

Mestrado em Construções Civas

Julio Cesar da Silva

FUGAS E PERDAS DE ÁGUA EM REDES DE DISTRIBUIÇÃO: O CASO DA ZONA DE MONITORIZAÇÃO E CONTROLO DA PONTE EIRAS - COIMBRA

nov | 2023

GUARDA
POLI
TÉCNICO



Escola Superior e Tecnologia e Gestão

**FUGAS E PERDAS DE ÁGUA EM REDES DE
DISTRIBUIÇÃO: O CASO DA ZONA DE MONITORIZAÇÃO
E CONTROLO DA PONTE EIRAS - COIMBRA**

PROJETO APLICADO

PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CONSTRUÇÕES CIVIS

Júlio Cesar da Silva
Novembro / 2023

POLI TÉCNICO GUARDA

Escola Superior e Tecnologia e Gestão

**FUGAS E PERDAS DE ÁGUA EM REDES DE
DISTRIBUIÇÃO: O CASO DA ZONA DE MONITORIZAÇÃO
E CONTROLO DA PONTE EIRAS - COIMBRA**

PROJETO APLICADO

PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CONSTRUÇÕES CIVIS

Professor(a) Orientador(a): Prof.^a Helena Maria Martins Simão

Professor(a) Coorientador(a): Prof.^o Nuno Álvaro Freire de Melo

Júlio Cesar da Silva
Novembro / 2023

(página intencionalmente deixada em branco)

AGRADECIMENTOS

Querida família, é com imensa alegria e gratidão que dedico estas palavras a vocês neste momento tão especial da minha jornada acadêmica. A conclusão deste mestrado não seria possível sem o apoio incondicional e o amor que recebi de cada um de vocês. Aos meus pais, Vanderlei e Ana Izabel, e ao meu irmão Igor, vosso encorajamento e confiança em mim foram essenciais para superar os desafios e persistir em busca dos meus objetivos. Obrigado por serem minha base sólida, meu porto seguro, e por partilharem comigo todas as alegrias e conquistas ao longo deste caminho. À minha esposa, Ana Elisy, suas palavras de incentivo e seu carinho constante foram meu combustível nos momentos mais difíceis, agradeço por sua compreensão e apoio inabaláveis em todo este trajeto.

Gostaria de expressar meus sinceros agradecimentos à Professora Helena Maria Martins Simão e ao Professor Nuno Álvaro Freire de Melo pela orientação e coorientação dedicada e valiosa durante toda a jornada do meu mestrado. Vosso comprometimento e conhecimento foram fundamentais para o desenvolvimento deste trabalho, guiando-me com paciência e sabedoria em cada etapa do processo. Suas orientações precisas e sugestões enriqueceram significativamente esta dissertação, elevando a qualidade do meu trabalho.

Agradeço à AC, Águas de Coimbra, E.M., por me ter disponibilizado toda a informação necessária para a elaboração desta Dissertação e, um agradecimento especial ao Eng.º Luís Costa, por esclarecer todas as dúvidas sempre com sua prontidão, e por me acompanhar nas visitas técnicas de detecção de fugas.

Agradeço também a todo corpo docente e administrativo do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Sul de Minas, em especial ao departamento de engenharia civil e ao departamento mobilidade internacional, com o programa de Mobilidade Estudantil de Dupla Diplomação pela oportunidade de poder realizar mais uma conquista.

A todos, meu carinho e gratidão!

Aos pilares da minha vida, minha família, gratidão eterna pelo apoio incondicional e amor que me impulsionaram a conquistar meus sonhos.

