalculado, resultante da remoção da componente de infiltração de base em condições de tempo seco, encontra-se representado na figura 45.

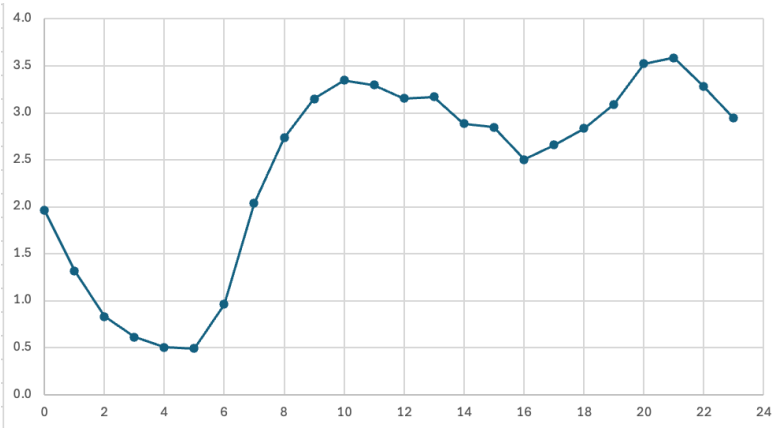

Figura 45 - Padrão horário - Caudal Médio em Período Seco (sem infiltração de base)

O padrão horário foi ainda normalizado em relação ao caudal médio diário, resultando num conjunto de coeficientes adimensionais que expressam a variação relativa o caudal ao longo das 24 horas. A figura 46 representa os fatores horários considerados, sem a contribuição da infiltração de base.

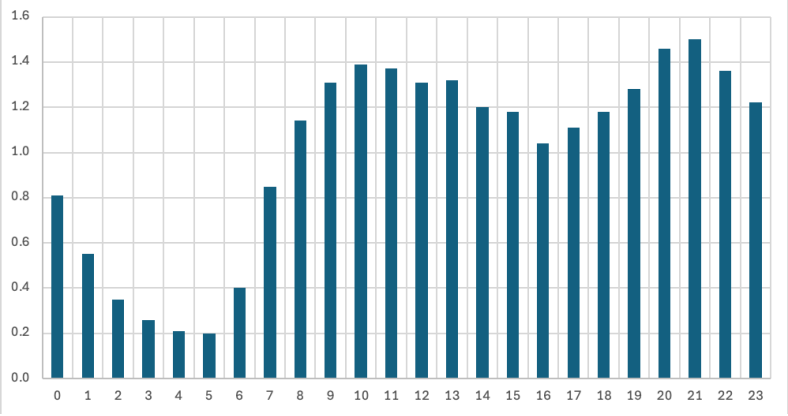

Figura 46 - Fatores horários em Tempo Seco (sem infiltração de base)

Com o objetivo de representar a distribuição da infiltração de base ao longo da rede de drenagem em estudo, procedeu-se à determinação da infiltração por unidade de comprimento. Para tal, dividiu-se o caudal total de infiltração de base anteriormente quantificado pelo comprimento integral dos coletores localizados a montante do sensor de nível, cujo valor é 3953 m. O resultado corresponde a um caudal específico de infiltração de aproximadamente 0,00013 L/s/m, conforme apresentado na expressão seguinte:

$$\mathrm{Q}_{\text{Percurso de Infiltração de base}} = \frac{Q_{\text{Infiltração de base}}}{\text{Comprimento}_{\text{rede a montante do SN}}} = \frac{1.83/3.6}{3953.04} = 0.00013\ \mathrm{L/s/m} \qquad (16)$$

A partir deste caudal específico, foi possível estimar a infiltração associada a cada coletor da rede, multiplicando o valor obtido pelo respetivo comprimento. Esta contribuição foi posteriormente introduzida no modelo SWMM como um *inflow* direto constante (do tipo *Direct*), aplicado na câmara de visita (nó) imediatamente a jusante de cada coletor, garantindo assim uma representação espacialmente distribuída da infiltração de base.

Após a quantificação da parcela correspondente à infiltração de base, procedeu-se a uma nova determinação do fator de afluência a aplicar ao consumo real de abastecimento de água. Para tal, subtraiu-se, em condições de tempo seco, a componente de infiltração ao caudal registado no sensor para cada instante analisado. A partir destes valores corrigidos, obteve-se um fator de afluência igual a 0.95.

Posteriormente, estimou-se o caudal de águas residuais a introduzir no modelo SWMM, combinando o consumo efetivo de água com o fator de afluência calculado e a parcela de infiltração de base. Esta determinação foi realizada com recurso à seguinte expressão:

$$\mathrm{Q}_{\text{AR, Tempo Seco}} = \text{Consumo}_{\text{AA}} \times \mathrm{F}_{\text{Afluência}} + \mathrm{Q}_{\text{Infiltração de base}} \qquad (17)$$

Este procedimento foi desenvolvido de forma desagregada para cada câmara de visita localizada ao longo da rede de saneamento, considerando a posição dos ramais de abastecimento associados à rede de distribuição de água. Deste modo, assegurou-se uma correspondência espacial entre os consumos de água, a sua conversão em efluente e o ponto de entrada deste último na infraestrutura de drenagem de águas residuais.

A tabela 9 apresenta, a título ilustrativo, uma parcela da aplicação deste procedimento, evidenciando a metodologia adotada na determinação dos caudais de tempo seco ao nível das diferentes câmaras de visita da rede.

Tabela 9 - Estimativa Caudal de Águas Residuais

CV	Arruamento	Consumo AA (L/s)	Fator de Afluência	Consumo AR (L/s)	$Q_{Infiltração\ de\ base}$ (L/s)
294747	R Alvito	0.0000		0.0000	0.00397
294783	R Alvito	0.0059		0.0064	0.00669
294784	R Alvito	0.0109		0.0119	0.00671
294787	R Alvito	0.0182		0.0198	0.00364
294790	R Alvito	0.0153		0.0167	0.00391
294791	R Alvito	0.0084		0.0092	0.00542
292428	R Burgos	0.0105		0.0114	0.00803
292429	R Burgos	0.0132		0.0144	0.00026
292430	R Burgos	0.0086		0.0094	0.00116
292431	R Burgos	0.0176	0.95	0.0192	0.00486
292513	R Burgos	0.0237		0.0258	0.00589
292514	R Burgos	0.0069		0.0075	0.00265
292515	R Burgos	0.0103		0.0112	0.00755
294283	R Dr José Domingues dos Santos	0.0147		0.0160	0.00542
294286	R Dr José Domingues dos Santos	0.0260		0.0283	0.00323
294289	R Dr José Domingues dos Santos	0.0054		0.0059	0.00201
294290	R Dr José Domingues dos Santos	0.0119		0.0130	0.00079
294291	R Dr José Domingues dos Santos	0.0040		0.0044	0.00101

Após a determinação do caudal médio de águas residuais em tempo seco, do respetivo padrão de variação horária e da parcela relativa à infiltração de base, estes parâmetros foram integrados no modelo hidráulico desenvolvido no SWMM. Para cada nó da rede modelada, procedeu-se à inserção dos valores de caudal em condições de tempo seco (*DWF- Dry Weather Flow*), do padrão horário correspondente (*Baseline Pattern*) e da infiltração de base. A figura 47 ilustra as janelas do SWMM onde foram introduzidos os valores de *DWF*, padrão horário (*Time Pattern*) e da infiltração de base em tempo seco (*Direct*)

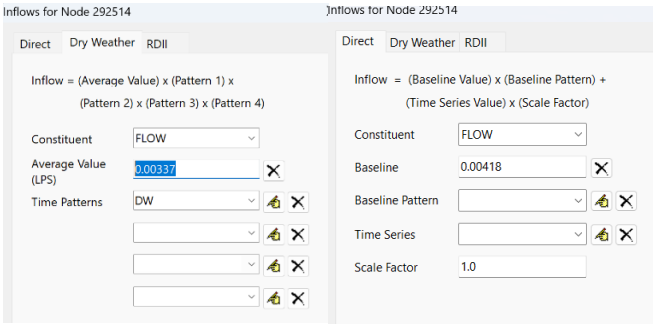

Figura 47 – *DWF*, *Time Pattern* e *Direct* - SWMM

Concluída a etapa de definição dos parâmetros de caudal médio em tempo seco, do padrão horário e da infiltração de base a inserir no SWMM, procederam-se a diversas simulações no software, adotando diferentes intervalos temporais de cálculo, com o objetivo de avaliar a capacidade do modelo em reproduzir as condições reias em tempo seco observadas no sistema de drenagem de águas residuais.

A validação do modelo foi realizada através da comparação entre os níveis de águas registados pelo sensor de nível instalado numa câmara de visita da rede e os níveis simulados pelo modelo no nó correspondente. Esta análise permitiu aferir o grau de concordância entre o comportamento hidráulico observado e a resposta do modelo, face aos parâmetros inseridos.

Com o intuito de quantificar o desempenho do modelo, procedeu-se a uma análise de erros com base em indicadores estatísticos apresentados na tabela 10. Estes indicadores possibilitam avaliar a precisão e a fiabilidade da simulação, bem como identificar eventuais desvios sistemáticos ou discrepâncias significativas entre os valores observados e simulados.

Tabela 10 - Indicadores Estatísticos de Desempenho

Indicador Estatístico	**Abreviatura**	**Fórmula**
Erro Médio Absoluto	MAE	$MAE = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\lvert P_i - O_i\rvert$
Raiz do Erro Quadrático Médio	RMSE	$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(P_i - O_i)^2}$
Enviesamento	b	$b = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(P_i - O_i)$
Enviesamento Relativo	b_r	$b_r = \frac{b}{\bar{O}}$
Scatter Index	SI	$SI = \frac{RMSE}{\bar{O}}$
Desvio Padrão do Erro	σ_e	$\sigma_e = \sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(e_i - \bar{e})^2}$
Coeficiente de Variação do Erro	CV_e	$CV_e = \frac{\sigma_e}{\bar{e}}$

Em que:

- $P_i =$ valor observado no sensor de nível;
- $O_i =$ valor simulado no SWMM;
- $n =$ número de observações.

Com base na avaliação dos indicadores estatísticos utilizados na validação do modelo em tempo seco, procedeu-se a um processo iterativo de calibração de parâmetros no modelo, com o objetivo e aprimorar a concordância entre os níveis de água observados pelo sensor de nível e os reproduzidos pelo modelo.

Um dos parâmetros considerados no processo de calibração do modelo SWMM foi a rugosidade dos coletores. Inicialmente, utilizou-se o valor de 0,0011, correspondente ao indicado no catálogo relativamente ao material dos coletores. Contudo, dado que a rede se encontra em operação há vários anos, é expectável que o desgaste e o envelhecimento das condutas alterem as suas condições hidráulicas. De modo a representar de forma mais realista o estado atual da infraestrutura, adotou-se um valor de rugosidade de 0,013 nas simulações subsequentes.

Numa etapa subsequente, efetuou-se uma nova estimativa do caudal de águas residuais em regime de tempo seco, com o objetivo de avaliar a influência deste parâmetro na calibração da rede. Para tal, determinou-se o caudal médio de águas residuais considerando os três meses do ano hidrológico com menores índices de precipitação, nomeadamente junho, julho e agosto. No que se refere ao padrão horário, optou-se por manter o utilizado nas análises anteriores.

Para a calibração do modelo em condições de tempo seco, selecionaram-se como referência os meses de junho e agosto de 2025. A escolha destes períodos deve-se ao facto de apresentarem níveis muito baixos de precipitação — em junho não ocorreu qualquer dia com chuva e, em agosto, apenas se registaram algumas horas de precipitação nos últimos dias do mês. Esta ausência quase total de chuva permite caracterizar com maior precisão o comportamento da rede sem a influência direta ou indireta da precipitação, nomeadamente efeitos associados à elevação do nível freático

As figuras 48 e 49 apresentam a comparação entre os níveis médios observados pelo sensor de nível e os níveis médios obtidos pelo modelo no nó correspondente, utilizando os meses de junho e agosto de 2025 base de comparação, respetivamente.

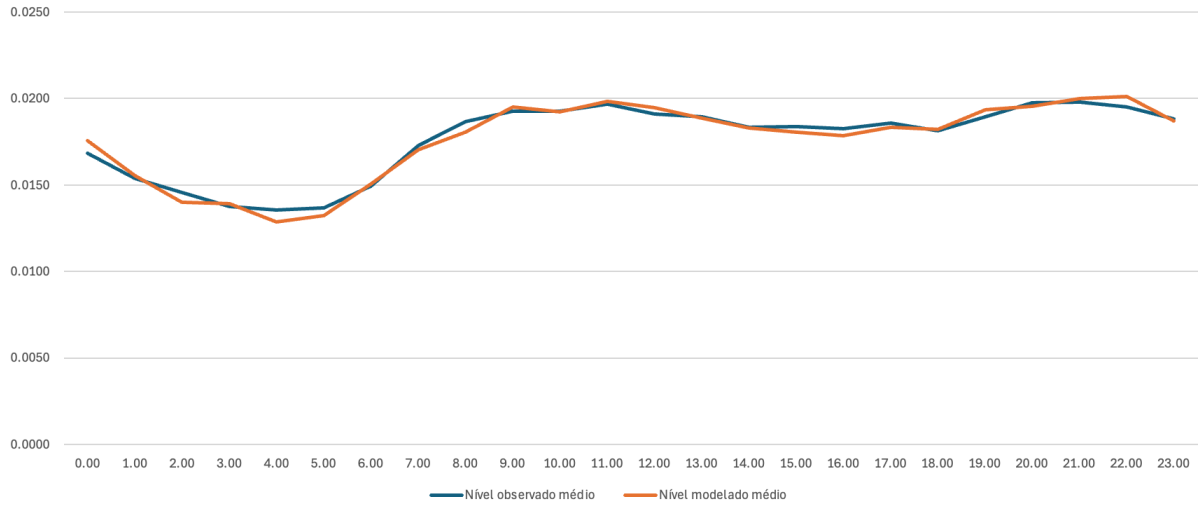

Figura 48 - Comparação nível médio - Junho 2025 (em m)

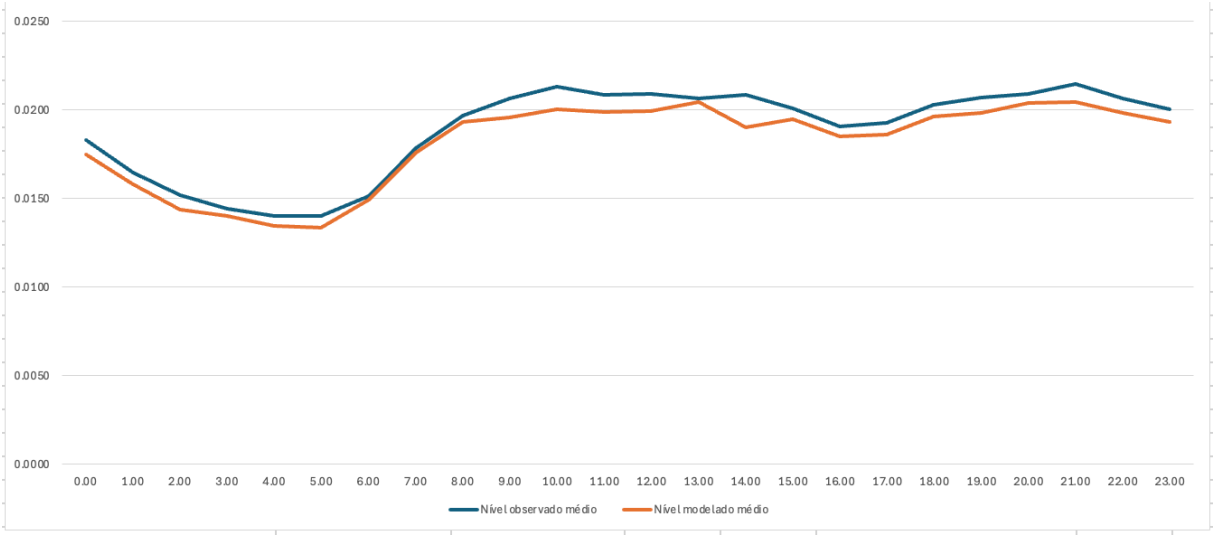

Figura 49 - Comparação nível médio – Agosto 2025 (em m)

A comparação entre o nível médio observado e o nível médio simulado pelo modelo SWMM para os meses de junho e agosto de 2025 evidencia uma correspondência globalmente satisfatória, com ambas as curvas apresentando a mesma tendência diária e amplitudes semelhantes. Em junho, verifica-se uma sobreposição muito próxima entre os valores observados e simulados ao longo de quase todo o período, com diferenças reduzidas e ligeiras discrepâncias apenas nos momentos de menor nível, sugerindo um bom ajustamento do modelo às condições de tempo seco. Em agosto, apesar de a concordância geral se manter, observa-se uma divergência um pouco mais pronunciada em determinados intervalos horários, sobretudo no início e no final do dia, onde o modelo tende a subestimar ligeiramente os valores registados pelo sensor.

A avaliação da calibração do modelo em condições de tempo seco foi realizada através da comparação, hora a hora, entre os níveis de água registados pelo sensor instalado na rede e os valores simulados no nó equivalente do modelo SWMM ao longo de todos os períodos horários dos meses considerados. Esta análise recorreu aos indicadores estatísticos previamente definidos, cujos resultados se encontram apresentados na tabela 11.

Tabela 11 - Indicadores Estatísticos de Desempenho – Condições de Tempo Seco

Indicador Estatístico	**Abreviatura**	**Valor**	**Unidade**
Erro Médio Absoluto	MAE	0.274	cm
Raiz do Erro Quadrático Médio	RMSE	0.387	cm
Enviesamento	b	$7.297 * 10^{-2}$	cm
Enviesamento Relativo	b_r	0.0387	
Scatter Index	SI	0.0252	
Desvio Padrão do Erro	σ_e	0.0038	
Coeficiente de Variação do Erro	CV_e	5.213	

A análise dos indicadores estatísticos obtidos na comparação entre os níveis simulados pelo modelo hidráulico no SWMM e os níveis observados no sensor demonstra um bom desempenho do modelo em condições de tempo seco. Os valores reduzidos do erro médio absoluto (MAE = 0.274 cm) e da raiz do erro quadrático médio (RMSE = 0.387 cm) indicam que as diferenças entre os níveis simulados e observados são muito pequenas, evidenciando uma boa capacidade do modelo para reproduzir o comportamento hidráulico real do sistema. Adicionalmente, a proximidade entre os valores de MAE e RMSE sugere a inexistência de erros extremos significativos nas simulações.

O valor reduzido do enviesamento ($b = 7.297 \times 10^{-2}$ cm) e do enviesamento relativo ($b_r = 0.0387$) indicam uma tendência muito pouco significativa para sobrestimar ou subestimar os níveis observados. Por sua vez, o reduzido valor do Scatter Index (SI = 0.0252) e do desvio padrão do erro ($\sigma_e = 0.0038$) evidencia uma reduzida dispersão dos erros, enquanto o coeficiente de variação do erro ($CV_e = 5.213\%$) confirma que a magnitude dos erros é pequena face à variabilidade dos dados analisados. Assim, pode concluir-se que o modelo apresenta boa precisão e consistência na simulação dos níveis em tempo seco, sendo adequado para representar o comportamento hidráulico do sistema nas condições analisadas.