RESUMO

Diante das atuais preocupações e cenário no sistema de abastecimento de água em Portugal, o estudo apresenta métodos para avaliação, deteção e melhoramento de uma zona de medição controlada por meio de modelação e simulação no *software* EPANET. Portanto, a identificação de fugas e perdas de água nas redes de distribuição é um tópico de grande relevância nos dias atuais, é fundamental que haja uma gestão eficiente e um planeamento adequado nos sistemas, visando reduzir a percentagem de perdas. Diante disto, este trabalho tem como objetivo estudar os métodos para o combate das fugas e perdas, a fim de que sejam criadas soluções que permitam a minimização das perdas e otimização dos sistemas de distribuição, por meio da modelação e simulação computacional e intervenções em campo. Os resultados obtidos neste trabalho, demonstram que todos os cenários de estudos modelados e simulados são válidos, e que a rede corresponde a realidade, e assim, através de estudos de melhoramentos a partir da gestão da pressão, é possível reduzir o nível de perdas e otimizar o sistema conforme o regulamento, a respeitar os limites mínimos e máximos de pressão e velocidade. Com isto, conclui-se com este trabalho, a importância da deteção de perdas e fugas de água, das ações ao combate às perdas e a modelação hidráulica no *software* para entender o funcionamento e a identificação de soluções para o melhoramento da rede.

Palavras-chave: Perdas e Fugas de Água, EPANET, *Demand Driven Analysis*, *Pressure Driven Analysis*, Gestão de Pressão.

ABSTRACT

Given the current concerns and scenarios in the water supply system in Portugal, this study presents methods for assessing, detecting, and improving a measurement zone controlled through modeling and simulation in the EPANET software. Therefore, identifying leaks and water losses in distribution networks is a topic of great relevance today, emphasizing the necessity for efficient management and proper planning in systems to reduce the percentage of losses. Consequently, this work aims to study methods for combating leaks and losses, aiming to create solutions that allow for minimizing losses and optimizing distribution systems through computational modeling, simulation, and field interventions. The results obtained in this study demonstrate that all modeled and simulated scenarios are valid, and that the network corresponds to reality. Thus, through improvement studies based on pressure management, it is possible to reduce the level of losses and optimize the system according to regulations, respecting minimum and maximum pressure and velocity limits. Therefore, this work concludes by highlighting the importance of detecting water losses and leaks, the actions taken to combat losses, and hydraulic modeling in software to understand network operation and identify solutions for network improvement.

Keywords: Water Losses and Leaks, EPANET, Demand Driven Analysis, Pressure Driven Analysis, Pressure Management.

ÍNDICE GERAL

RESUMO	vii
ABSTRACT	viii
ÍNDICE GERAL	ix
ÍNDICE DE FIGURAS	xiii
ÍNDICE DE TABELAS	xvi
SIMBOLOGIA	xviii
ACRÓNIMOS E SIGLAS	xxi
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Enquadramento	1
1.2 Objetivo geral	2
1.2.1 Objetivos específicos.....	2
1.3 Estrutura do trabalho	3
1.3.1 Capítulo 1: Introdução	3
1.3.2 Capítulo 2: Fundamentação Teórica.....	3
1.3.3 Capítulo 3: Metodologia.....	3
1.3.4 Capítulo 4: Resultados e discussões	4
1.3.5 Capítulo 5: Conclusão	4
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	5
2.1 Considerações iniciais	5
2.2 Abastecimento de água em Portugal	5
2.2.1 Enquadramento legal e institucional.....	7
2.2.2 Modelos de Gestão	8
2.2.3 Caracterização das Entidades Gestoras (EG)	11

2.3 Caracterização dos sistemas de abastecimento de água	13
2.3.1 Capitação	15
2.3.2 Armazenamento	16
2.3.3 Redes de distribuição	16
2.3.4 Tubagens e Acessórios	20
2.4 Análise das Perdas de Água	22
2.4.1 Perdas Aparentes	22
2.4.2 Perdas Reais	24
2.5 Quantificação de Perdas	26
2.5.1 Balanço Hídrico	26
2.5.2 Análise dos Componentes	31
2.5.3 Caudal mínimo noturno	33
2.5.4 Conceito BABE	36
2.6 Indicadores de desempenho hídricos	37
2.7 Zonas de monitorização e controlo (ZMC)	41
2.8 Gestão das perdas	44
2.8.1 Nível económico das Perdas (NEP)	45
2.8.2 Técnicas de deteção para as fugas	50
2.9 Gestão da Pressão	53
2.9.1 Relação Pressão e Caudal	54
2.9.2 Métodos para a gestão de pressões	56
2.10 Modelação Hidráulica	58
2.10.1 Software EPANET (DDA)	60
2.10.2 Software WaterNetGen (PDA)	63
2.10.3 DDA vs. PDA	66
2.11 Síntese da revisão bibliográfica	67

3	METODOLOGIA	69
3.1	Introdução.....	69
3.2	Sistema de Abastecimento na empresa AC, Águas de Coimbra, E.M.	69
3.3	ZMC Ponte de Eiras.....	75
3.4	Saída de campo - ZMC Ponte de Eiras	76
3.5	Modelação hidráulica.....	77
3.5.1	Informações Iniciais	78
3.5.2	Investigação dos Caudais da ZMC	81
3.5.3	Caudais médios diários	82
3.5.4	Caudal Médio	83
3.5.5	Padrões de Consumo	84
3.5.6	Estudo das Perdas	87
3.5.7	Predefinições para a modelação	89
3.5.8	Calibração.....	90
3.5.9	Pressão de referência	98
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	99
4.1	Introdução.....	99
4.2	Resultados dos Cenários	99
4.2.1	Cenário I – Estudo com caudais médios.....	99
4.2.2	Cenário II – Fuga Localizada	103
4.2.3	Cenário III – Fugas Distribuídas	108
4.3	Verificação Regulamentares.....	111
4.3.1	Análise das velocidades regulamentares	111
4.3.2	Análise das pressões regulamentares.....	113
4.4	Indicadores de desempenho hídricos.....	115
4.4.1	WR1 - Ineficiência na utilização dos recursos hídricos	115

4.4.2	op23 – Perda de Água por Ramal (AA15)	116
4.4.3	op24 – Perda de Água por comprimento da conduta.....	117
4.5	Soluções para melhorias	118
4.5.1	Exemplo para melhoria (Cenário IV)	118
5	CONCLUSÃO E TRABALHOS FUTUROS	121
5.1	Conclusão	121
5.2	Sugestões para trabalhos futuros.....	123
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	125
	ANEXO I – TIPOLOGIA DA REDE: NÓS.....	132
	ANEXO II – TIPOLOGIA DA REDE: CONDUTAS	133
	ANEXO III – CARACTERÍSTICAS DOS NÓS DA REDE	134
	ANEXO IV - CARACTERÍSTICAS DAS CONDUTAS DA REDE	135
	ANEXO V – CAUDAIS FORNECIDOS PELA AC, ÁGUAS DE COIMBRA, E.M.	136

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Evolução da cobertura do serviço de abastecimento de água.....	6
Figura 2.2 - Evolução do indicador de água segura entre 1993 e 2018.....	6
Figura 2.3 - Distribuição das entidades gestoras de serviços de abastecimento de água em alta.	12
Figura 2.4 - Distribuição das entidades gestoras de serviços de abastecimento de água em baixa.....	13
Figura 2.5 - Sistema de abastecimento de água.....	14
Figura 2.6 - Rede ramificada.	17
Figura 2.7 - Rede emalhada.....	17
Figura 2.8 - Ligação entre o sistema público e os dispositivos de utilização.....	20
Figura 2.9 - Modos de reduzir as perdas aparentes em sistemas de abastecimento de água.....	23
Figura 2.10 - Classificação das Perdas.	24
Figura 2.11: Parcelas das perdas reais.	25
Figura 2.12 - Modos de reduzir as perdas reais em sistemas de abastecimento de água.	26
Figura 2.13 - Métodos para gestão das perdas de água.	26
Figura 2.14 - Perdas existentes em um sistema de abastecimento de água.	27
Figura 2.15 - Componentes do balanço hídrico e localização dos pontos de controlo de caudal.....	28
Figura 2.16 - Componentes do balanço hídrico.....	29
Figura 2.17 - Duração e volume típico de cada tipo de perda.	32
Figura 2.18 - Diagrama de consumos típico e suas componentes.	34
Figura 2.19 - Componentes do CMN.	35
Figura 2.20 - Conceção e instalação de uma zona de medição controlada.	42
Figura 2.21- Representação esquemática de duas ZMC.....	43
Figura 2.22 - Nível económico de perdas.....	45
Figura 2.23 - Nível económico de perdas reais.	46
Figura 2.24 - Nível económico de perdas Aparentes.....	47
Figura 2.25 - Nível económico de perdas reais.	48
Figura 2.26 - Relação entre o NEP e o nível de intervenção.....	50