Deste modo, considerando a reduzida amplitude dos erros absolutos, a inexistência de enviesamento significativo e a elevada eficiência do modelo na reprodução do comportamento hidráulico em tempo seco, concluiu-se que o modelo se encontra devidamente calibrado para as condições de tempo seco, apresentando um grau de fiabilidade adequado para suportar as análises subsequentes no âmbito da presente dissertação.

4.5. VALIDAÇÃO E CALIBRAÇÃO EM TEMPO HÚMIDO

Concluída a etapa de validação e calibração o modelo em condições de tempo seco, avançou-se para a calibração em tempo húmido, com o objetivo de avaliar a influência dos eventos de precipitação no comportamento hidráulico da rede de drenagem de águas residuais da bacia piloto em estudo.

A calibração do modelo em condições de tempo húmido foi desenvolvida com base na aplicação integrada de duas abordagens metodológicas distintas, cuja combinação permitiu representar de forma rigorosa a influência da precipitação no comportamento hidráulica da rede de saneamento em análise.

A primeira metodologia adotada consistiu na utilização da funcionalidade *Rainfall Depedent Inflow and Infiltration* (RDII) disponibilizada pelo software SWMM. A RDII engloba as contribuições de caudal de origem pluvial que afluem indevidamente aos sistemas de drenagem de águas residuais em consequência dos eventos de precipitação.

Esta funcionalidade contempla duas componentes fundamentais: a *inflow*, associada à entrada direta de águas pluviais na rede através das ligações indevidas, como caleiras, drenos de fundação, bombas de drenagem ou outras conexões não regulamentares, e a *infiltration*, resultante da penetração de água subterrânea no interior das condutas por intermédio de fissuras, juntas degradadas, ligações defeituosas, de caixas de visitas ou patologias estruturais.

No âmbito do SWMM, a RDII é tratada como uma categoria autónoma de afluências externas, sendo introduzida em nós específicos previamente definidos pelo utilizador. O seu cálculo é efetuado de forma independente dos restantes processos hidrológicos considerados, nomeadamente o escoamento superficial, a infiltração no solo, o degelo ou fluxos subterrâneos. Em cada passo temporal da simulação, o caudal correspondente à RDII é somado às restantes componentes de entrada no sistema, designadamente o caudal doméstico em tempo seco, o escoamento superficial e as contribuições subterrâneas.

De modo a assegurar uma representação realista do escoamento superficial associado às contribuições de RDII na bacia de estudo, procedeu-se à quantificação das áreas contributivas para cada câmara de visita da rede de saneamento. Para tal, as áreas contributivas de cada nó foram inicialmente determinadas através do software *HEC-HMS*, tendo em conta a topografia do terreno. Posteriormente, essas áreas foram exportadas e integradas no *QGIS*, onde foram delimitadas e ajustadas de acordo com os lotes habitacionais e os arruamentos adjacentes com potencial drenagem para o coletor imediatamente a jusante. A figura 50 representa as áreas contributivas de cada nó no software QGIS.

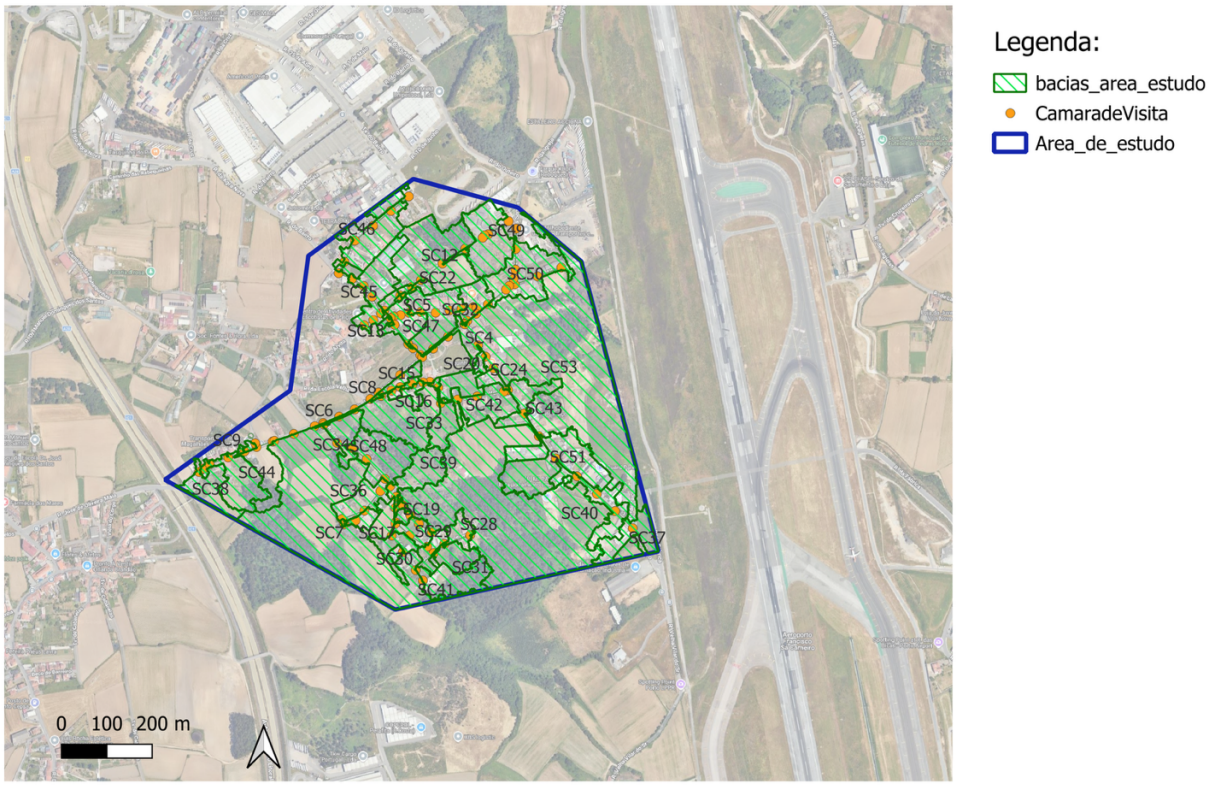

Figura 50 - Áreas RDII - QGIS

A tabela 12 expressa, a título ilustrativo, o procedimento adotado para a determinação das áreas RDII para o arruamento Rua Dr. José Domingues dos Santos.

Tabela 12 - Determinação Áreas RDII

Nome Arruamento	ID Coletor	CV Montante	CV Jusante	Nó de Entrada	Área de RDII (m2)
			294288	294288	794.202
	417107	294288	294289	294289	296.184
	417108	294289	294290	294290	146.843
					110.287
					371.558
					266.143
	417109	294290	294291	294291	315.343
					170.402
	417110	294291	294323	294323	238.155
	417130	294323	294578	294578	320.166
	417113	294578	294579	294579	119.589
					264.876
					368.887
					473.602
					721.557
	417114	294579	294580	294580	439.127
	417115	294580	294581	294581	402.618
	417117	294581	294582	294582	277.376
	417119	294583	294584	294584	
					84.486
	417140	294584	294585	294585	6321.953
	417122	294596	294619	294619	225.538
					113.312
	418275	295940	295941	295941	
	420563	295725	295622	295622	1522.588

Rua Dr. José Domingues dos Santos (Montante da EEAR)

O SWMM recorre à abordagem do hidrograma unitário do tipo RTK para representar os processos associados à modelação da afluência e infiltração dependentes da precipitação numa rede de saneamento. Esta metodologia baseia-se na conceptualização da resposta hidráulica de uma bacia de drenagem a um episódio pluvioso através da combinação de até três hidrogramas unitários de forma triangular. Cada um destes hidrogramas simboliza um componente distinto da resposta do sistema, tipicamente associados às componentes de resposta rápida, intermédia e lenta [39].

A aplicação dos hidrogramas unitários triangulares a um determinado evento pluviométrico possibilita a geração de um hidrograma resultante que traduz a evolução temporal dos caudais RDII induzidos. A figura 51 apresenta a configuração de um hidrograma unitário triangular, representando o caudal produzido por uma unidade de precipitação ao longo de uma unidade de tempo [39].

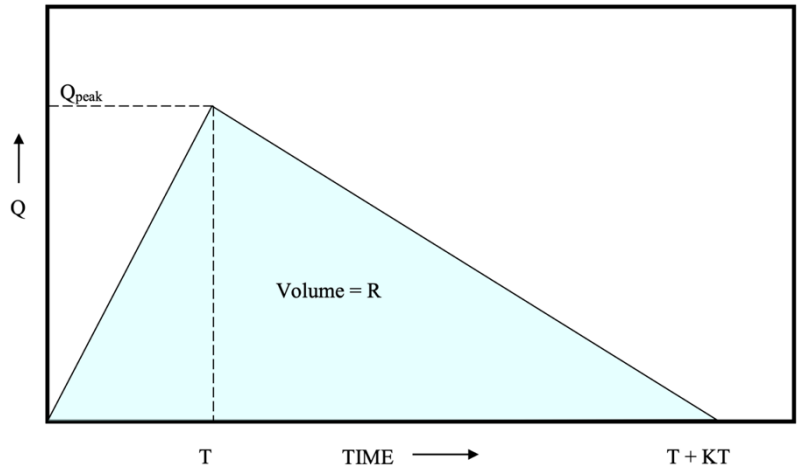

Figura 51 - Hidrograma Unitário – RDII

O hidrograma unitário é caracterizado pelos seguintes parâmetros:

- R: a fração do volume de precipitação que entra no sistema de esgotos e é igual ao volume sob o hidrograma;
- T: o tempo desde o início da precipitação até ao pico do hidrograma unitário;
- K: a relação entre o tempo de recessão do hidrograma unitário e o tempo até ao pico;
- Q_{peak}: caudal de pico (por unidade de área) no hidrograma unitário.

Com o objetivo de representar o método RDII implementado pelo SWMM, procedeu-se à estimativa manual dos parâmetros R, T e K, em conformidade com as características hidráulica e geomorfológicas da bacia em estudo, bem como aos registos de caudal e precipitação disponibilizados pela entidade gestora.

Numa fase inicial, foram selecionados três eventos pluviométricos distintos, abrangendo diferentes intensidades, duração e distribuição temporal de precipitação. A escolha destes eventos teve por base a análise dos dados horários de precipitação e dos correspondentes caudais observados na rede, privilegiando-se eventos que evidenciassem, de forma inequívoca, uma correlação direta entre a ocorrência de precipitação e o acréscimo significativo do caudal afluente ao sistema de drenagem de águas residuais. Para cada evento pluviométrico considerado, procedeu-se à identificação de início de precipitação, do momento correspondente ao pico de intensidade e do término do mesmo.

A quantificação da componente RDII foi realizada através da determinação do acréscimo de caudal provocado pela precipitação relativamente ao caudal característico de tempo seco. Para tal, calculou-se, para cada registo horário correspondente ao evento pluviométrico, a diferença entre o caudal total observado na rede e o valor médio dos caudais medidos nas horas imediatamente anteriores ao início do episódio de precipitação, conforme expresso na tabela seguinte. Esta média representou o caudal sanitário em condições de base, permitindo isolar, por subtração, apenas a fração do caudal atribuível à afluência e infiltração induzidas pela precipitação.

$$RDII_t = Q_t - \overline{Q_{TS}} \quad (18)$$

A tabela 13 expressa o procedimento adotado para um dos eventos pluviométricos inicialmente considerados.

Tabela 13 - Determinação Caudal RDII

Evento	Data/Hora	Precipitação (mm)	Caudal SN (m3/h)	Tempo	RDII (m3/h)
	27/09/25 17:00	0.1	5.0		
	27/09/25 18:00	0.4	5.4		
	27/09/25 19:00	0.6	8.0		
	27/09/25 20:00	0.3	8.0		
	27/09/25 21:00	0.1	4.8		
	27/09/25 22:00	2.0	17.5	início	12.4
	27/09/25 23:00	4.3	32.7		27.6
	28/09/25 00:00	6.1	49.3		44.2
	28/09/25 01:00	7.3	56.1		51.0
	28/09/25 02:00	9.2	69.9		64.8
	28/09/25 03:00	10.6	73.9	pico	68.8
	28/09/25 04:00	8.4	51.5		46.4
3	28/09/25 05:00	4.3	19.6		14.5
	28/09/25 06:00	0.0	9.3		4.2
	28/09/25 07:00	0.3	6.5		1.4
	28/09/25 08:00	0.0	5.8		0.7
	28/09/25 09:00	0.0	6.2		1.2
	28/09/25 10:00	0.0	5.5		0.4
	28/09/25 11:00	0.0	5.8		0.7
	28/09/25 12:00	0.0	5.3		0.3
	28/09/25 13:00	0.0	5.9		0.9
	28/09/25 14:00	0.0	5.6		0.5
	28/09/25 15:00	0.0	6.0		0.9
	28/09/25 16:00	0.0	5.1	fim	
	28/09/25 17:00	0.0	5.2		

Após a determinação da componente RDII para cada registo horário, procedeu-se à quantificação do volume total de precipitação recolhido na bacia durante cada evento analisado. Para tal, considerou-se a área total da bacia contributiva e a precipitação acumulada entre o instante de início e o instante final de cada evento pluviométrico. O volume correspondente foi então calculado através da conversão da altura precipitada (em milímetros) para um volume equivalente (em metros cúbicos), multiplicando a precipitação acumulada pela área da bacia.

Seguidamente, estimou-se o volume de precipitação que efetivamente entrou na rede de águas residuais durante cada evento. Este valor correspondeu ao somatório dos caudais RDII horários determinados previamente.

Para cada evento pluviométrico, procedeu-se à estimativa dos parâmetros R, T e K. O parâmetro R foi calculado pelo quociente entre a precipitação total recolhida na bacia e a precipitação que efetivamente afluiu à rede de águas residuais. O parâmetro T traduziu-se no tempo, em horas, entre o início e o pico do evento pluviométrico. O parâmetro T´, parâmetro de calculo auxiliar, corresponde ao tempo, em horas, entre o pico e o fim do evento de precipitação. O parâmetro K obteve-se através do quociente entre os parâmetros T e T´. Os valores obtidos para o hidrograma unitário inicial encontram-se representados na tabela 14.

Tabela 14 - Parâmetros RTK - Hidrograma Unitário Inicial

Evento	R	T	T'	K
1	0.052	1	4	4
2	0.045	1	5	5
3	0.061	5	13	3

Para a incorporação dos parâmetros RDII no modelo SWMM, procedeu-se à atribuição, em cada nó da rede, da respetiva área de contribuição previamente delimitada através do software QGIS. Paralelamente, foi utilizado um único hidrograma unitário para todos os nós da bacia modelada, justificado pelo reduzido enquadramento espacial da área em estudo e pela sua homogeneidade em termos de características físicas e de ocupação do solo, fatores que indicam uma resposta hidrológica semelhante ao longo da bacia.

A figura 52 apresenta, a título ilustrativo, a inserção destes parâmetros num dos nós do modelo SWMM.

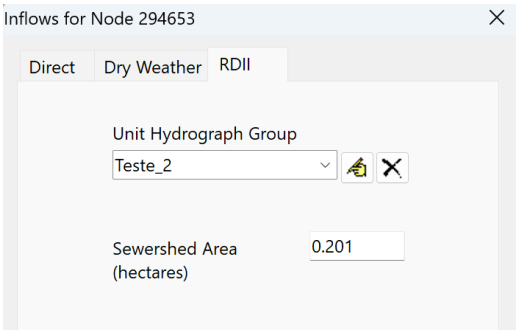

Figura 52 - Parâmetros RDII no SWMM

Numa etapa subsequente, procedeu-se à representação das ligações indevidas de águas pluviais já identificadas pela entidade gestora na rede de saneamento em estudo, com o objetivo de incorporar no modelo o contributo proveniente de afluências diretas. De forma geral, estas ligações correspondem a caleiras e sistemas de drenagem de coberturas que descarregam diretamente na rede de águas residuais.

Para modelar o impacto destas ligações no sistema de drenagem, recorreu-se à criação de *subcatchments* no SWMM. Cada ligação indevida foi representada por um *subcatchment* individual, parametrizado de acordo com as características físicas relevantes, nomeadamente inclinação da cobertura, área drenada, comprimento de escoamento, capacidade de armazenamento superficial e percentagem de impermeabilização, conforme representado na figura 53. Em seguida, cada

subcatchment foi associado ao nó imediatamente a jusante na rede modelada, garantindo assim a correta integração do afluente direto de caudais pluviais indevidamente introduzidos no sistema de saneamento.

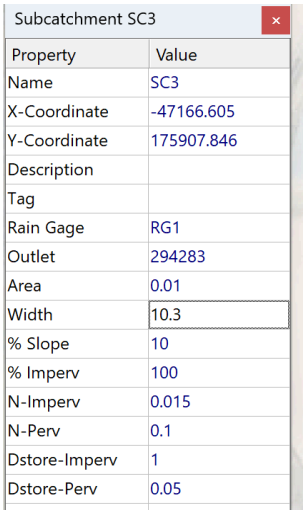

Figura 53 - Parâmetros *subcatchment* - SWMM

Após a implementação, no SWMM, das metodologias previamente descritas para a representação da resposta da rede em tempo húmido, procedeu-se à calibração do modelo para condições de precipitação. Este processo assentou na mesma lógica utilizada na calibração em tempo seco, recorrendo-se novamente à comparação entre os níveis e caudais registados pelo sensor instalado na rede e os simulados no nó correspondente do modelo.

Nesta fase, adotou-se uma abordagem baseada na seleção de eventos pluviométricos independentes, com intensidades e durações distintas, de forma a captar diferentes padrões de resposta hidrológica. Assim, foram identificados eventos considerados representativos, introduziram-se no modelo os respetivos dados de precipitação e realizou-se a simulação de cada caso de forma individualizada, permitindo analisar a resposta do modelo perante diferentes cenários.

O processo de calibração em tempo húmido foi de natureza iterativa, envolvendo ajustes sucessivos dos principais parâmetros de influência. Numa primeira fase, centraram-se as alterações nos parâmetros R, T e K do hidrograma unitário associado à bacia, com o objetivo de reduzir a diferença entre os valores medidos e os valores simulados, procurando alcançar uma representação mais fidedigna da resposta real da bacia durante eventos de precipitação.

Para proceder à calibração dos parâmetros R, T e K associados ao hidrograma unitário, foram selecionados vários eventos de precipitação ocorridos em setembro de 2025. A escolha deste mês prende-se com o facto de suceder imediatamente ao período seco utilizado na calibração em condições de escoamento mínimo (junho, julho e agosto), garantindo assim que não ocorreram alterações significativas no nível freático da área de estudo que pudessem influenciar a resposta hidrológica.