Figura 2.27 - Relação entre pressão e caudal de perdas.	55
Figura 2.28 - Fases do desenvolvimento do modelo hidráulico.	59
Figura 2.29 - Metodologia para Modelação hidráulica.	59
Figura 2.30 - Fases de simulação usando o <i>software</i> EPANET.	61
Figura 3.1 - Zonas de Medição de Controlo (ZMC) de Coimbra.	70
Figura 3.2 - Reservatório da AC, Águas de Coimbra, E.M.	71
Figura 3.3 - Sistema de Telegestão para os Reservatórios da AC, Águas de Coimbra E.M.	71
Figura 3.4 - Monitorização do abastimento de água em tempo real.	72
Figura 3.5 - Evolução na eficiência do sistema de abastecimento de água de Coimbra.	73
Figura 3.6 - Balanço Hídrico da AC, Águas de Coimbra, E.M. em 2022.	74
Figura 3.7 - Localização da ZMC Ponte de Eiras.	75
Figura 3.8 - Caudal de entrada na ZMC (27 de abril).	76
Figura 3.9 - Rede no EPANET.	81
Figura 3.10 - Caudal Médio - ZMC Ponte Eiras.	83
Figura 3.11 - Caudal médio - ZMC Ponte de Eiras.	84
Figura 3.12 - Padrão de Consumo - Caudais Médios.	85
Figura 3.13 - Padrão de Consumo – Maior consumo (27 de abril).	86
Figura 3.14 - Padrão de Consumo – AC, Águas de Coimbra, E.M.	86
Figura 3.15 - Controlo de entrada ZMC	90
Figura 3.16 - Caudal Real X Consumo Real.	91
Figura 3.17 - Caudal Real X Caudal do Modelo.	92
Figura 3.18 - Localização válvula ST03.	93
Figura 3.19 - Mapa comparativo da validação ST03.	94
Figura 3.20 - Localização válvula ST02.	95
Figura 3.21 - Mapa comparativo da validação ST02.	96
Figura 3.22 - Localização válvula ST01.	97
Figura 3.23 - Mapa comparativo da validação ST01.	98
Figura 4.1 – Modelação Caudais Médios – Pressões às 3h00 da manhã.	100
Figura 4.2 - Caudal de entrada ZMC Ponte Eiras (Cenário I).	101
Figura 4.3 – Modelação Fuga Localizada – Pressões às 3h00 da manhã.	104
Figura 4.4 - Caudal de entrada ZMC Ponte Eiras (Cenário II).	105

Figura 4.5 - Caudal emissor ponto C1.....	107
Figura 4.6 - Caudal de entrada ZMC Ponte Eiras (Cenário III).	108
Figura 4.7 - Análise das perdas de base.....	111
Figura 4.8 – Análise das velocidades regulamentares do sistema 20h00.....	113
Figura 4.9 - Análise da pressão máxima às 6h00.	114
Figura 4.10 - Análise da pressão de referência às 6h00.	115
Figura 4.11 – Parâmetro WR1 recomendado pelo IRAR.....	116
Figura 4.12 - Valores de referência: densidade de ramais igual ou superior a 20/km de rede [l/(ramal.dia)]......	117
Figura 4.13 - Valores de referência: densidade de ramais inferior a 20/km de rede [m ³ /(km.dia)]......	118
Figura 4.14 - Localização VRP1 e VRP2.....	119
Figura 4.15 - Comparativo entre Cenários (Conduta T1 - Entrada da ZMC).	120

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Modelos de gestão utilizados em sistemas de titularidade estatal.....	9
Tabela 2.2 - Modelos de gestão utilizados em sistemas de titularidade municipal ou intermunicipal.....	10
Tabela 2.3 - Características das águas captadas.....	15
Tabela 2.4 - Categorias para os pequenos consumos não domésticos.....	33
Tabela 2.5 - Indicadores de desempenho aplicáveis ao balanço hídrico.....	37
Tabela 2.6 - Discriminação do indicador de ineficiência na utilização dos recursos (WR1).....	38
Tabela 2.7 - Discriminação do indicador de perdas de água por ramal (Op23).....	38
Tabela 2.8 - Discriminação do indicador de perdas de água por comprimento da conduta (Op24).....	38
Tabela 2.9 - Discriminação do indicador de perdas aparentes por ramal (Op25).....	39
Tabela 2.10 - Discriminação do indicador de índice infraestrutural de fugas (Op29).....	39
Tabela 2.11 - Discriminação do indicador de água não medida (Op39).....	40
Tabela 2.12 - Discriminação do indicador de água não faturada em termos de volume (Fi46).....	40
Tabela 2.13 - Discriminação do indicador de água não faturada em termos de custo (Fi47).....	41
Tabela 2.14 - Técnicas aproximada de localização de perdas de água.....	51
Tabela 2.15 - Técnicas exatas de localização de perdas de água.....	51
Tabela 2.16 - Valores recomendados para "n".....	55
Tabela 2.17 - Tipos de válvulas redutoras de pressão.....	57
Tabela 2.18 - DDA vs. PDA.....	66
Tabela 3.1 - Grandezas do Modelo.....	79
Tabela 3.2 - Propriedades dos Nós.....	79
Tabela 3.3 - Propriedades das Conduitas.....	80
Tabela 3.4 - Propriedades das Válvulas.....	80
Tabela 3.5 - Caudal de Entrada da Rede.....	82
Tabela 3.6 - Caudais médios (m ³ /h) e consumos totais diários (m ³).....	83
Tabela 3.7 - Perda distribuída nos Nós.....	87
Tabela 3.8 - Perda no Nó.....	87

Tabela 3.9 - Coeficientes de Burst e Background.	88
Tabela 3.10 - <i>Step-test</i> válvula ST03.....	94
Tabela 3.11 - <i>Step-test</i> válvula ST02.....	95
Tabela 3.12 - <i>Step-test</i> válvula ST01.....	96
Tabela 4.1 - Caudais de entrada ZMC (Cenário I).	101
Tabela 4.2 - Resultado simulação com caudais médios.	102
Tabela 4.3 - Caudais de entrada ZMC (Cenário II).....	105
Tabela 4.4 - Resultado da simulação com fuga pontual.	106
Tabela 4.5 - Caudais de entrada ZMC (Cenário III).....	109
Tabela 4.6 - Resultado da simulação com fuga distribuída.	110
Tabela 4.7 - Dados WR1 (Ineficiência na utilização dos recursos hídricos).....	116
Tabela 4.8 - Dados op23 (Perdas por Ramais).	116
Tabela 4.9 - Dados op24.....	117
Tabela 4.10 - Análise antes e depois do melhoramento da rede.....	120

SIMBOLOGIA

A3	Água entrada no sistema [m ³ /ano]
A5	Água bruta exportada [m ³ /ano]
A7	Água tratada exportada [m ³ /ano]
A8	Consumo faturado medido [m ³ /ano]
A9	Consumo faturado não medido [m ³ /ano]
A10	Consumo autorizado faturado [m ³ /ano]
A11	Consumo autorizado não faturado [m ³ /ano]
A12	Consumo não faturado não medido [m ³ /ano]
A13	Consumo autorizado não faturado [m ³ /ano]
A14	Consumo autorizado [m ³ /ano]
A15	Perdas de água [m ³ /ano]
A16	Consumo não autorizado [m ³ /ano]
A17	Erros de medição [m ³ /ano]
A18	Perdas aparentes [m ³ /ano]
A19	Perdas reais [m ³ /ano]
A20	Água faturada [m ³ /ano]
A21	Água não faturada [m ³ /ano]
b	Número de dias da amostragem [dias];
A _{nn}	matriz diagonal $nn \times nn$, cujos elementos correspondem à solicitação dependente da pressão;
A _{pn} = A _{np} ^T	Matrizes de incidência com as dimensões $np \times nn$ e $np \times n0$, respectivamente, que se obtêm da matriz $\bar{A}_{pn} = [A_{pn}A_{p0}]$, de dimensão $np \times (nn + n0)$;
A _{pp}	Matriz diagonal $np \times np$, cujos elementos correspondem à perda de carga nas condutas;
C _i	Coefficiente em um dado intervalo temporal i [adimensional]
C _k	Coefficiente de Caudal;
C24	Número de ramais [n.º]
C25	Comprimento médio dos ramais [m]