O evento analisado em detalhe corresponde aos dias 27 e 28 de setembro, durante os quais se registaram precipitações entre as 17h00 do dia 27 e as 05h00 do dia 28. A figura 54 apresenta a evolução temporal da precipitação ao longo do episódio, bem como o caudal medido pelo sensor de nível e o caudal simulado no SWMM utilizando os parâmetros iniciais do hidrograma unitário, permitindo avaliar a adequação do modelo antes do processo de calibração.

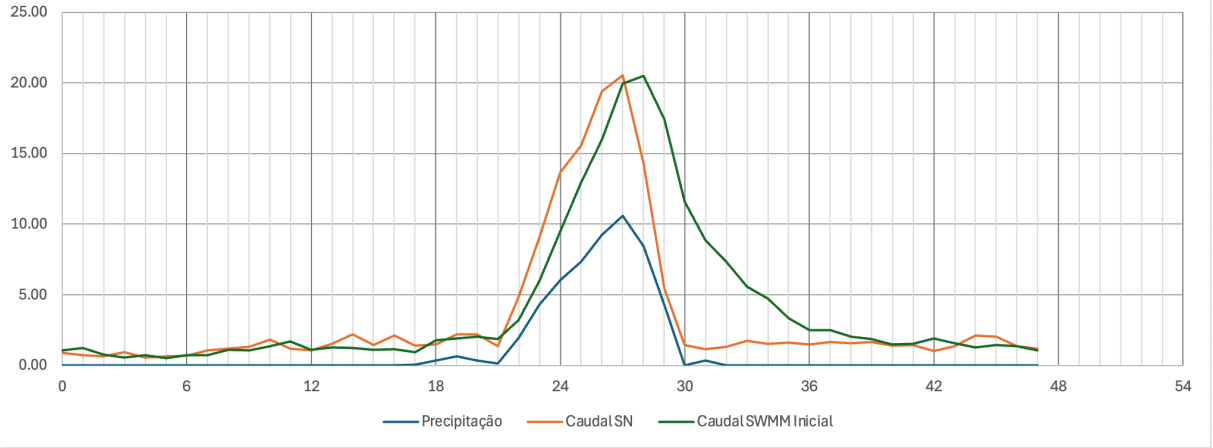

Figura 54 - Variação temporal de Precipitação (mm), Caudal Sensor de Nível (L/s) e Caudal SWMM (L/s)

A avaliação conjunta da precipitação, do caudal medido pelo sensor de nível e do caudal obtido através da simulação no SWMM evidenciou, numa fase inicial, uma discrepância temporal na resposta hidrológica do modelo ao evento de setembro. Enquanto os registos observados mostravam uma subida rápida do caudal logo após o incremento da precipitação, o modelo apresentava um atraso de cerca de uma hora no início da resposta, atingindo inclusive o caudal máximo após o pico observado. Esta defasagem sugeria limitações na parametrização inicial do hidrograma unitário, refletindo possíveis inadequações na representação do tempo de concentração e dos mecanismos de escoamento superficial e infiltração.

Com o intuito de ajustar o modelo, procedeu-se então à calibração dos parâmetros R, T e K, recorrendo a um processo iterativo baseado na alteração manual destes coeficientes e na subsequente execução do modelo sob as mesmas condições hidrológicas. A cada iteração, avaliou-se a aproximação entre os caudais simulados e os valores registados no sensor de nível, ajustando progressivamente a resposta modelo aos eventos de precipitação. Após várias simulações consecutivas, foi possível obter um conjunto de parâmetros que conduziu a uma sobreposição satisfatória entre o caudal observado e o caudal modelado, conforme ilustrado na figura 55.

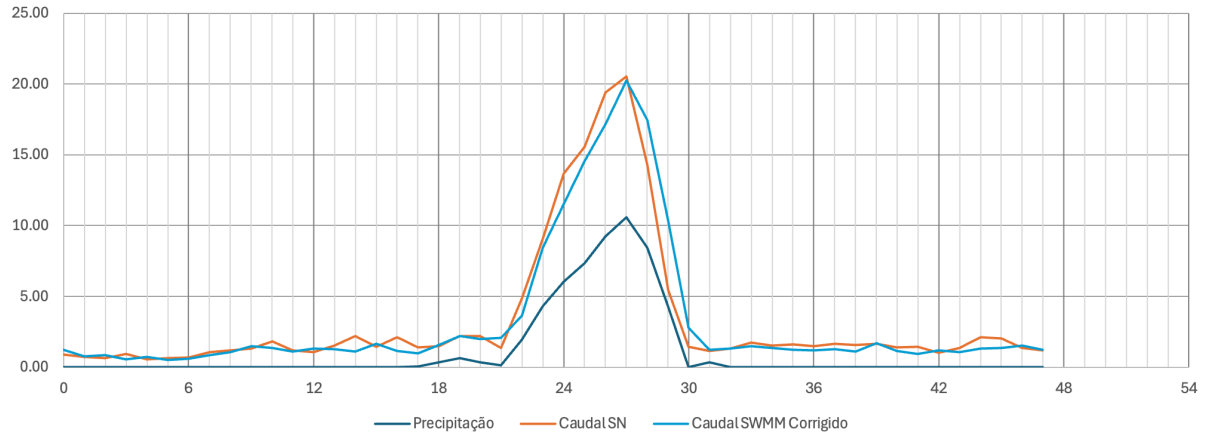

Figura 55 - Variação temporal de Precipitação (mm), Caudal Sensor de Nível (L/s) e Caudal SWMM corrigido(L/s)

Com a calibração e ajuste dos parâmetros R, T e K, observa-se uma melhoria substancial na concordância entre o caudal medido no sensor de nível e o caudal simulado pelo SWMM para o evento de setembro. Ao contrário do cenário inicial, em que o modelo apresentava um atraso de aproximadamente uma hora na resposta hidrológica, o modelo calibrado reproduz de forma muito mais fiel o momento de subida e descida do hidrograma, alinhando-se com o pico de caudal observado. A forma do hidrograma modelado torna-se mais consistente com o registado, tanto na inclinação da onda de cheia como na duração do escoamento, indicando que os parâmetros R, T e K ajustados representam adequadamente o comportamento do sistema em condições reais. Esta redução do desfasamento temporal e a aproximação das amplitudes confirmam a eficácia do processo de calibração, resultando num modelo significativamente mais robusto para a simulação de eventos pluviais. A tabela 15 apresenta os valores finais obtidos para o hidrograma unitário da bacia em estudo.

Tabela 15 - Parâmetros RTK - Hidrograma unitário final

Evento	R	T	K
1	0.062	0.05	0.4
2	0.005	0.1	0.5
3	0.001	0.5	0.5

Com o objetivo de avaliar o impacto das ligações indevidas à rede de drenagem de águas residuais, representadas como *subcatchments* no modelo SWMM, no processo de calibração dos parâmetros RTK, procedeu-se à realização de uma nova simulação em que estas contribuições foram removidas do modelo. A simulação resultante permitiu comparar o comportamento hidráulico do sistema sem estas ligações com o cenário anterior, que as incluía. A figura 56 demonstra a evolução do caudal obtido pelo modelo após a eliminação destas ligações indevidas.

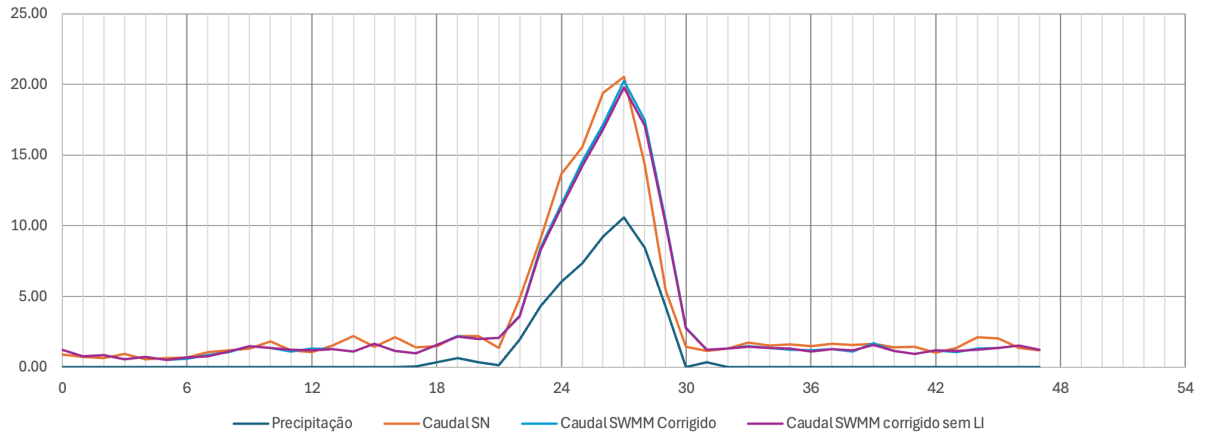

Figura 56 - Variação temporal de Precipitação (mm), Caudal Sensor de Nível (L/s) e Caudal SWMM corrigido sem LI (L/s)

A simulação realizada após a remoção das ligações indevidas à rede de saneamento, anteriormente representadas no modelo através de *subcatchments,* revela uma diferença muito reduzida face ao cenário calibrado. Conforme observado no gráfico, o caudal simulado sem LI apresenta apenas uma ligeira

diminuição em relação ao caudal modelado com LI, mantendo praticamente inalterados o momento de resposta, a forma do hidrograma e a coincidência com o caudal registado pelo sensor de nível. A redução discreta do caudal modelado sugere que as contribuições associadas às ligações indevidas, embora presentes, têm impacto marginal no regime de escoamento durante este evento específico. Assim, confirma-se que a calibração prévia dos parâmetros RTK permaneceu dominante na qualidade do ajuste, e que a eliminação destes subcatchments representa sobretudo um refinamento do modelo, com efeitos hidrológicos pouco expressivos para este episódio de precipitação.

Considerando a elevada concordância verificada entre os caudais registados pelo sensor e os caudais reproduzidos pelo modelo SWMM após o processo de calibração, conclui-se que os parâmetros RTK se encontram devidamente ajustados. A resposta hidrológica simulada pelo modelo apresenta uma correspondência consistente com o comportamento observado durante os diferentes eventos de precipitação analisados, evidenciando que os valores calibrados permitem representar de forma fidedigna e robusta o funcionamento da rede em condições de tempo húmido.
Com o intuito de avaliar a capacidade do modelo em representar adequadamente outros episódios de precipitação para além dos utilizados no processo inicial de calibração, procederam-se a simulações adicionais correspondentes a diferentes eventos de chuva. Para cada um destes eventos, compararam-se tanto os caudais como os níveis de água registados pelo sensor instalado na rede com os valores correspondentes obtidos pelo modelo SWMM.

A Figura 57 apresenta um exemplo desta análise, ilustrando a correspondência entre o nível observado no sensor e o nível modelado para um dos eventos selecionados no âmbito da calibração em condições de tempo húmido, ocorrido no dia 05/11/2025. Esta comparação, complementada pela análise dos caudais, permitiu verificar a coerência entre os dados observados e simulados, reforçando a validade da calibração efetuada.

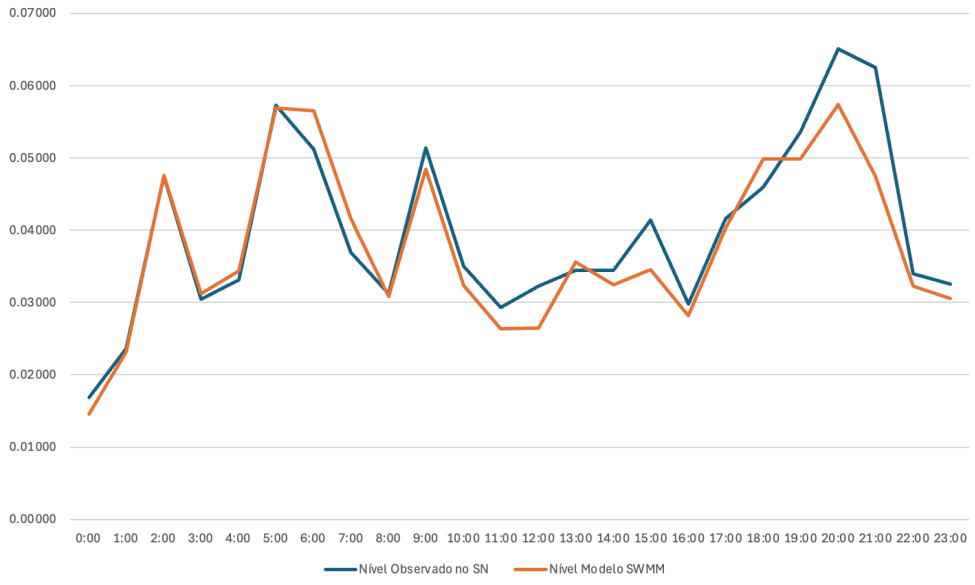

Figura 57 - Calibração em tempo húmido - Evento 05/11/2025 – Nível (em m)

A avaliação conjunta dos diferentes eventos de precipitação analisados, aliada à comparação detalhada entre os caudais e os níveis de água observados no sensor e os simulados pelo SWMM, permitiu concluir que o modelo se encontra devidamente calibrado para condições de tempo húmido. Nos vários episódios

considerados, observou-se uma concordância considerada satisfatória entre os valores medidos e modelados, evidenciando que o SWMM reproduz de forma coerente tanto a magnitude como a dinâmica temporal da resposta do sistema às chuvas.

A calibração dos parâmetros R, T e K conduziu à eliminação do desfasamento temporal inicialmente identificado e aproximou significativamente os caudais simulados dos caudais medidos, reproduzindo adequadamente o momento de subida, o pico e a recessão do escoamento. De forma consistente, a comparação entre os níveis registados no sensor e os níveis obtidos no modelo confirmou que a evolução hidráulica ao longo dos eventos é bem representada pelo SWMM, sem discrepâncias estruturais relevantes. A simulação adicional, realizada após a remoção das ligações indevidas representadas por *subcatchments*, demonstrou ainda que o modelo apresenta estabilidade e coerência, com uma ligeira redução nos valores simulados.

Deste modo, a convergência sistemática entre medições e simulações, tanto ao nível do caudal como do nível, valida a robustez do processo de calibração e confirma que o modelo SWMM representa de forma fidedigna o comportamento hidráulico do sistema em tempo húmido.

4.6. Limitações e Incertezas associadas ao modelo SWMM

No processo de modelação hidráulica da rede de drenagem de águas residuais em estudo, é inevitável reconhecer um conjunto de incertezas que podem influenciar a fiabilidade dos resultados obtidos, bem como diversos pressupostos metodológicos adotados durante as fases de calibração em tempo seco e em tempo húmido. Estas limitações devem ser explicitadas, uma vez que condicionam a interpretação e a robustez do modelo.

A primeira fonte de incerteza está associada aos dados de precipitação utilizados nas simulações. Os registos horários considerados foram obtidos a partir de um udómetro localizado aproximadamente a 3 km da área de estudo, o que implica que a precipitação medida nem sempre reflete com total precisão a precipitação efetivamente ocorrida na bacia modelada. Esta discrepância espacial é particularmente relevante em eventos convectivos ou de pequena escala, nos quais a variabilidade espacial da chuva pode ser significativa. Para além disso, a resolução temporal dos dados, limitada a registos horários, reduz a capacidade de captar adequadamente eventos de curta duração e elevada intensidade, que podem ter um impacto expressivo na resposta hidráulica da rede.

Outra limitação relevante diz respeito ao sistema de monitorização disponível. Todo o processo de calibração baseou-se exclusivamente num único equipamento instalado numa câmara de visita, constituído por um sensor de nível. Embora este se encontre numa posição estrategicamente adequada, imediatamente a montante da principal estação elevatória responsável pela transferência do caudal para a bacia adjacente, o facto de existir apenas um ponto de medição limita inevitavelmente a capacidade de caracterização espacial do comportamento da rede. Acresce que a medição de caudal por conversão do nível registado implica assumir uma relação nível–caudal que, por sua vez, introduz incerteza adicional, uma vez que esta metodologia é menos precisa do que a medição direta com caudalímetros.

Relativamente à modelação em tempo húmido, uma das incertezas mais significativas prende-se com a aplicação de um único hidrograma unitário para toda a bacia, no âmbito da funcionalidade RDII (*Rainfall–Dependent Inflow and Infiltration*) do SWMM. Embora esta opção tenha sido considerada coerente com as características da área em estudo, definida como relativamente homogénea em termos de ocupação do solo e classificada como zona semi-urbana, conforme discutido no capítulo precedente, esta simplificação implica assumir que toda a bacia responde de forma uniforme aos eventos de precipitação. Tal pressuposto pode não refletir com total exatidão a diversidade de comportamentos

hidrológicos associada a diferentes graus de impermeabilização, variações topográficas locais ou diferenças nos materiais de superfície existentes ao longo da bacia.

Em conjunto, estas incertezas e simplificações não invalidam o processo de modelação, mas constituem elementos essenciais a considerar na análise crítica dos resultados, permitindo compreender as limitações do modelo e orientar futuras campanhas de monitorização ou refinamentos metodológicos.

4.7. Quantificação de Afluências Indevidas Devido à Precipitação

Após concluída a calibração do modelo para condições de tempo seco e de tempo húmido, considerando a existência de incertezas e limitações previamente abordadas, procedeu-se à determinação das afluências indevidas associadas aos eventos de precipitação.

No âmbito desta análise, o modelo calibrado para tempo seco foi aplicado a diversos meses do período em estudo. Nesta etapa, ajustaram-se exclusivamente os caudais de base, uma vez que estes refletem as variações mensais do consumo de água pela população servida. Mantiveram-se constantes tanto a componente de infiltração de base como o padrão horário característico de tempo seco, de forma a estabelecer o caudal expectável na rede em ausência de contributos pluviais.

Paralelamente, utilizou-se o modelo calibrado para tempo húmido, preservando-se o hidrograma unitário final obtido no processo de calibração e as ligações indevidas representadas através subcatchments. A única variável atualizada neste cenário foi a precipitação registada nos udómetros, ajustada de acordo com os valores correspondentes a cada mês analisado. Esta abordagem permitiu reproduzir, de forma coerente e representativa, o comportamento do sistema perante diferentes episódios de precipitação e, consequentemente, estimar o volume adicional de afluências associado aos eventos pluviais.

A estimativa das afluências indevidas resultantes da precipitação foi efetuada a partir da diferença entre os caudais simulados no nó onde se encontra instalado o sensor de nível, comparando os cenários com e sem precipitação. Este procedimento permitiu isolar o contributo adicional induzido pela precipitação, fornecendo uma avaliação robusta do impacto dos eventos pluviométricos no comportamento hidráulico da rede.

De seguida apresentam-se três dos eventos pluviométricos selecionados para análise, acompanhados de uma breve caracterização individual.

O primeiro evento corresponde ao dia 5 de janeiro de 2025, cuja escolha se justifica por apresentar um regime de precipitação relativamente reduzido, associado a uma distribuição temporal irregular ao longo do dia. Esta combinação de baixa intensidade e variabilidade torna o evento particularmente relevante para avaliar a resposta do modelo a situações de chuva pouco expressiva. A figura 58 ilustra a variação temporal da precipitação observada durante este evento, permitindo identificar com maior detalhe a ocorrência e a magnitude dos diferentes períodos de precipitação registados.