C8	Comprimento das condutas [km]
D_{pp}	Derivada parcial de App em ordem ao caudal nas condutas
DL_{nn} e D_{nn}	Derivada parcial de App em ordem ao caudal nas condutas
D_{pp}	Derivadas de q_{fuga} e q_{disp} , parâmetros que dizem respeito à pressão nas condutas e nos nós, respetivamente
D34	Pressão média de operação [KPa]
Fi46	Água não faturada em termos de volume [%]
Fi47	Água não faturada em termos de custo [%]
Fp	Fator de ponta instantâneo [adimensional]
G5	Custos correntes [€]
G57	Tarifa média para consumidores diretos [€/m ³]
G58	Custo unitário assumido das perdas reais [€/m ³]
H	Pressão mínima [KPa]
H1	Duração do período de referência [dia]
$[H_1, H_2, \dots, H_{nn}]^T$	Vetor coluna de cotas piezométricas desconhecidas nos nós;
$[H_{01}, H_{02}, \dots, H_{0n0}]^T$	Vetor coluna de cotas piezométricas nos nós fixas;
k	Refere-se ao número total de condutas conectadas ao nó i .
L	Intervalo de tempo em que está a ser analisado [horas]
l_k	Comprimento da conduta
n	expoente [adimensional]
N	Número de pisos acima do solo, incluindo o rés-do-chão [nº Pisos]
Op23	Perdas de água por ramal [m ³ /ramal/ano]
Op24	Perdas de água por comprimento de conduta [m ³ /km/dia]
Op25	Perdas aparentes por ramal [%]
Op29	Índice infraestrutural de fugas [adimensional]
Op39	Água não medida [%]
Pi	Pressão instalada no nó i ;
$P_i^{mín}$	Pressão abaixo da qual não há consumo
P_i^{ref}	Pressão necessária para satisfazer completamente o consumo
P_k	Pressão média na conduta k

P_{final}	pressão final após redução [m]
P_{inicial}	pressão inicial anterior à redução [m]
q_i^{forn}	Caudal fornecido ao nó i ;
q_i^{req}	Caudal requerido pelo nó i
q_i^{fuga}	Caudal de distribuição ao longo da conduta k
q_k^{fuga}	Caudal de fuga ao longo da conduta k
Q_i	Caudal de perdas no nó [l/s]
Q_{final}	caudal de perdas após redução da pressão [m ³ /s]
Q_{inicial}	caudal de perdas antes da redução da pressão [m ³ /s]
Q_{med_i}	Caudal que se pretende traduzir para coeficiente volume/tempo [m ³ /hora];
Q_{med_L}	Caudal médio horário [m ³ /hora]
Q_{ma}	Caudal médio anual [l/s]
Q_p	Caudal de ponta instantâneo [l/s]
$[q_1, q_2, \dots, q_{nn}]^T$	vetor coluna de consumos nodais;
$[Q_1, Q_2, \dots, Q_{np}]^T$	Vetor coluna de caudais desconhecidos nas condutas
V	Velocidade de escoamento [m/s]
V_A	Volume total de consumo autorizado [m ³]
V_P	Volume total de perdas [m ³]
V_T	Volume total de água que entra no sistema [m ³]
$WR1$	Ineficiência na utilização dos recursos hídricos [%]
α	Expoente que exprime a relação entre a pressão e o consumo, usualmente 0,5
α_k	Parâmetros relacionados com o modelo de perdas de base (background - pequenos orifícios, juntas ou fendas);
β_k	normalmente 10^{-7} ;
C_k e δ_k	Parâmetros relacionados com o modelo de perdas por rotura (burst)