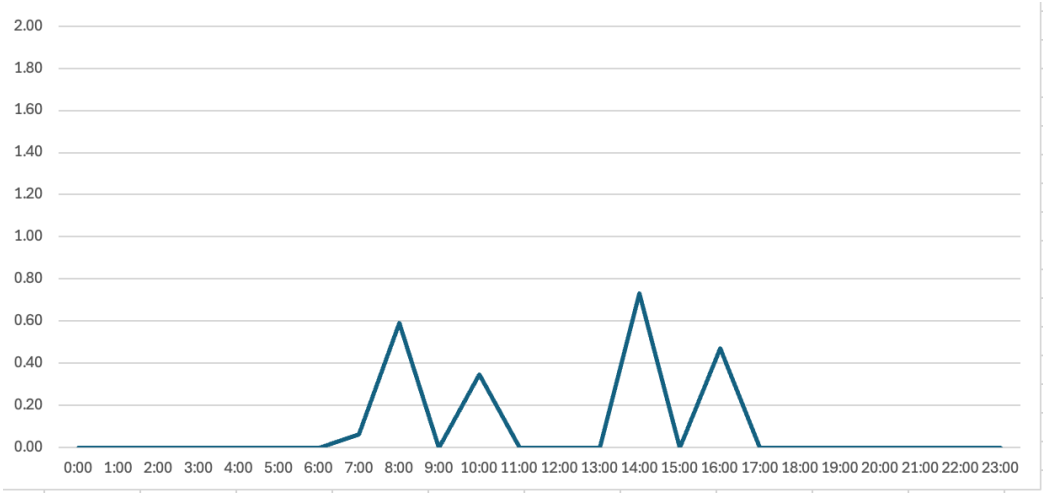

Figura 58 - Variação Temporal da Precipitação (em mm) - Evento 1

A análise da variação temporal da precipitação no evento pluviométrico 1 revela a ocorrência de vários episódios curtos de chuva ao longo do dia, concentrados sobretudo entre o início da manhã e o final da tarde. Após um período sem precipitação durante a madrugada, o primeiro registo significativo ocorre às 7:00, com 0,06 mm. Segue-se um pico mais expressivo às 8:00, atingindo 0,59 mm, representando o período de maior intensidade pluviométrica da manhã. Posteriormente, às 10:00, regista-se um novo episódio com 0,35 mm, antes de um intervalo sem precipitação que se prolonga até ao início da tarde.

Durante o período da tarde, verifica-se o pico mais elevado do evento às 14:00, com 0,73 mm, constituindo o valor máximo diário. Este é seguido por um último episódio relevante às 16:00, com 0,47 mm. A partir das 17:00, não se observam novos registos de precipitação até ao final do dia.

O segundo evento selecionado para análise abrange um período contínuo de três dias do mês de novembro de 2025, concretamente os dias 26, 27 e 28. A inclusão deste evento justifica-se pela sua configuração temporal, uma vez que o primeiro dos três dias não apresenta qualquer registo de precipitação, funcionando como um intervalo seco que permite estabelecer uma condição de referência prévia ao início da atividade pluviométrica. Nos dois dias subsequentes observam-se vários picos de precipitação, com intensidades e distribuições temporais distintas, o que possibilita a avaliação da resposta do sistema perante episódios de chuva intermitente e de magnitude variável.

A figura 59 representa a variação temporal da precipitação ao longo destes três dias, permitindo identificar a ocorrência, a intensidade e a sequência dos diferentes episódios pluviométricos associados ao segundo evento em análise.

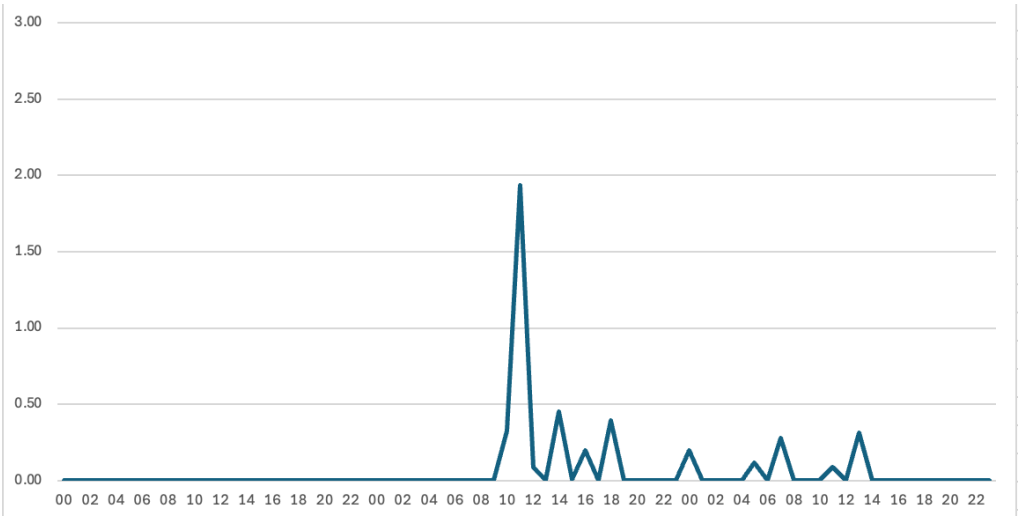

Figura 59 - Variação Temporal da Precipitação (em mm) - Evento 2

O evento de precipitação ocorrido entre os dias 26 e 28 de novembro caracteriza-se por uma total ausência de chuva no dia 26, funcionando este como período seco prévio, seguida de um núcleo principal de precipitação no dia 27 e de aguaceiros residuais no dia 28.

No dia 27, a precipitação inicia-se ao final da manhã, com 0.323 mm às 10:00, culminando no pico mais intenso de todo o evento às 11:00, com 1.935 mm, valor que representa cerca de 44% do total acumulado no evento e aproximadamente 57% da precipitação diária. Após este máximo, registam-se episódios adicionais de menor intensidade, nomeadamente 0,090 mm às 12:00, 0.452 mm às 14:00, 0.007 mm às 15:00, 0.200 mm às 16:00 e 0.393 mm às 18:00, perfazendo um total diário de 3.4 mm.

No dia 28 observa-se precipitação fraca e descontínua, distribuída sobretudo durante a madrugada e o início da tarde, com registos de 0,200 mm às 00:00, 0.119 mm às 05:00, 0.281 mm às 07:00, 0.087 mm às 11:00 e um pequeno máximo de 0.313 mm às 13:00, perfazendo 1.0 mm ao longo do dia.

Globalmente, o evento apresenta um total de 4.4 mm de precipitação dos quais 77,3% correspondem ao dia 27, evidenciando que a dinâmica do evento é dominada por um impulso de curta duração e elevada intensidade ao final da manhã desse dia, seguido de precipitação residual durante o dia 28.

O terceiro evento em análise corresponde ao dia 28 de setembro de 2025, tendo sido selecionado devido às suas características representativas no âmbito da avaliação da influência da precipitação no comportamento hidráulico do sistema.

Trata-se de um episódio marcado por valores elevados de precipitação, concentrados num intervalo temporal relativamente curto, traduzindo um evento de elevada intensidade e duração reduzida. A inclusão deste tipo de evento é particularmente relevante, uma vez que permite avaliar a resposta da rede a condições de chuva intensa, típicas de cenários críticos de escoamento e potenciais sobrecargas hidráulicas.

A figura 60 apresenta a variação temporal da precipitação ao longo deste dia, possibilitando a identificação detalhada dos períodos de maior intensidade e da dinâmica temporal associada a este evento.

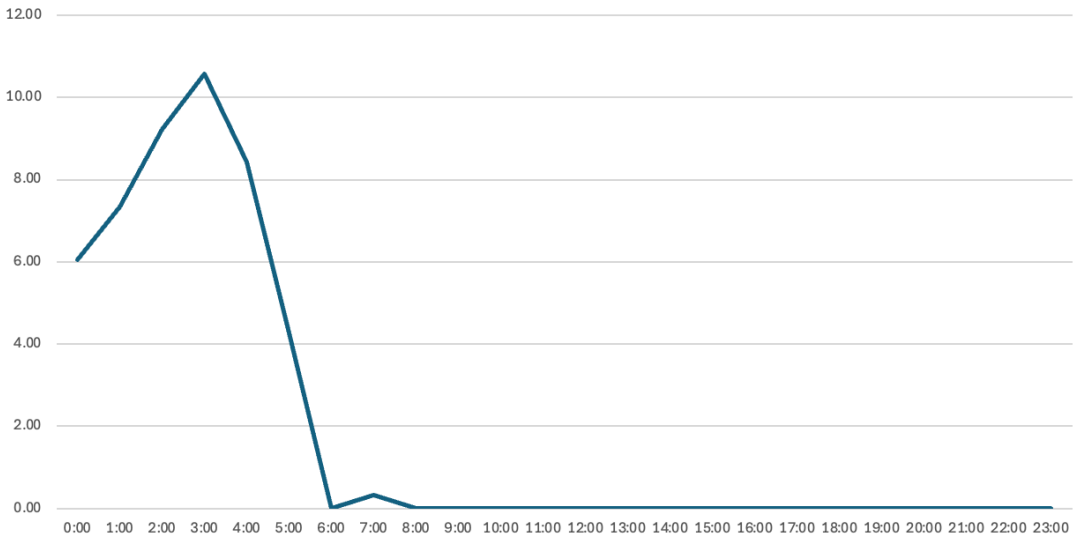

Figura 60 - Variação Temporal da Precipitação (em mm) - Evento 3

O terceiro evento em análise corresponde a um episódio de precipitação concentrado essencialmente no período inicial do dia, apresentando características típicas de um evento de elevada intensidade e curta duração. De acordo com os registos horários, a precipitação inicia-se de forma imediata às 00:00, com um valor já significativo de 6.05 mm, evidenciando que o evento se encontrava ativo no momento de início do registo. Nas horas subsequentes observa-se um incremento progressivo da intensidade, atingindo 7.35 mm às 01:00 e 9.22 mm às 02:00, culminando no valor máximo do evento às 03:00, com 10.58 mm, que constitui o pico principal de precipitação.

Após este máximo, verifica-se uma redução gradual, mas ainda expressiva da intensidade ao longo das horas seguintes, com 8.43 mm às 04:00 e 4.27 mm às 05:00. A partir das 06:00, a precipitação cessa abruptamente, registando-se 0,00 mm, o que marca o término da fase principal do evento. Apenas um pequeno episódio residual é observado às 07:00, com 0.33 mm, não havendo qualquer valor adicional de precipitação até ao final do dia.

Os resultados obtidos para a quantificação dos eventos pluviométricos analisados ao longo deste capítulo encontram-se sistematizados e discutidos em maior detalhe na secção 5.2. Nesta secção são apresentados os valores resultantes da aplicação da metodologia descrita, bem como a interpretação dos impactos associados a cada evento no comportamento hidráulico da rede, permitindo uma avaliação integrada da influência da precipitação nos caudais afluentes.

4.8. Quantificação de Afluências Indevidas Associadas às Ligações Indevidas à Rede de Drenagem de Águas Residuais

No âmbito do processo de quantificação das afluências indevidas à rede de drenagem de águas residuais, desenvolveu-se, numa etapa subsequente, a determinação do caudal excedentário resultante exclusivamente das ligações indevidas previamente identificadas pela entidade gestora.

A entidade responsável pela operação e manutenção da infraestrutura de saneamento realiza, de forma contínua, atividades de monitorização e controlo das afluências indevidas, recorrendo, entre outros métodos, a ensaios com emissão de fumo. O objetivo principal destes procedimentos consiste na deteção

de ligações indevidas de caleiras ou de outras tubagens domésticas à rede de águas residuais, bem como na estimativa do caudal gerado por essas ligações quando sujeitos à precipitação incidente.

Com o propósito de avaliar o impacto hidráulico destas ligações indevidas na rede de saneamento em estudo, procedeu-se à sua representação no modelo computacional SWMM. Para tal, configuraram-se individualmente as quatro ligações indevidas já conhecidas na área de intervenção. Sendo estas ligações maioritariamente associadas a coberturas de edifícios conduzidas por caleiras até à rede, a sua caracterização integrou parâmetros como a inclinação da superfície de escoamento, a rugosidade dos materiais constituintes, a área contributiva e o comprimento associado ao percurso do escoamento superficial. A tabela 16 sintetiza as principais características geométricas das quatro ligações indevidas consideradas.

Tabela 16 - Ligações Indevidas à rede de drenagem água residuais

ID ligação	Localização	Área	Perímetro	Nó outlet
Caso 1	Rua do Paiço, Local A	70.18	43.02	294618
Caso 2	Rua do Paiço, Local B	50.11	27.77	294655
Caso 3	Rua do Paiço, Local C	30.23	26.49	294653
Caso 4	Rua Dr. José Domingos dos Santos, Local D	92.57	42.98	294283

Cada ligação indevida foi modelada no SWMM como um *subcatchment*, conectado ao nó da rede onde o caudal proveniente da precipitação é descarregado. Esta ligação foi estabelecida através de uma conduta modelada no software, de forma a replicar o funcionamento das caleiras que, no sistema real, conduzem o escoamento até às respetivas câmaras de visita. A tabela 17 sintetiza os parâmetros configurados para cada *subcatchment* considerada, bem como uma breve contextualização da sua utilidade neste contexto.

A estimativa do caudal afluente à rede de drenagem de águas residuais, resultante das ligações indevidas previamente identificadas, foi realizada através de simulação hidráulica no modelo SWMM, considerando a totalidade do ano de 2025. Para esse efeito, foram introduzidas no modelo as séries mensais de precipitação correspondentes ao referido ano, as quais foram associadas a um pluviómetro configurado no SWMM. Este pluviómetro foi, posteriormente, vinculado aos quatro subcatchments representativos das ligações indevidas, permitindo a determinação do caudal gerado em cada um deles em resposta aos eventos pluviométricos.

A partir desta configuração, foi possível obter, para cada mês, o caudal de entrada no nó da rede ao qual cada ligação indevida descarrega. Os valores resultantes deste processo de simulação encontram-se apresentados e discutidos no subcapítulo 5.3 desta dissertação.

Tabela 17 - Parâmetros subcatchments - Ligações Indevidas

Parâmetro	Significado SWMM	Significado contexto ligações indevidas	Valor
% Slope	Inclinação média da área	Usado para ajustar a velocidade de resposta	0.5
% Imperv	Percentagem de área impermeável	Representa caudal direto (ex.: ligação direta de pluviais à rede de saneamento)	95 %
N-imperv	Rugosidade de Manning em áreas impermeáveis	Ajusta o tempo de resposta (área quase toda impermeável neste caso)	0.01
N-Perv	Rugosidade de Manning em áreas permeáveis	Pouco relevante dado % Imperv elevado	0.1
Dstore-Imperv	Depressão inicial em superfícies impermeáveis	Pequeno volume retido antes de contribuir (ex: telhas dos telhados)	0.05
Dstore-Perv	Depressão inicial em superfícies permeáveis	Irrelevante neste caso	0.05
%Zero-Imperv	Percentagem da área impermeável sem depressão	Controla resposta rápida (mais percentagem significa início imediato de caudal)	25 %
Percent Routed	Percentagem de escoamento conduzida por área impermeável	Garante que todo o caudal chega ao outlet	100 %

5.
RESULTADOS

5.1. Influência Direta da Precipitação no Comportamento Hidráulico do Sistema de Drenagem de Águas Residuais

A interdependência entre a precipitação e o caudal afluente às redes de drenagem de águas residuais constitui um dos principais vetores de análise na identificação e quantificação de afluências indevidas. Com efeito, a avaliação da resposta hidráulica da rede a eventos pluviométricos permite distinguir o contributo estritamente doméstico/industrial das parcelas adicionais associadas à entrada indevida de águas pluviais.

Neste contexto, procedeu-se à análise pormenorizada de dois eventos de precipitação de elevada relevância hidrológica, estabelecendo-se uma correlação direta entre o caudal efetivamente observado na rede e a precipitação registada no udómetro.

No âmbito desta análise, foram utilizados os dados de caudal afluente obtidos a partir do sensor de nível instalado na rede de drenagem em estudo, bem como os valores de precipitação registados por um udómetro localizado a aproximadamente 3 km da área em análise.

A seleção dos eventos analisados no âmbito do presente estudo baseou-se na identificação de episódios pluviométricos que originaram acréscimos expressivos do caudal na rede de drenagem de águas residuais, evidenciando uma resposta hidráulica rápida do sistema face à ocorrência de precipitação.

O primeiro evento selecionado corresponde ao dia 28 de setembro de 2025, data em que se registou o maior volume de precipitação do ano na área de estudo. Para efeitos de análise, considerou-se não apenas o período de precipitação intensa, mas também as 48 horas anteriores e posteriores, de modo a captar o comportamento do sistema antes, durante e após o evento. Este episódio caracteriza-se por uma precipitação de elevada intensidade, concentrada num intervalo temporal reduzido, tendo o pico ocorrido às 03h00 do dia 28 de setembro, com um valor máximo de 10,58 mm/h.

A figura 61 representa graficamente o evento de precipitação em análise, integrando simultaneamente a evolução do caudal efetivamente observado na rede e os respetivos registos de precipitação.

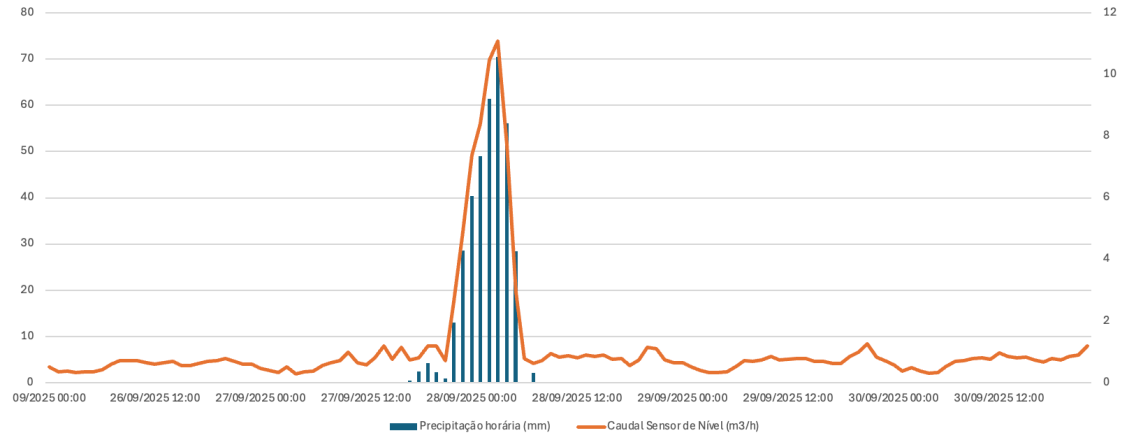

Figura 61 - Variação Precipitação horária (mm) e Caudal Sensor de Nível (L/s) - Evento 1

Nas horas iniciais do evento, observa-se que o caudal registado na rede de drenagem apresenta um comportamento muito próximo daquele que seria expectável em condições de tempo seco, coincidindo com um período em que não se verificam valores de precipitação. À medida que a precipitação aumenta, particularmente entre as 17h00 do dia 27 de setembro e as 05h00 do dia 28, constata-se um aumento expressivo do caudal afluente.