ACRÓNIMOS E SIGLAS

A	Aço carbono
AC	AC, Águas de Coimbra, E.M.
AGG	Abalgoritmo do gradiente global
ANF	Água não faturada
BABE	Burst and background estimates
CAD	Desenho assistido por computador
CMN	Caudal mínimo noturno
DDA	<i>Demand-driven-analysis</i>
EG	Entidade gestora
EPAL	Empresa portuguesa das águas livres
ERSAR	Entidade reguladora dos serviços de águas e resíduos
FC	Fibrocimento
FCV	Flow control valve
FFD	Ferro fundido dúctil
GPS	Sistema de posicionamento global
INAG	Instituto da água
INSAAR	Inventário nacional de sistemas de abastecimento de água e de águas residuais
IRAR	Instituto regulador de águas e resíduos
IWA	<i>International water association</i>
NEP	Nível económico de perdas
PDA	<i>Pressure-driven-analysis</i>
PEAD	Polietileno de alta desidade
PENSAAR	Plano estratégico de abastecimento de água e Saneamento de águas residuais
PRFV	Poliéster reforçado com fibra de vidro
PRV	<i>Pressure reducing valve</i>
PVC	Policloreto de vinilo
RASARP	Relatório anual dos serviços de águas e resíduos em Portugal
RGSPDADAR	Regulamento geral dos sistemas públicos e prediais de distribuição de água e de drenagem de águas residuais

SAA	Sistemas de abastecimento de água
SIG	Sistemas de informação geográfica
SMASC	Serviço municipalizado de água e saneamento de Coimbra
SMC	Serviço municipalizado de Coimbra
USEPA	Environmental protection agency dos Estados Unidos da América
VRP	Válvulas redutoras de pressão
ZMC	Zona de medição e controlo

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

A rede de abastecimento de água desempenha um papel fundamental na vida das sociedades modernas, e torna-se essencial para garantir o acesso a este importante recurso e promover o bem-estar da população. No entanto, apesar da importância deste sistema, as perdas de água na rede de distribuição representam um desafio significativo, afetando tanto a sustentabilidade dos recursos hídricos, como a eficiência operacional dos sistemas de abastecimento das Entidades Gestoras (EG).

Os relatórios técnicos divulgados pela Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos (ERSAR), anteriormente conhecida como Instituto Regulador de Águas e Resíduos (IRAR), indicam que cerca de 93% dos sistemas de adução e distribuição de água em Portugal estão cobertos (IRAR, 2008; ERSAR, 2009; ERSAR, 2010; ERSAR, 2011). Em média, a taxa de perdas de água é de 35% (Marques *et al.*, 2005).

Embora nos últimos anos as entidades responsáveis pela gestão dos serviços públicos de abastecimento de água em Portugal tenham mostrado uma maior conscientização sobre a necessidade de otimizar, reabilitar e substituir as tubulações e acessórios dos sistemas de distribuição, principalmente devido ao seu tamanho e às tarifas baixas praticadas (que nem sempre cobrem os custos de produção de água), muitos dos pequenos sistemas de distribuição de água ainda estão envelhecidos e apresentam altas taxas de perdas (Gomes, 2011).

Ainda que tenha havido um progresso positivo das entidades gestoras reguladas no período de 2007 a 2009, a situação atual dos sistemas de distribuição de água em "baixa" não é satisfatória em termos do valor da água não faturada e do nível de conhecimento das perdas físicas. A partir de 2011, as perdas físicas passaram a ser avaliadas através da relação entre o volume das perdas reais e o número de ramais ou extensão da rede de distribuição (PENSAAR, 2020).

Salienta-se que o peso da água não faturada na entrada dos sistemas atinge os valores mais baixos na delegação estatal (EPAL) e nas concessionárias municipais, nomeadamente de 11,3 % e 17,6 %, respetivamente. Entre as entidades gestoras que

fornece o serviço de abastecimento de água em "baixa", constata-se que 74,2% da água não faturada é resultado de perdas reais, 14,9% são atribuíveis a perdas aparentes e 10,9% estão relacionadas ao consumo autorizado não faturado (RASARP, 2022).

Portanto, é de suma importância reduzir as perdas e fugas nos sistemas de abastecimento de água, não apenas para promover a equidade entre os consumidores no caso de consumo ilegal, mas também para identificar e eliminar outras formas de desperdício. Isso permite que as entidades gestoras tenham um impacto positivo no equilíbrio económico ao investir em saneamento, infraestrutura e outras medidas.