Concluído o episódio de precipitação, verifica-se uma redução gradual do caudal observado, que tende progressivamente a convergir para os valores característicos do tempo seco. Este comportamento evidencia a resposta hidrológica da rede ao evento pluviométrico, bem como o tempo de recuperação necessário para o retorno às condições normais de operação.

O segundo evento considerado na presente análise corresponde ao dia com maior precipitação registada no ano de 2024, especificamente 11 de fevereiro desse ano, bem como as 48 horas antecedentes e seguintes. Em contraste com o primeiro evento abordado, este episódio apresenta uma distribuição temporal mais prolongada, caracterizada por vários períodos de precipitação moderada distribuídos ao longo de um intervalo temporal extenso.

A figura 62 ilustra a evolução temporal do caudal medido na rede, bem como com os valores de precipitação registados ao longo de todo o evento. Esta representação gráfica facilita a interpretação conjunta da resposta da rede face às variações de precipitação observadas.

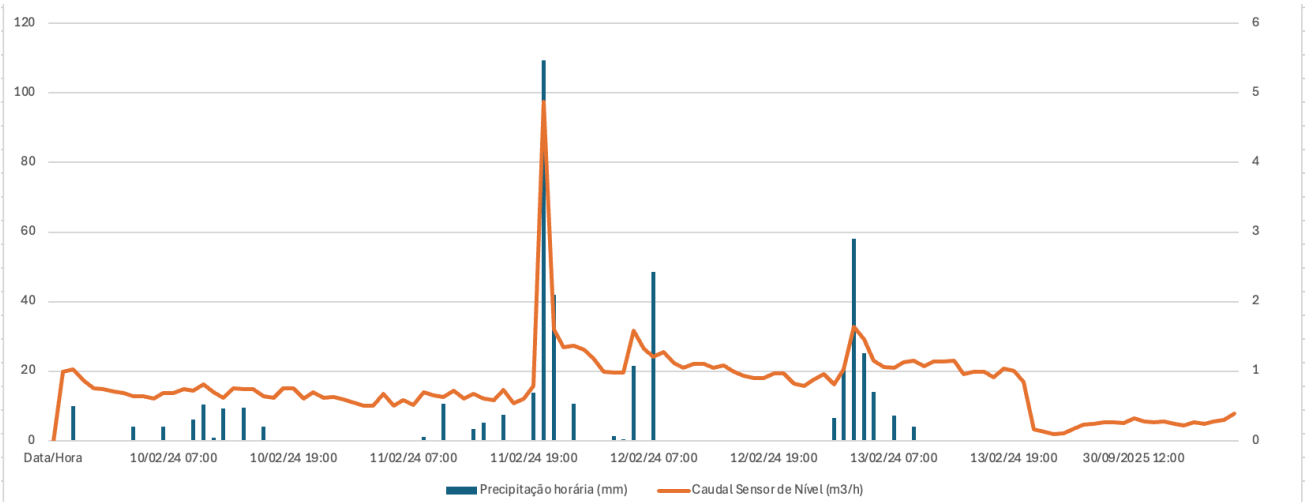

Figura 62 - Variação Precipitação horária (mm) e Caudal Sensor de Nível (L/s) - Evento 2

Com base na análise do gráfico, verifica-se que o caudal observado na rede se mantém relativamente estável nos períodos sem precipitação. À medida que ocorrem episódios de precipitação, distribuídos de forma intermitente ao longo dos dias 10 a 13 de fevereiro, observa-se um aumento do caudal afluente de magnitude variável.

O pico de precipitação registado no às 20h00 do dia 11 de fevereiro origina uma resposta hidráulica pronunciada, traduzida num aumento abrupto do caudal observado, que atinge o valor máximo do evento correspondente a 93.45 m3/h. Após este pico, o caudal diminui gradualmente, acompanhando a redução dos volumes de precipitação.

A comparação entre o caudal observado e a precipitação registada no udómetro evidencia a influência direta da precipitação na dinâmica hidráulica da rede, bem como o impacto acumulado de episódios pluviométricos prolongado e moderado no aumento do caudal afluente.

5.2. Quantificação de Afluências Indevidas Devido à Precipitação

Tal como descrito na Secção 4.7 deste documento, a quantificação das afluências indevidas à rede de drenagem de águas residuais em estudo foi efetuada através da comparação entre os caudais simulados imediatamente a jusante do nó onde se encontra instalado o sensor de nível, considerando dois cenários distintos: condições de tempo seco e condições de tempo húmido. Esta abordagem permitiu isolar o contributo adicional associado à entrada de água proveniente da precipitação, determinando assim o caudal e o volume de afluências indevidas para cada evento analisado.

Nas subseções seguintes apresentam-se os resultados obtidos para os diferentes eventos pluviométricos identificados e caracterizados na Secção 4.7, incluindo a análise detalhada da variação horária dos caudais simulados, da diferença entre os cenários e dos volumes correspondentes às afluências indevidas.

5.2.1. Evento 1: Dia 5 de Janeiro de 2025

A análise dos caudais simulados para o evento de 05/01/2025 evidencia diferenças claras entre o comportamento da rede em condições de tempo húmido e o cenário de referência em tempo seco. Os resultados obtidos nas simulações realizados no SWMM encontram-se na tabela 18.

Tabela 18 - Resultados Quantificação AI - Evento 1

Tempo (horas)	Caudal SWMM Tempo Húmido (L/s)	Caudal SWMM T Tempo Seco (L/s)	Q_AI (L/s)	Volume (m3)
0:00	0.90965	0.90925	0.00040	0.00
1:00	0.95794	0.95794	0.00000	0.00
2:00	0.64208	0.64208	0.00000	0.00
3:00	0.76402	0.76402	0.00000	0.00
4:00	0.90121	0.90121	0.00000	0.00
5:00	0.68441	0.68441	0.00000	0.00
6:00	0.55829	0.55829	0.00000	0.00
7:00	0.73156	0.71002	0.02154	0.08
8:00	1.73262	1.11403	0.61859	2.23
9:00	1.57318	1.22569	0.34749	1.25
10:00	1.69019	1.16321	0.52698	1.90
11:00	1.89702	1.32215	0.57487	2.07
12:00	1.41704	1.12255	0.29449	1.06
13:00	1.36288	1.27837	0.08451	0.30
14:00	2.08225	1.29877	0.78348	2.82
15:00	1.66174	1.06507	0.59667	2.15
16:00	1.45052	1.16562	0.28490	1.03
17:00	1.80816	0.95253	0.85563	3.08
18:00	1.19173	1.16470	0.02703	0.10
19:00	1.65933	1.08846	0.57087	2.06
20:00	1.29552	1.12186	0.17367	0.63
21:00	1.36465	1.29711	0.06754	0.24
22:00	1.28859	1.17559	0.11300	0.41
23:00	1.65052	1.06523	0.58529	2.11

Durante a madrugada, ambos os caudais apresentam valores praticamente sobrepostos, refletindo a ausência de precipitação e a consequente inexistência de contribuições adicionais para o sistema. No entanto, a partir das primeiras horas da manhã observa-se um incremento progressivo do caudal em tempo húmido, destacando-se a divergência relativamente ao caudal de tempo seco a partir das 08:00, momento em que se verifica o primeiro valor significativo de afluências indevidas (0.02154 L/s).

Ao longo do período diurno, esta diferença torna-se mais expressiva. Entre as 09:00 e as 17:00, a rede evidencia uma resposta marcada ao evento, com vários picos de Q_AI associados aos momentos de maior discrepância entre os caudais húmido e seco. Os valores mais elevados de afluências indevidas ocorrem às 14:00, com 0.78348 L/s, constituindo o pico principal do dia, seguido por valores relevantes às 11:00 (0.57487 L/s) e às 17:00 (0.85563 L/s). Este comportamento traduz a capacidade da rede em absorver rapidamente a precipitação incidente, originando aumentos pontuais de caudal que não se verificam no cenário de tempo seco.

Figura 63 - Quantificação AI - Evento 1 – Volume (m^3)

O gráfico reforça estas observações, evidenciando três aspetos fundamentais: a curva do caudal em tempo húmido apresenta um perfil significativamente superior ao caudal de tempo seco durante várias horas consecutivas; o caudal em tempo seco mantém uma variação relativamente estável ao longo do dia, refletindo o comportamento base da rede e a curva correspondente ao Q_AI reproduz de forma clara o conjunto de picos associados ao impacto direto da precipitação na rede, exibindo uma evolução temporal coerente com as diferenças observadas entre os dois cenários.

A integração dos valores horários de Q_AI resulta num volume diário acumulado de 22.11 m³, evidenciando que, apesar de se tratar de um evento de precipitação de baixa a moderada intensidade, a rede apresentou uma resposta significativa em termos de afluências indevidas. Este volume demonstra a sensibilidade do sistema a entradas de água associadas a infiltrações e/ou ligações indevidas, com impacto relevante no aumento dos caudais afluentes.

Deste modo, o comportamento observado ao longo do evento confirma a existência de uma contribuição adicional substancial durante o período de maior atividade pluviométrica, resultando num volume acumulado de afluências indevidas que não pode ser desconsiderado na avaliação do desempenho hidráulico da rede.

5.2.2. Evento 2: Dias 26, 27 e 28 de novembro de 2025

A avaliação dos caudais simulados durante o segundo evento, abrangendo os dias 26, 27 e 28 de novembro de 2025, evidencia uma resposta hidráulica distinta em cada um dos três dias, revelando variações significativas entre os cenários de tempo húmido e tempo seco. Os resultados obtidos encontram-se em anexo neste documento (ANEXO I)

No primeiro dia, apesar de não ocorrer precipitação, observam-se diferenças significativas entre os caudais húmido e seco logo desde as primeiras horas, resultando em valores de Q_AI da ordem de 0.16 a 0.21 L/s até às 04h00. Esta discrepância sugere a presença de contribuições indevidas estruturais na rede, relacionadas com infiltração permanente ou ligações indevidas com comportamento persistente. No decorrer da manhã, a amplitude entre cenários aumenta substancialmente, com um pico notável às 08h00, atingindo 0.61180 L/s, e sobretudo às 11:h0, onde se verifica um valor de 2.99167 L/s,

constituindo o ponto mais elevado do dia. Durante o período da tarde, observam-se ainda incrementos relevantes, nomeadamente às 12h00, de 1.28152 L/s, 14h00, de 0,42834 L/s e 15h00, de 0,48894 L/s, traduzindo uma resposta que, embora não associado diretamente à precipitação, indica a ocorrência de entradas indevidas que se mantêm ativas ou são influenciadas por fenómenos de drenagem lenta ou escoamentos retardados.

No dia 27, os valores de Q_AI registados demonstram uma resposta menos acentuada do que no dia anterior, embora continuem a evidenciar diferenças claras entre os dois cenários simulados. Durante a madrugada, os valores de afluências indevidas situam-se entre 0.01686 e 0.19236 L/s, destacando-se picos moderados às 02h00 e 03h00, ambos com valores próximos de 0.19 L/s. No início da manhã, ocorre um incremento significativo às 06h00, com 0.39372 L/s, seguido por registos pontuais ao longo do dia, entre os quais se salientam os períodos das 13h00 e 14h00, com 0.85125 L/s e 0.42620 L/s, respetivamente. Estes valores coincidem com o período em que o evento pluviométrico registou precipitação mais expressiva, refletindo a resposta da rede às entradas de água induzidas por infiltração rápida ou por ligações indevidas sensíveis ao escoamento superficial. A partir do final da tarde, os valores tornam-se mais reduzidos, indicando uma estabilização da rede após o período de maior carregamento.

O comportamento mais expressivo do evento ocorre no terceiro dia, em que a diferença entre os caudais húmido e seco se torna particularmente evidente. Durante a madrugada, apesar de valores inicialmente moderados, entre 0.03974 L/s e 0.22537 L/s, observa-se um aumento gradual até às 03h00, onde se regista 0.72289 L/s. Contudo, a resposta mais intensa da rede ocorre a partir das 06h00, com um valor de 1.14097 L/s, e atinge o pico absoluto do evento durante o período da manhã. Os valores de Q_AI atingem 7.27524 L/s às 07h00 e um máximo de 9.14251 L/s às 08h00, constituindo o ponto mais crítico de todo o evento. Segue-se ainda um valor elevado às 09h00, com 2.08275 L/s, demonstrando a influência direta da precipitação intensa registada neste intervalo. No período da tarde, apesar da diminuição dos valores, verificam-se ainda contribuições significativas às 17h00 (3.99832 L/s) e às 18h00 (1.95328 L/s), revelando que a rede apresenta um tempo de resposta prolongado e acumulação significativa de afluências indevidas após os momentos de pico.

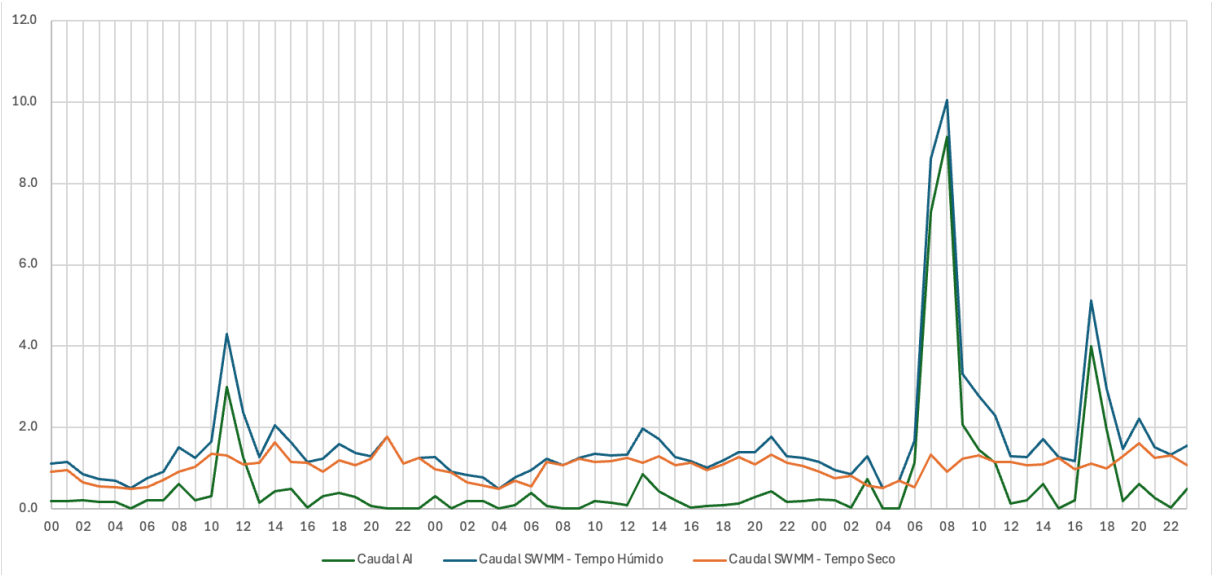

Figura 64 - Quantificação AI - Evento 2 - Volume (m^3)

A interpretação do gráfico confirma as tendências supramencionadas A curva do caudal em tempo húmido permanece ligeiramente superior à de tempo seco ao longo dos dois primeiros dias, evidenciando afluências indevidas persistentes, mas é no dia 28 que se observa uma divergência abrupta entre ambas, particularmente no período entre as 07h00 e as 09h00. A curva de Q_AI replica este comportamento, destacando picos pronunciados que correspondem diretamente aos intervalos de maior intensidade de precipitação.

Visualmente, o gráfico mostra três regimes distintos ao longo do evento: um primeiro dia com afluências indevidas estruturais contínuas, um segundo dia com picos moderados alinhados com precipitação dispersa e um terceiro dia com resposta extrema e altamente concentrada.

O evento 2 evidencia a coexistência de comportamentos hidráulicos distintos ao longo dos três dias, com afluências indevidas significativas mesmo na ausência de precipitação e picos muito expressivos durante o episódio de maior intensidade pluviométrica. A resposta do sistema no dia 28 é particularmente relevante, traduzindo-se num volume acumulado muito elevado e numa diferença marcada entre os cenários húmido e seco, revelando a vulnerabilidade da rede a eventos de chuva intensa e de curta duração.

5.2.3. Evento 3: Dia 28 de setembro de 2025

A avaliação dos caudais simulados para o dia 28/09/2025 evidencia uma resposta hidráulica extremamente concentrada nas primeiras horas do dia, seguida de um arrefecimento gradual do sistema. Os resultados obtidos para este evento encontram-se na tabela 19.

Tabela 19 - Resultados Quantificação AI - Evento 1

Horas	Caudal SWMM Tempo Húmido (L/s)	Caudal SWMM Tempo Seco (L/s)	Q_AI (L/s)	Volume (m3)
0:00	7.83292	0.45225	7.38067	26.57
1:00	14.16192	0.74025	13.42168	48.32
2:00	16.85445	0.63229	16.22216	58.40
3:00	19.75950	0.54515	19.21435	69.17
4:00	17.19514	0.48973	16.70541	60.14
5:00	10.16641	0.48438	9.68203	34.86
6:00	2.75274	0.54129	2.21145	7.96
7:00	1.18424	0.69915	0.48510	1.75
8:00	1.14162	0.96412	0.17750	0.64
9:00	1.24256	1.20040	0.04216	0.15
10:00	1.56669	1.17609	0.39060	1.41
11:00	1.32376	1.32148	0.00228	0.01
12:00	1.29276	1.10125	0.19152	0.69
13:00	1.62762	1.08226	0.54536	1.96
14:00	1.34797	1.30662	0.04134	0.15
15:00	1.25459	1.06754	0.18705	0.67
16:00	1.38431	1.16498	0.21933	0.79
17:00	1.12491	0.91292	0.21199	0.76
18:00	1.20466	1.00354	0.20112	0.72
19:00	1.28590	1.26953	0.01638	0.06
20:00	1.50211	1.28153	0.22058	0.79
21:00	1.37332	1.17999	0.19333	0.70
22:00	1.31597	1.26057	0.05540	0.20
23:00	1.60428	1.08376	0.52052	1.87

No início do dia, às 00h00, verifica-se uma diferença muito significativa entre os cenários húmido e seco, com Q_AI de 7,.8067 L/s, contribuindo de imediato com um volume horário expressivo, de aproximadamente 26.6 m³. Esta tendência acentua-se de forma pronunciada nas horas subsequentes, com 13.42168 L/s às 01h00, 16.22246 L/s às 02h00 e um pico absoluto às 03h00, atingindo 19.21435 L/s. Às 04h00 mantém-se ainda um valor muito elevado, decrescendo depois para 9.68203 L/s às 05h00. Estes resultados mostram que a maior parcela do volume diário de AI se concentra entre 00h00 e 05h00, período em que a curva de caudal em tempo húmido se afasta de forma muito marcada do cenário de tempo seco.

A partir das 06h00, observa-se uma quebra abrupta da diferença entre cenários, com Q_AI de 2.1145 L/s, indicando o fim da fase crítica do evento. No restante período da manhã, a rede evolui para um regime de valores modestos e estabilizados: 0,48510 L/s às 07:00, 0.17750 L/s às 08h00, de 0.04126 L/s às 09h00, de 0.9039 L/s e às 10h00, registando-se praticamente ausência de

diferença às 11h00 (0.00229 L/s). Ao longo do início da tarde, os valores mantêm-se baixos, com pequenas oscilações compatíveis com o retorno a condições próximas do comportamento de base; destaca-se apenas um pequeno incremento às 13h00 (0.57762 L/s).

Durante a tarde e início da noite, a resposta do sistema permanece contida, com Q_AI geralmente abaixo de 0.25 L/s, revelando um sistema já estabilizado após o período de pico. Ainda assim, observam-se ligeiros máximos secundários e isolados, nomeadamente às 20h00, de 0.25 L/s, e às 23h00, de 0.52052 L/s, consistentes com pequenas diferenças residuais entre os caudais húmido e seco. No conjunto, estes valores atestam que a contribuição adicional após as primeiras horas é muito inferior à verificada no início do dia.

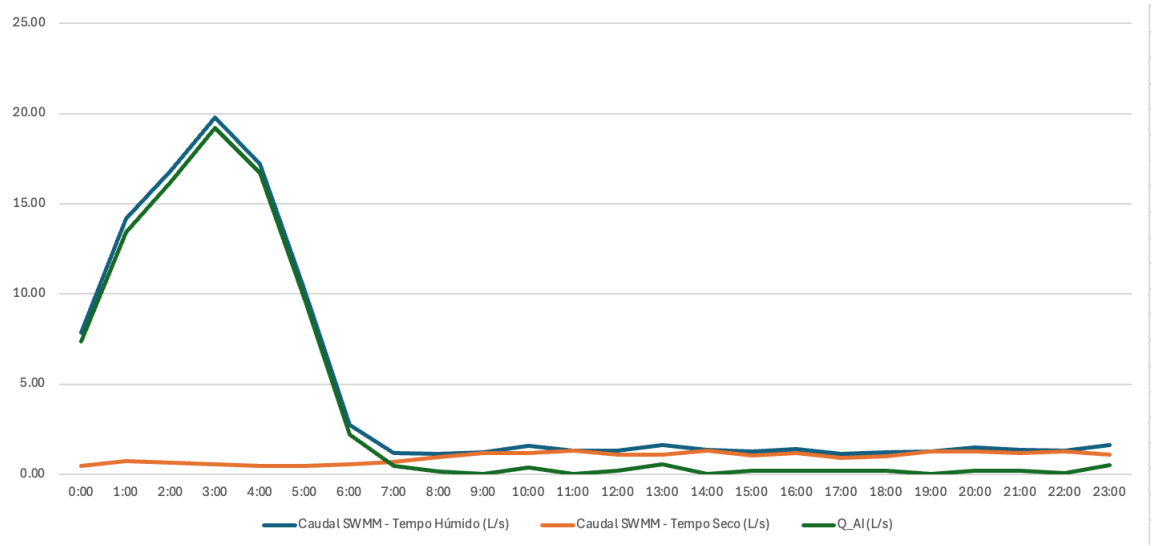

Figura 65 - Quantificação AI - Evento 3 - Volume (m^3)

A análise do gráfico encontra-se em conformidade com a tabela apresentada: nas primeiras quatro a cinco horas, a curva do caudal em tempo húmido destaca-se com picos muito pronunciados, enquanto a curva de tempo seco permanece relativamente baixa e estável; como consequência, a curva de Q_AI acompanha quase de forma sobreposta a curva húmida nesse intervalo crítico. A partir das 06h00, observa-se um achatamento generalizado das curvas, com redução clara do desfasamento entre húmido e seco, e uma Q_AI que se mantém em níveis reduzidos, pontuada apenas por pequenos picos residuais no decurso da tarde e à noite.

Em síntese, o evento 3 é dominado por uma fase inicial extremamente intensa (00h00 – 05h00), responsável por quase todo o volume diário de afluências indevidas, seguida de uma fase de estabilização em que as diferenças entre cenários são reduzidas. O comportamento observado confirma a vulnerabilidade da rede a episódios de curta duração e elevada intensidade, que induzem incrementos abruptos de caudal e volumes horários muito elevados num intervalo temporal reduzido, antes do sistema regressar gradualmente a condições próximas de tempo seco.

5.3. Quantificação de Afluências Indevidas Associadas às Ligações Indevidas à Rede de Drenagem de Águas Residuais

Como explicado na secção 4.6 da presente dissertação, numa fase posterior foi determinada a contribuição das ligações indevidas conhecidas pela entidade gestora à rede de saneamento da área em estudo.

De seguida serão apresentados os resultados de caudal introduzida na rede de saneamento através das ligações indevidas, nomeadamente de caleiras de telhadas ligados diretamente à rede de águas residuais, bem como a sua configuração no software SWMM.

5.3.1. Caso 1: Rua do Paiço, Local A

A figura 66 apresenta a modelação da ligação indevida localizada na Rua do Paiço, Local A, no ambiente do software SWMM. Nessa representação é possível identificar o subcatchment definido para simular a área contributiva associada a esta ligação, bem como o respetivo nó de ligação à rede de drenagem de águas residuais, que constitui o ponto de entrada do caudal afluente no sistema.

Figura 66 - Representação Caso 1 - SWMM

A análise da contribuição de caudal associada ao primeiro caso de ligações indevidas à rede de saneamento permitiu caracterizar o comportamento anual do escoamento direto resultante da precipitação incidente nos respetivos subcatchments. Para tal, foram simulados, mês a mês ao longo do ano de 2025, os caudais afluentes à rede, considerando a precipitação total mensal registada no pluviómetro associado.

A tabela 20 apresenta os resultados mensais de 2025 relativos ao caudal afluente à rede de águas residuais obtido através da simulação no SWMM.

Tabela 20 - Resultados Quantificação Ligações Indevidas - Caso 1

Mês	Precipitação Total (mm)	Total Inflow (L/s)	Total Inflow (m3/mês)
Janeiro	39.71	0.77	2.01
Fevereiro	14.00	0.27	0.70
Março	0.00	0.00	0.00
Abril	55.60	1.08	2.81
Maio	46.20	0.90	2.33
Junho	1.91	0.04	0.10
Julho	7.40	0.14	0.37
Agosto	6.20	0.12	0.31
Setembro	68.60	1.33	3.46
Outubro	106.02	2.08	5.39
Novembro	187.18	3.65	9.46
Dezembro	106.15	2.06	5.34
Total	**638.97**	**12.46**	**32.28**

Os resultados evidenciam uma forte relação entre a magnitude da precipitação mensal e o caudal gerado pela ligação ilegal. Nos meses de inverno e outono, caracterizados por maiores volumes de precipitação, observou-se um incremento significativo do caudal afluente. Em janeiro, com 39,71 mm de precipitação, o escoamento gerado atingiu um total mensal de 2,01 m³. Em fevereiro, apesar de uma precipitação inferior (14,00 mm), o caudal produzido manteve-se relevante (0,70 m³). A ausência de precipitação em março refletiu-se, como esperado, numa contribuição nula para o sistema.

Durante a primavera, abril e maio registaram precipitações de 55,60 mm e 46,20 mm, resultando em volumes afluentes de 2,81 m³ e 2,33 m³, respetivamente, reforçando novamente a proporcionalidade entre precipitação e caudal escoado. Já em junho, julho e agosto, meses tipicamente mais secos, a contribuição reduziu-se substancialmente, com valores entre 0,10 m³ e 0,37 m³, correspondentes a precipitações muito baixas.

O início do outono revela uma nova intensificação do escoamento indevido. Em setembro e outubro, com precipitações de 68,60 mm e 106,02 mm, foram simulados caudais de 3,46 m³ e 5,39 m³, respetivamente. Este comportamento atinge o seu máximo em novembro, mês com o maior volume de precipitação do ano (187,18 mm), que originou um caudal mensal de 9,46 m³, o valor mais elevado de todo o período analisado. Em dezembro, apesar de uma precipitação equivalente à de outubro (106,15 mm), o caudal simulado foi ligeiramente inferior, totalizando 5,34 m³.

No total anual, a contribuição acumulada de caudal proveniente desta ligação ilegal atingiu 32,28 m³, com uma média de 12,46 L/s de caudal total instantâneo ao longo do ano. Estes resultados confirmam o impacto não negligenciável deste tipo de ligações clandestinas, sobretudo durante os meses de maior pluviosidade, reforçando a relevância da sua identificação e eliminação para uma gestão eficiente do sistema de saneamento.

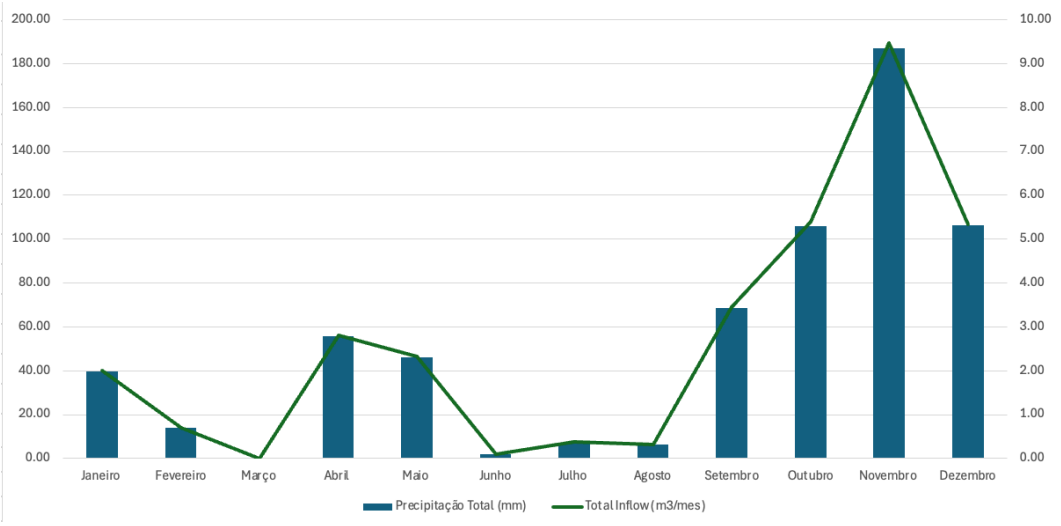

Figura 67 - Precipitação e Total Inflow - Caso 1 - 2025

5.3.2. Caso 2: Rua do Paiço, Local B

A figura 68 ilustra a representação do caso 2, localizado na Rua do Paiço, Local B, no SWMM.

Figura 68 - Representação Caso 2 – SWMM

A análise dos resultados obtidos para o segundo caso de ligações indevidas permitiu caracterizar o comportamento anual do caudal afluente à rede de saneamento, considerando as simulações efetuadas no SWMM ao longo de 2025. Tal como no primeiro caso, os caudais gerados refletem de forma clara a variabilidade sazonal da precipitação, apresentando uma resposta significativamente mais elevada devido à maior dimensão ou capacidade contributiva da ligação modelada.

Os resultados decorrentes da simulação efetuada para o segundo caso encontram-se apresentados na tabela 21.

Tabela 21 - Resultados Quantificação Ligações Indevidas - Caso 2

Mês	Precipitação Total (mm)	Total Inflow (L/s)	Total Inflow (m3/mês)
Janeiro	39.71	1.66	4.30
Fevereiro	14.00	0.56	1.46
Março	0.00	0.00	0.00
Abril	55.60	2.31	5.99
Maio	46.20	1.92	4.98
Junho	1.91	0.07	0.18
Julho	7.40	0.29	0.75
Agosto	6.20	0.24	0.63
Setembro	68.60	2.82	7.31
Outubro	106.02	4.44	11.50
Novembro	187.18	7.82	20.28
Dezembro	106.15	4.42	11.45
Total	**638.97**	**26.55**	**68.83**

A análise dos resultados obtidos para o segundo caso de ligações indevidas permitiu caracterizar o comportamento anual do caudal afluente à rede de saneamento, considerando as simulações efetuadas no SWMM ao longo de 2025. Tal como no primeiro caso, os caudais gerados refletem de forma clara a variabilidade sazonal da precipitação, apresentando uma resposta significativamente mais elevada devido à maior dimensão ou capacidade contributiva da ligação modelada.

Durante os meses de inverno, observou-se uma contribuição substancial para o sistema. Em janeiro, com uma precipitação total de 39,71 mm, o caudal mensal atingiu 4,30 m³, praticamente o dobro do registado no caso anterior. Em fevereiro, apesar do decréscimo da precipitação, o caudal afluente manteve-se relevante, com 1,46 m³. Tal como esperado, a ausência de precipitação em março resultou num caudal nulo.

Na primavera, registou-se um aumento contínuo dos escoamentos, com abril e maio a apresentar caudais de 5,99 m³ e 4,98 m³, respetivamente, acompanhando os volumes de precipitação de 55,60 mm e 46,20 mm. Durante os meses mais secos do verão, as contribuições foram muito reduzidas, não ultrapassando 0,75 m³/mês, o que reflete o baixo índice pluviométrico observado no período.

No início do outono, a intensificação da precipitação conduziu a um aumento significativo dos caudais gerados. Em setembro, a precipitação de 68,60 mm resultou numa contribuição mensal de 7,31 m³, ao passo que outubro, com 106,02 mm, originou 11,50 m³ de afluência indevida. O pico anual verificou-se em novembro, mês marcadamente chuvoso (187,18 mm), no qual o caudal simulado atingiu 20,28 m³, o valor mais elevado do ano e cerca do dobro do registado no caso 1.

Dezembro manteve valores elevados, com 11,45 m³ de caudal gerado para uma precipitação de 106,15 mm, reforçando a forte correlação entre precipitação e contributo parasitário. No total anual, a ligação indevida do caso 2 gerou 68,83 m³ de caudal, praticamente duplicando o impacto observado no primeiro caso e evidenciando o seu potencial efeito no desempenho hidráulico da rede, sobretudo nos meses de maior precipitação.

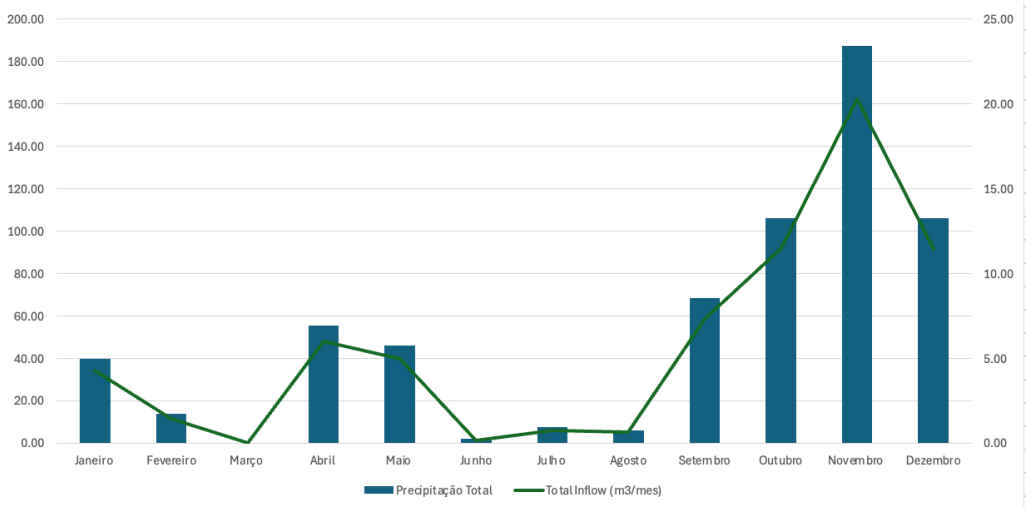

Figura 69 - Precipitação e Total Inflow - Caso 2 - 2025

5.3.3. Caso 3: Rua do Paiço, Local C

A figura 70 representa a configuração do caso 3 no SWMM.

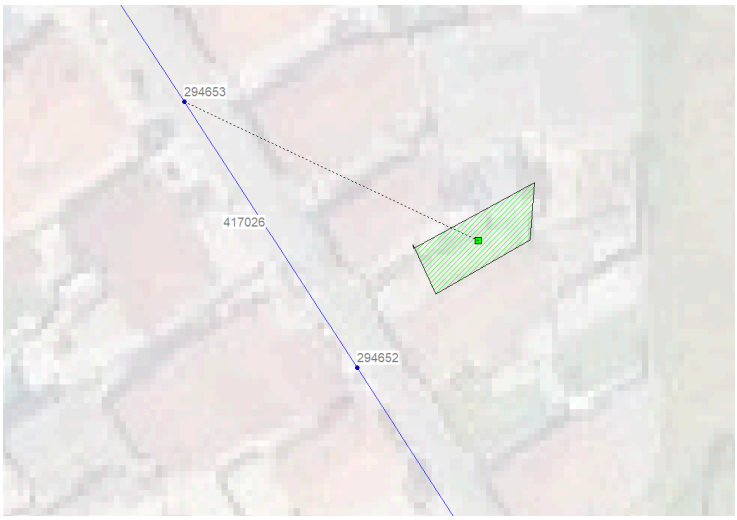

Figura 70 - Representação Caso 3 - SWMM

A avaliação dos resultados obtidos para o terceiro caso de ligações indevidas, representados na tabela 22, permitiu caracterizar o contributo anual do caudal afluente à rede de saneamento, conforme simulado no SWMM para o ano de 2025. Tal como nos casos anteriores, observou-se uma correlação direta entre os valores de precipitação mensal e o caudal gerado pelo subcatchment associado a esta ligação parasitária, embora a magnitude do caudal se situe entre a do caso 1 e a do caso 2.

Tabela 22 - Resultados Quantificação Ligações Indevidas - Caso 3

Mês	Precipitação Total (mm)	Total Inflow (L/s)	Total Inflow (m3/mês)
Janeiro	39.71	1.09	2.83
Fevereiro	14.00	0.38	0.99
Março	0.00	0.00	0.00
Abril	55.60	1.53	3.98
Maio	46.20	1.28	3.31
Junho	1.91	0.05	0.13
Julho	7.40	0.20	0.51
Agosto	6.20	0.17	0.43
Setembro	68.60	1.88	4.88
Outubro	106.02	2.95	7.64
Novembro	187.18	5.19	13.44
Dezembro	106.15	2.93	7.59
Total	**638.97**	**17.65**	**45.74**

Nos meses de inverno, verificou-se um contributo significativo. Em janeiro, com 39,71 mm de precipitação, o caudal mensal atingiu 2,83 m³, aumentando para 3,98 m³ em abril e 3,31 m³ em maio, meses que registaram precipitações de 55,60 mm e 46,20 mm, respetivamente. Em fevereiro, o caudal afluente reduziu-se para 0,99 m³, refletindo o menor volume de chuva observado (14,00 mm). Como esperado, a ausência de precipitação em março originou um caudal nulo.

Durante o verão, caracterizado por precipitação muito reduzida, os caudais gerados foram igualmente baixos, variando entre 0,13 m³ (junho) e 0,51 m³ (julho), valores que, embora pequenos, evidenciam a sensibilidade do *subcatchment* a eventos pluviométricos de pequena escala.

Com o início do outono, observou-se um aumento considerável no caudal afluente. Em setembro, para uma precipitação de 68,60 mm, o caudal atingiu 4,88 m³, intensificando-se em outubro, que registou 7,64 m³ para 106,02 mm de chuva. O valor máximo anual ocorreu em novembro, mês com a precipitação mais elevada (187,18 mm), no qual o escoamento gerado atingiu 13,44 m³. Em dezembro, com precipitação semelhante a outubro (106,15 mm), o caudal mensal manteve-se elevado (7,59 m³), reforçando o comportamento consistente entre ambos os parâmetros.

No total anual, o caso 3 gerou 45,74 m³ de caudal afluente à rede, posicionando-se como um contributo intermédio entre os outros dois casos analisados. Estes resultados evidenciam que, embora menos impactante do que o caso 2, esta ligação indevida representa ainda assim uma contribuição significativa, sobretudo nos meses de maior pluviosidade, podendo influenciar o desempenho hidráulico da rede e justificar intervenções de correção.

O gráfico da variação do caudal afluente à rede de drenagem de águas residuais, associado a este caso, em função da precipitação anual encontra-se representado na figura 71.

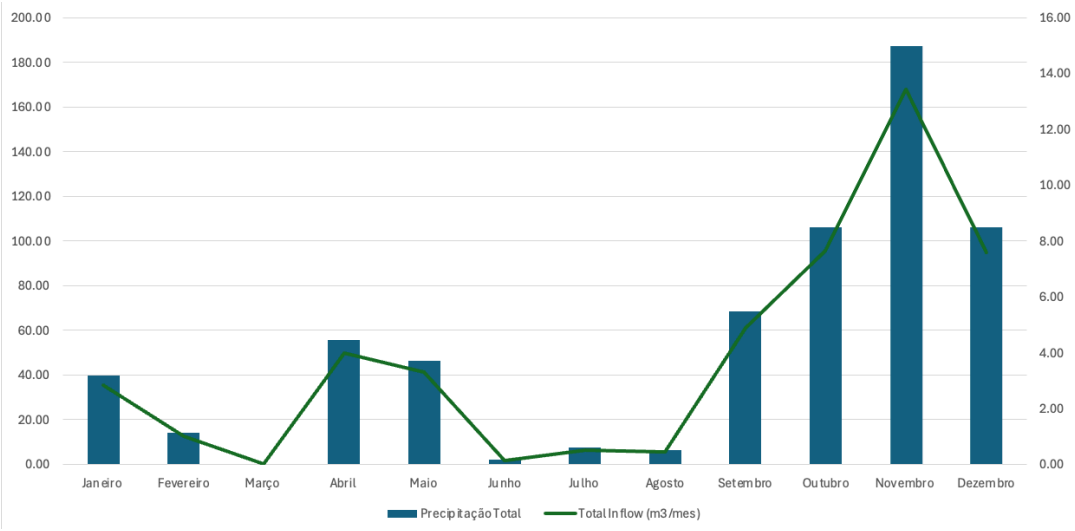

Figura 71 - Precipitação e Total Inflow - Caso 3 - 2025

5.3.4. Caso 4: Rua Dr. José Domingues dos Santos, Local D

A figura 72 ilustra o caso 4, localizado na Rua Dr. José Domingues dos Santos, Local D, representado pela respetiva *subcatchment* e pelo nó entrada na rede de saneamento.

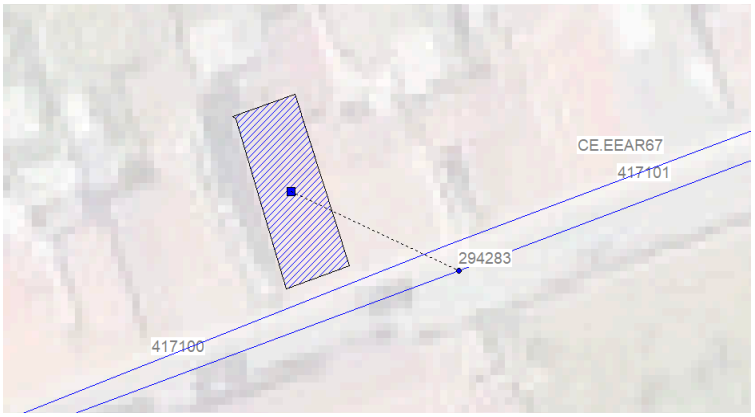

Figura 72 - Representação Caso 4 - SWMM

A análise do quarto caso de ligação indevida permitiu avaliar o contributo anual de caudal afluente à rede de saneamento resultante da precipitação incidente no subcatchment correspondente, tal como simulado no SWMM para o ano de 2025. Os resultados obtidos, apresentados na tabela 23, demonstram novamente uma correlação evidente entre a precipitação mensal e o volume de escoamento introduzido indevidamente na rede, embora com uma magnitude inferior à observada nos casos 2 e 3, posicionando-se como um dos contributos menos significativos entre os quatro cenários estudados.

Tabela 23 - Resultados Quantificação Ligações Indevidas - Caso 4

Mês	Precipitação Total (mm)	Total Inflow (L/s)	Total Inflow (m3/mês)
Janeiro	39.71	0.96	2.48
Fevereiro	14.00	0.33	0.85
Março	0.00	0.00	0.00
Abril	55.60	1.38	3.58
Maio	46.20	1.15	2.98
Junho	1.91	0.03	0.07
Julho	7.40	0.16	0.42
Agosto	6.20	0.13	0.33
Setembro	68.60	1.70	4.42
Outubro	106.02	2.66	6.91
Novembro	187.18	4.70	12.18
Dezembro	106.15	2.62	6.78
Total	**638.97**	**15.82**	**41.00**

No início do ano, janeiro registou um caudal mensal de 2,48 m³ para uma precipitação de 39,71 mm, valor que diminuiu para 0,85 m³ em fevereiro, refletindo a precipitação reduzida nesse mês (14,00 mm). Tal como nos restantes casos, a ausência total de precipitação em março resultou num caudal nulo. Com o aumento gradual da precipitação na primavera, observaram-se acréscimos no caudal afluente: abril e maio apresentaram valores de 3,58 m³ e 2,98 m³, respetivamente, acompanhando as precipitações mensais de 55,60 mm e 46,20 mm.

Durante o período estival, caracterizado por baixos níveis de precipitação, os caudais gerados foram muito reduzidos, variando entre 0,07 m³ (junho) e 0,43 m³ (agosto). Estes valores demonstram a fraca resposta hidrológica desta ligação indevida em condições de precipitação limitada.

Com a chegada do outono, o aumento da precipitação refletiu-se imediatamente no incremento do caudal afluente. Em setembro, o escoamento gerado atingiu 4,42 m³, aumentando para 6,91 m³ em outubro, quando se registaram 106,02 mm de precipitação. O valor máximo anual ocorreu em novembro, mês de maior pluviosidade (187,18 mm), produzindo 12,18 m³ de caudal — embora ainda inferior ao observado no caso 3 para o mesmo mês. Em dezembro, com precipitação semelhante à de outubro (106,15 mm), o caudal manteve-se elevado, atingindo 6,78 m³.

A soma anual dos caudais mostra que esta ligação indevida contribuiu com 41,00 m³ ao longo de 2025, situando-se abaixo dos valores observados nos casos 2 e 3, mas acima do Caso 1. Estes resultados confirmam que, apesar de representar um contributo moderado, o caso 4 continua a ter impacto significativo em meses de elevada pluviosidade, podendo influenciar o desempenho hidráulico da rede se não for devidamente corrigido.

Na figura 73 é possível observar a variação do caudal afluente à rede de saneamento em função da precipitação ao longo do ano de 2025.

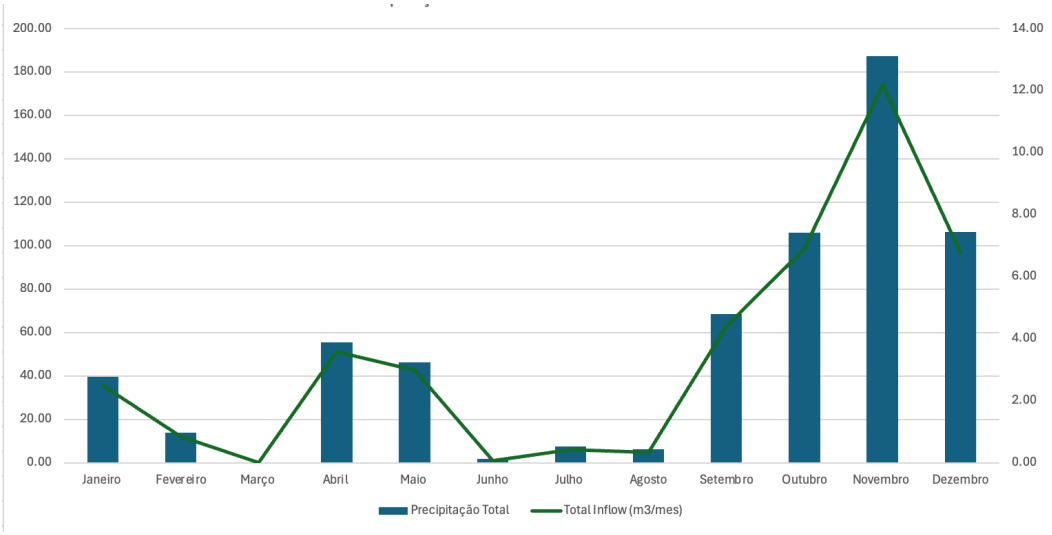

Figura 73 - Precipitação e Total Inflow - Caso 4 - 2025

5.3.5. Análise Comparativa

Nesta secção será efetuada uma comparação entre os quatro cenários de ligações indevidas à rede de drenagem de águas residuais, com base nos resultados provenientes das simulações desenvolvidas no software SWMM.

O gráfico da figura 74 sintetiza a estimativa anual do caudal afluente à rede de drenagem proveniente de ligações indevidas. A comparação entre os quatro cenários analisados evidencia variações significativas no impacto potencial destas ligações ao sistema de drenagem da bacia piloto em estudo.

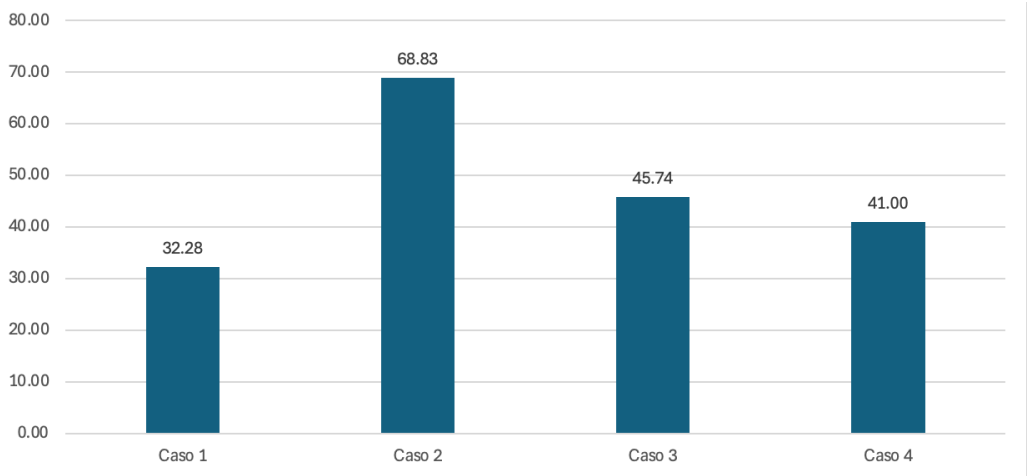

Figura 74 - Comparação Volume Anual (m^3/ano) - Ligações Indevidas

O caso 2 apresenta o valor mais elevado entre os cenários analisados, atingindo 68,83 m³/ano, sendo claramente superior aos restantes. Este volume é mais do que o dobro do verificado no caso 1, que corresponde ao valor mais baixo, com 32,28 m³/ano. A diferença entre estes dois extremos, de 36,55 m³/ano, evidencia a amplitude existente entre os cenários.

Os casos 3 e 4 revelam valores intermédios, de 45,74 m³/ano e 41,00 m³/ano, respetivamente, situando-se próximos da média dos quatro cenários, calculada em 46,96 m³/ano. Assim, embora inferiores ao valor registado no caso 2, ambos representam volumes anuais de afluência indevida consideráveis.

De modo a complementar a análise dos volumes anuais de afluência indevida, procedeu-se ao cálculo da lâmina anual, que permite normalizar o caudal estimado em função da área contribuinte. Este parâmetro foi obtido dividindo-se o volume total de cada ligação indevida pela respetiva área de cobertura associada, multiplicando-se posteriormente o resultado por 1000, de modo a expressar os valores em milímetros por ano (mm/ano). Esta abordagem permite comparar cenários com áreas distintas numa base comum, avaliando a intensidade relativa da água pluvial que entra indevidamente na rede. A figura 75 apresenta os resultados obtidos para cada ligação.

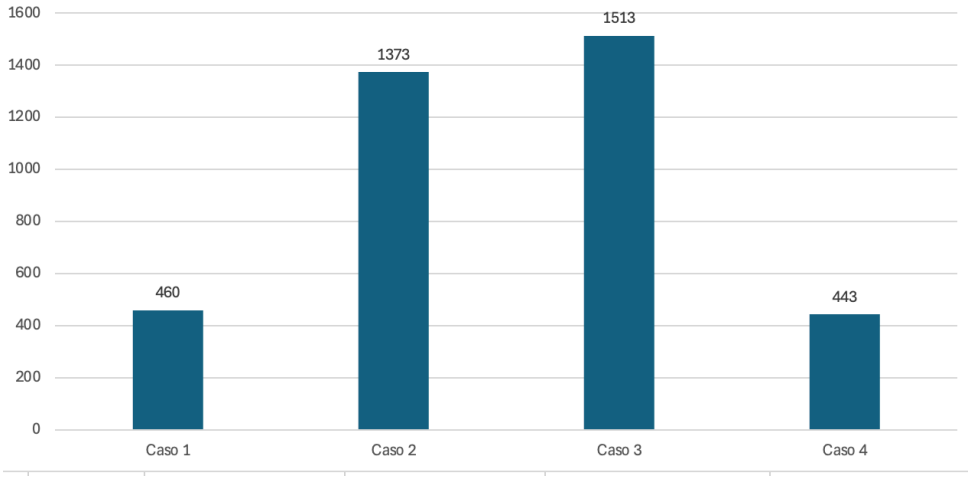

Figura 75 - Comparação Lâmina Anual - Ligações Indevidas

O caso 3 apresenta a maior lâmina anual, atingindo 1513 mm/ano, seguido pelo caso 2, com 1373 mm/ano. Estes valores, substancialmente superiores aos dos restantes cenários, indicam que, para as áreas consideradas, estes dois casos apresentam uma maior intensidade de entrada de água pluvial por unidade de área.

Por outro lado, os casos 1 e 4 registam valores bastante inferiores, respetivamente 460 mm/ano e 443 mm/ano, representando níveis de contribuição relativamente mais reduzidos. A diferença entre estes cenários e os casos 2 e 3 é expressiva, evidenciando que a magnitude da afluência indevida não depende apenas do volume total, mas também da área de recolha envolvida.

A análise da lâmina anual permite, assim, identificar os cenários em que a intensidade de contribuição de águas pluviais é mais elevada, independentemente da dimensão das superfícies associadas. Valores superiores a 1000 mm/ano, como os observados nos casos 2 e 3, podem indicar ligações diretas particularmente eficazes na condução da água pluvial para a rede residual ou condições geométricas e construtivas que potenciem a entrada de caudais parasitários.

Em síntese, este indicador reforça a necessidade de diferenciação entre cenários na avaliação das ligações indevidas: enquanto os casos 1 e 4 apresentam um impacto moderado, os casos 2 e 3 destacam-se como situações com maior intensidade de contribuição, justificando uma análise mais aprofundada e eventual intervenção prioritária.

6.
CONCLUSÕES E PERSPETIVAS FUTURAS

6.1. CONCLUSÕES

A presente dissertação permitiu consolidar um conjunto significativo de conclusões relativamente à problemática das afluências indevidas em redes de drenagem de águas residuais e da utilidade da modelação hidráulica como ferramenta de diagnóstico, quantificação e apoio à decisão.

A análise desenvolvida na bacia piloto em estudo confirmou que as afluências indevidas constituem um fenómeno estruturalmente enraizado no funcionamento das redes, assumindo-se como uma das principais fontes de instabilidade hidráulica, sobrecarga operacional e ineficiência económica dos sistemas de saneamento.

A modelação hidráulica e hidrológica, com recurso ao software SWMM, demonstrou ser uma ferramenta robusta e tecnicamente adequada para a caracterização e avaliação destas ocorrências. A calibração em tempo seco permitiu validar o modelo com indicadores de desempenho muito satisfatórios, revelando que as condições simuladas reproduzem, com elevada aproximação, o comportamento hidráulico real da rede em períodos sem precipitação. A análise do caudal afluente à rede de drenagem de águas residuais nestas condições permitiu demonstrar que existe uma parcela não negligenciável de caudal indevido proveniente de infiltração subterrânea, revelando fragilidades estruturais da rede.

Este procedimento foi fundamental para permitir, posteriormente, a identificação de discrepâncias em tempo húmido, isto é, dos acréscimos de caudal induzidos por precipitação e, consequentemente, imputáveis a afluências indevidas. Por sua vez, a calibração do modelo em tempo húmido, integrada com o método RDII, permitiu simular com fidelidade a resposta dinâmica da rede face a eventos reais de precipitação, captando a componente rápida do escoamento superficial.

A análise de eventos de precipitação demonstrou, de forma inequívoca, que as afluências indevidas são responsáveis pelos aumentos mais expressivos de caudal verificados na rede de drenagem de águas residuais. Perante fenómenos de pluviosidade intensa ou prolongada, observaram-se picos superiores a 6 L/s, acompanhados de respostas retardadas que se estenderam várias horas após o final dos eventos pluviométricos. Este comportamento confirma a existência simultânea de duas componentes de afluências indevidas na rede de águas residuais em estudo: por um lado, a entrada direta de escoamento superficial através de tampas, conexões pluviais indevidas e deficiências de estanquidade; por outro, a infiltração no solo de águas subterrâneas, que se propaga de forma difusa e cujo impacto no sistema de drenagem surge de forma retardada.

A modelação de casos específicos de ligações indevidas, representados através de *subcatchments* com características físicas e hidrológicas definidas, permitiu estimar o contributo anual individual destas ligações face à entrada de caudais excedentários na rede de águas residuais em estudo e confirmar que este tipo de ligações constitui uma parcela relevante do volume total afluente à rede de saneamento, contribuindo de forma expressiva para a sobrecarga hidráulica do sistema, sobretudo durante períodos de precipitação intensa.

Os resultados obtidos demonstram que os volumes anuais associados a cada ligação indevida variam de forma significativa, refletindo diferenças quer na área contributiva, quer no regime de escoamento superficial local. Ao normalizar estes volumes relativamente à área drenada, foi possível identificar situações de elevada intensidade de contribuição pluvial, evidenciando casos cuja intervenção se revela prioritária. O impacto das ligações indevidas é sobretudo função da capacidade dessas superfícies de gerar escoamento rápido e eficiente para a rede, o que reforça a necessidade de inspeções orientadas, especificamente a coberturas, caleiras, tubos de queda e sarjetas indevidamente conectadas ao sistema residual.

Não obstante os resultados quantitativos, o estudo efetuado evidenciou limitações estruturais e operacionais da rede. A existência de apenas um ponto de monitorização (sensor de nível/cadastro caudal) limitou a possibilidade de validar espacialmente o modelo, impedindo a distinção rigorosa entre zonas críticas ao longo da rede. Esta limitação não comprometeu a fiabilidade geral da abordagem, mas reforça a necessidade de ampliação da rede de monitorização para permitir calibrações mais granulares e análises mais detalhadas de sub-bacias específicas. A proximidade da zona costeira e a presença de linhas de água permanentes e temporárias sugere, ainda, que o sistema pode estar sujeito a variações do nível freático, que contribuem para a infiltração indireta. A inexistência de medidas permanentes do nível freático representa uma incerteza adicional que poderá ser colmatada em futuros trabalhos.

De um modo geral, os resultados obtidos permitiram concluir que a modelação hidráulica, quando devidamente calibrada e complementada com dados reais de monitorização, constitui um instrumento essencial de apoio à gestão, permitindo avaliar o desempenho das infraestruturas, identificar vulnerabilidades, estimar volumes indevidos e priorizar intervenções. A metodologia aplicada demonstrou-se eficaz, replicável e adaptável a bacias de drenagem de outras Zonas de Medição e Controlo do município, oferecendo um caminho tecnicamente sólido para a mitigação de afluências indevidas e para a otimização operacional dos sistemas de drenagem urbana. É de salientar que esta abordagem se encontra alinhada com os objetivos estratégicos do PENSAARP 2030, que preconiza maior eficiência hídrica, energética e digitalização das entidades gestoras, reforçando a relevância prática e institucional deste trabalho.

Conclui-se, portanto, que o trabalho desenvolvido permitiu não apenas diagnosticar e quantificar com elevado rigor as afluências indevidas presentes na bacia piloto em estudo, mas também evidenciar a relevância e o potencial da modelação hidráulica enquanto instrumento de apoio à gestão de sistemas de drenagem urbana. Os resultados obtidos constituem um contributo sólido para o conhecimento técnico sobre o comportamento hidráulico da rede, oferecendo uma base consistente para futuras intervenções, aprofundamentos científicos e iniciativas de otimização operacional. Neste sentido, o presente estudo reforça a importância de abordagens metodológicas integradas que promovam maior resiliência, eficiência e sustentabilidade das infraestruturas de drenagem urbana.

6.2. PERSPETIVAS FUTURAS

Apesar de o presente estudo ter privilegiado a análise das afluências indevidas diretas, dada a sua resposta rápida e o impacto imediato que provocam no funcionamento hidráulico da rede, reconhece-se que permanece por explorar, com maior detalhe, a componente subterrânea das afluências indevidas, cuja natureza difusa e comportamento dependente das condições hidrogeológicas representam desafios técnicos significativos. Neste estudo, a infiltração de base foi quantificada de forma integrada, mas a sua evolução temporal, espacial e sazonal não foi modelada explicitamente, sobretudo no que respeita à interação entre o sistema de drenagem e o nível freático.

Deste modo, um dos principais caminhos de desenvolvimento futuro consiste na integração da ferramenta de modelação de aquíferos do SWMM, que permite representar a variação do nível freático, a sua relação com a precipitação acumulada, as descargas naturais e artificiais, e o gradiente hidráulico entre o solo circundante e os coletores. A utilização deste módulo poderá fornecer uma quantificação mais precisa da infiltração subterrânea, distinguindo entre infiltração de base permanente, infiltração induzida por episódios de precipitação prolongada e contribuições associadas a oscilações piezométricas típicas de zonas costeiras. Esta abordagem permitirá aprofundar o entendimento sobre o papel do nível freático na geração de caudais parasitários e sobre o modo como fenómenos hidrológicos sazonais afetam o desempenho da rede.

A par da integração da modelação de aquíferos, recomenda-se igualmente o desenvolvimento de campanhas de monitorização hidrogeológica, incluindo a instalação de piezómetros, a medição contínua do nível freático e a caracterização geotécnica dos solos locais. A recolha sistemática destes dados permitirá calibrar de forma mais rigorosa os parâmetros do modelo associado ao aquífero, reduzindo incertezas e reforçando a capacidade preditiva do sistema.

Outra vertente de investigação futura consiste na aplicação de métodos avançados de calibração multivariada, integrando simultaneamente séries temporais de nível, caudal, precipitação e nível freático. Uma calibração abrangente permitirá decompor com maior precisão as diferentes componentes do caudal total (doméstico, afluências diretas e infiltração subterrânea), contribuindo para a melhoria da exatidão do diagnóstico e do planeamento operacional.

Não obstante, a simulação de cenários de mitigação e reabilitação estrutural constitui uma etapa essencial para apoiar a tomada de decisão, permitindo avaliar o impacto de intervenções específicas, como a reparação de juntas, a reabilitação de troços críticos, a substituição de coletores degradados ou a melhoria da estanquidade de câmaras de visita. A análise comparativa de cenários modelados em SWMM pode auxiliar na definição de prioridades de investimento, assegurando uma maior eficiência técnica e económica.

Sugere-se inda que a metodologia aqui desenvolvida seja aplicada e testada em bacias de drenagem de outras Zonas de Medição e Controlo, com diferentes características geomorfológicas, hidrológicas e operacionais. Tal permitirá validar a robustez e replicabilidade do método, contribuindo para uma abordagem integrada e abrangente ao controlo das afluências indevidas no município, alinhada com os objetivos nacionais de eficiência hídrica e sustentabilidade operacional.

Em síntese, os trabalhos futuros acima identificados visam aprofundar o conhecimento sobre as afluências indevidas subterrâneas, consolidar o uso da modelação hidráulica e hidrológica como ferramenta estratégica de gestão e assegurar a resiliência e sustentabilidade das redes de drenagem urbana a longo prazo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Burian, S.J. and F.G. Edwards, *Historical perspectives of urban drainage*, in *Global solutions for urban drainage*. 2002. p. 1-16.
2. Butler, D., et al., *Urban drainage*. 2024: Crc Press.
3. Coelho, I.I.R., *Variabilidade de Afluências às Redes de Drenagem de águas Residuais: Causas e Efeitos Versus Sustentabilidade Económica: Um Caso de Estudo*. 2013, Universidade do Porto (Portugal).
4. Sousa, E.R.d., *Sistemas de drenagem de águas residuais e pluviais.* Saneamento Ambiental I. Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura do Instituto Superior Técnico, Lisboa, 1e, 2001. **2**.
5. Cardoso, M.A., *Avaliação do desempenho de sistemas de drenagem urbana.* 2008.
6. Marques, M.Â.F., *Metodologias para aplicação do princípio do ciclo de vida a sistemas de drenagem de águas residuais*. 2010, Universidade do Porto (Portugal).
7. de AT Rodrigues, V., *Avaliação de Infiltração em Drenagem Urbana Recorrendo a Métodos Convencionais e não Convencionais-Aplicação ao Caneiro de Alcântara, em Lisboa.* Instituto Superior Técnico de Lisboa, 2013.
8. Rodrigues, J.A. and Portugal, *Regulamento geral dos sistemas públicos e prediais de distribuição de água e de drenagem de águas residuais*. 2004.
9. Paixão, J.P.S.R.B., *Afluências indevidas em sistemas de drenagem de águas residuais*. 2016, Universidade de Coimbra (Portugal).
10. dos Sistemas Públicos, R.G. and P.d.D. de Água, *de Drenagem de Águas Residuais (Decreto Regulamentar 23/95, de 23 de Agosto)*. 1995, Lisboa.
11. Paixão, M.A., *Águas e esgotos em urbanizações e instalações prediais*. 1996.
12. Duarte, B.A.F., *Importância de componentes em sistemas de águas residuais e pluviais*. 2014.
13. Piqueiro, F., *Sistemas de Drenagem Urbana - Estações Elevatórias de Águas Residuais*. 2024/2025.
14. de Guimarães Ribeiro, J.T., *Sistemas elevatórios de águas residuais em edifícios*. 2014, Universidade do Porto (Portugal).
15. Lírio, M.A.R., *Bacias de Detenção em Redes de Drenagem Urbanas. Funcionamento hidráulico.* 2022.

16. Galvão, A., *Comportamento hidráulico e ambiental de zonas húmidas construidas para o tratamento de águas residuais.* Universidade Técnica de Lisboa, 2009.

17. *ERSAR–Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos.* 2017.

18. Bonito, A.J.C., *Infiltrações na rede de drenagem de águas residuais: caso de estudo da bacia de drenagem de Lanheses*. 2014, Universidade do Porto (Portugal).

19. Climática, R.P.-A.e.A., *Plano Estratégico de Abastecimento de Água e Gestão de Águas Residuais e Pluviais 2030*. 2024: APA.

20. Ambiente, A.P.d., *Relatório sobre reutilização de águas residuais tratadas em Portugal*. 2023, Agência Portuguesa do Ambiente: Portugal.

21. República, D.d., *Resolução do Conselho de Ministros n.º 120/2025*. 2025, Presidência do Conselho de Ministros: Lisboa.

22. Advogados, O.d., *Enquadramento jurídico da governação no PENSAARP 2030*. 2024, Ordem dos Advogados: Portugal.

23. Portugueses, A.N.d.M., *Posição da Associação Nacional de Municípios Portugueses sobre critérios de financiamento no setor da água*. 2024: Portugal.

24. Cardoso, A., et al., *Assessing the impact of infiltration and exfiltration in sewer systems using performance indicators: case studies of the APUSS project.* Water Practice and Technology, 2006. **1**(1): p. wpt2006019.

25. Baptista, D.J.F., *Afluências Indevidas nas Redes de Drenagem Públicas. Efeitos das Bacias de Retenção*. 2021, Universidade do Porto (Portugal).

26. da Silva Cordeiro, R.A., *Análise da ocorrência de afluências indevidas a sistemas de drenagem de águas residuais*. 2015, Universidade NOVA de Lisboa (Portugal).

27. Santos, C., F. Piqueiro, and J.T. Valente, *Apontamentos da Unidade Curricular de Sistemas de Drenagem Urbana*. 2020, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto: Porto.

28. Almeida, S. and P. Monteiro. *Incidência de caudais de águas pluviais em redes de drenagem de águas residuais-Dois casos de estudo em municípios do Norte de Portugal*. in *7º Congresso da Água*. 2004.

29. David, M. and V. Barroso, *Afluências Indevidas em Sistemas de Drenagem Urbana-Aspetos Gerais e Metodológicos.* Lisboa: EPAL-Empresa Portuguesa das Águas Livres, 2017.

30. Indaqua, G., *Manual do Combate às Afluências Indevidas no Sistema de Drenagem de Águas Residuais*. 2018, Indaqua.

31. Ramos, R.F.D.S.P., *Desenvolvimento de metodologia para análise e priorização de intervenções de redução de afluências indevidas em redes de saneamento*. 2018, Universidade do Porto (Portugal).

32. Almeida, M. and M. Cardoso, *Gestão patrimonial de infra-estruturas de drenagem de águas residuais e pluviais: uma abordagem centrada na reabilitação.* ERSAR, Lisboa, 2010.

33. de Amorim, H.A.A., *Afluências indevidas aos sistemas de drenagem de águas residuais*. 2007, Universidade do Porto (Portugal).

34. Baptista, J. and M. Escudeiro, *Recomendações de 2005 a 2007.* Instituto Regulador de Águas e Resíduos, 2008.

35. Rossman, L.A., *Storm water management model user's manual, version 5.0*. Vol. 276. 2010: National Risk Management Research Laboratory, Office of Research and ….

36. Chow, V.T., D.R. Maidment, and W. Larry, *Mays. Applied Hydrology.* International edition, MacGraw-Hill, Inc, 1988. **149**.

37. Kracht, O. and W. Gujer, *Quantification of infiltration into sewers based on time series of pollutant loads.* Water Science and Technology, 2005. **52**(3): p. 209-218.

38. Piqueiro, F., *Apresentação do Programa SWMM - SDU – Ano Letivo 2024/2025*. 2024, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP): Porto.

39. Rossman, L.A.S., Michelle A., *Storm Water Management Model User's Manual Version 5.2*. 2022, Cincinnati, OH, USA: U.S. Environmental Protection Agency (EPA).

40. *Clima de Matosinhos (Portugal): temperaturas médias, precipitação e humidade*. Available from: https://pt.climate-data.org/europa/portugal/matosinhos/matosinhos-882476/.

41. Tecnilab AV Portugal, S.A.s.d.o.t.c.P., *DATALOGGERS SOFREL – DL4W-HP LT-US*. 2025: Lisboa, Portugal [sensor de...o técnica | PDF]. p. 14.

42. Ltd., E.M., *ARG100 Rain Gauge – User Manual*. 2018: North Shields, United Kingdom. p. 13.

ANEXO I - RESULTADOS QUANTIFICAÇÃO AI - EVENTO 2

Dia	Horas	Caudal SWMM - Tempo Húmido (L/s)	Caudal SWMM - Tempo Seco (L/s)	Q_AI (L/s)	Volume (m3)
26/11/2025	0:00	1.11442	0.91443	0.19999	0.72
26/11/2025	1:00	1.15311	0.95533	0.19778	0.71
26/11/2025	2:00	0.85625	0.64764	0.20861	0.75
26/11/2025	3:00	0.73736	0.55701	0.18035	0.65
26/11/2025	4:00	0.69080	0.52624	0.16457	0.59
26/11/2025	5:00	0.50546	0.48702	0.01844	0.07
26/11/2025	6:00	0.74400	0.53716	0.20684	0.74
26/11/2025	7:00	0.91821	0.71326	0.20494	0.74
26/11/2025	8:00	1.51741	0.90561	0.61180	2.20
26/11/2025	9:00	1.24271	1.03682	0.20589	0.74
26/11/2025	10:00	1.66103	1.35526	0.30577	1.10
26/11/2025	11:00	4.30404	1.31237	2.99167	10.77
26/11/2025	12:00	2.38003	1.09851	1.28152	4.61
26/11/2025	13:00	1.27966	1.13363	0.14603	0.53
26/11/2025	14:00	2.06004	1.63171	0.42834	1.54
26/11/2025	15:00	1.63275	1.14380	0.48894	1.76
26/11/2025	16:00	1.15849	1.13654	0.02196	0.08
26/11/2025	17:00	1.23688	0.91979	0.31709	1.14
26/11/2025	18:00	1.58456	1.20164	0.38292	1.38
26/11/2025	19:00	1.37346	1.07648	0.29698	1.07
26/11/2025	20:00	1.29775	1.23123	0.06652	0.24
26/11/2025	21:00	1.77017	1.76789	0.00228	0.01
26/11/2025	22:00	1.11251	1.11038	0.00213	0.01
26/11/2025	23:00	1.24752	1.24688	0.00063	0.00
27/11/2025	0:00	1.27006	0.96427	0.30579	1.10
27/11/2025	1:00	0.90282	0.88596	0.01686	0.06
27/11/2025	2:00	0.83428	0.64192	0.19236	0.69
27/11/2025	3:00	0.76453	0.57423	0.19030	0.69
27/11/2025	4:00	0.50028	0.49822	0.00206	0.01
27/11/2025	5:00	0.77529	0.68174	0.09355	0.34
27/11/2025	6:00	0.94666	0.55294	0.39372	1.42
27/11/2025	7:00	1.23671	1.15968	0.07702	0.28
27/11/2025	8:00	1.07557	1.07149	0.00408	0.01
27/11/2025	9:00	1.24402	1.22905	0.01497	0.05
27/11/2025	10:00	1.34635	1.15977	0.18658	0.67
27/11/2025	11:00	1.32248	1.17792	0.14457	0.52
27/11/2025	12:00	1.33150	1.24297	0.08852	0.32
27/11/2025	13:00	1.97738	1.12613	0.85125	3.06
27/11/2025	14:00	1.70952	1.28332	0.42620	1.53
27/11/2025	15:00	1.27047	1.06423	0.20624	0.74
27/11/2025	16:00	1.16593	1.13181	0.03412	0.12
27/11/2025	17:00	1.01921	0.94728	0.07193	0.26
27/11/2025	18:00	1.19651	1.09763	0.09887	0.36
27/11/2025	19:00	1.39733	1.27600	0.12132	0.44
27/11/2025	20:00	1.39035	1.09546	0.29488	1.06
27/11/2025	21:00	1.77487	1.33962	0.43525	1.57
27/11/2025	22:00	1.29569	1.13225	0.16345	0.59
27/11/2025	23:00	1.24445	1.05778	0.18667	0.67
28/11/2025	0:00	1.14334	0.91797	0.22537	0.81
28/11/2025	1:00	0.95948	0.75497	0.20451	0.74
28/11/2025	2:00	0.84594	0.80620	0.03974	0.14
28/11/2025	3:00	1.28435	0.56146	0.72289	2.60
28/11/2025	4:00	0.51418	0.50235	0.01184	0.04
28/11/2025	5:00	0.69304	0.68216	0.01088	0.04
28/11/2025	6:00	1.67920	0.53823	1.14097	4.11
28/11/2025	7:00	8.59853	1.32328	7.27524	26.19
28/11/2025	8:00	10.05114	0.90863	9.14251	32.91
28/11/2025	9:00	3.32413	1.24138	2.08275	7.50
28/11/2025	10:00	2.77951	1.31819	1.46132	5.26
28/11/2025	11:00	2.28743	1.15307	1.13436	4.08
28/11/2025	12:00	1.29261	1.15212	0.14049	0.51
28/11/2025	13:00	1.27680	1.07488	0.20192	0.73
28/11/2025	14:00	1.71380	1.09941	0.61438	2.21
28/11/2025	15:00	1.26930	1.25848	0.01082	0.04
28/11/2025	16:00	1.16923	0.96810	0.20114	0.72
28/11/2025	17:00	5.11634	1.11802	3.99832	14.39
28/11/2025	18:00	2.95157	0.99829	1.95328	7.03
28/11/2025	19:00	1.46903	1.28299	0.18604	0.67
28/11/2025	20:00	2.22144	1.61128	0.61017	2.20
28/11/2025	21:00	1.51545	1.25203	0.26342	0.95
28/11/2025	22:00	1.33354	1.31274	0.02080	0.07
28/11/2025	23:00	1.56164	1.06927	0.49237	1.77