1.2 Objetivo geral

O combate das fugas e perdas de água num sistema de abastecimento é de extrema importância, e agrava como um dos problemas mais significativos aos serviços públicos responsáveis pela administração. As falhas nas condutas, incluindo o mau funcionamento dos acessórios, são responsáveis por perdas consideráveis de água potável, o que resulta numa perda de receitas significativa. Essas falhas têm um impacto direto na quantidade de água disponível para ser distribuída aos consumidores e representam uma perda económica para as entidades gestoras.

A problemática das perdas de água representa um desafio significativo, não apenas devido aos volumes consideráveis desperdiçados anualmente, mas também devido aos custos associados ao tratamento de água que não geram retorno. A presente dissertação tem como objetivo geral contribuir para a redução desse problema, procurando soluções que visam minimizar as perdas e otimizar a gestão dos recursos hídricos.

1.2.1 Objetivos específicos

- Análise da rede real de abastecimento de água e determinar o nível de perdas e fugas;
- Construção de um modelo hidráulico computacional da rede no programa EPANET;
- Calibração e validação do modelo construído;

- Comparação dos resultados dos modelos de simulação computacional com base no consumo e com base na pressão;
- Propostas de solução e melhorias para os problemas encontrados na rede, com a gestão de pressão;

Esta dissertação conta com a colaboração da AC, Águas de Coimbra, E.M. e com a participação em visitas técnicas para a investigação da rede de abastecimento da ZMC Ponte-Eiras. Desta colaboração resulta o estudo da rede de abastecimento da ZMC Ponte-Eiras, que contém a pesquisa de fugas no terreno, simulação hidráulica computacional e um estudo de gestão de pressão com vista à redução de perdas.

1.3 Estrutura do trabalho

Este documento é composto por cinco capítulos, sendo cada um deles dividido em secções, de acordo com o que é descrito de seguida.

1.3.1 Capítulo 1: Introdução

Contém o enquadramento do trabalho, a motivação para a elaboração da atual dissertação, os objetivos a alcançar e a estrutura do mesmo.

1.3.2 Capítulo 2: Fundamentação Teórica

Consiste em uma revisão bibliográfica dos conceitos relacionados às fugas e perdas nos sistemas de abastecimento de água, abrangendo o levantamento dos estudos e pesquisas realizados até o momento sobre o tema. Esse capítulo desempenha um papel fundamental, pois fornece o conhecimento científico prévio necessário para o desenvolvimento dos capítulos subsequentes.

1.3.3 Capítulo 3: Metodologia

Descreve a Entidade Gestora e as características do sistema de abastecimento de água, a localização da rede de abastecimento em estudo, assim como os ramais de

consumo da ZMC Ponte Eiras. De seguida, faz-se referência ao cadastro da rede, sendo este um ficheiro crucial uma vez que contém informação das condutas, nós e cotas de terreno. Para o estudo dos consumos, analisou-se os dados disponibilizados através de uma plataforma da AC, Águas de Coimbra, E.M., fornecidos para elaboração do trabalho. Por último, a modelação hidráulica teve por base a informação registada através dos ensaios *step-test* e comparação entre os caudais reais e os caudais da modelação pelo *software* EPANET no caudalímetro de entrada da ZMC.

1.3.4 Capítulo 4: Resultados e discussões

Neste capítulo, são examinados os dados obtidos a partir do modelo para os diferentes cenários considerados. Além disso, é apresentada uma proposta de aprimoramento da rede e realizada uma análise dos resultados obtidos.

1.3.5 Capítulo 5: Conclusão

Nesta secção são apresentadas as conclusões finais da análise realizada, verificando o cumprimento dos objetivos especificados do projeto aplicado e apresentando recomendações para novas pesquisas e investigações sobre o tema.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Considerações iniciais

Este capítulo, consiste em uma pesquisa bibliográfica sobre o estado da arte e as metodologias existentes na análise de fugas e perdas de água nos sistemas de abastecimento, onde será analisada a caracterização do sistema português, os zoneamentos, os estudos para controlo e localização de perdas e modelação hidráulica para análise dos parâmetros de uma rede de distribuição.

2.2 Abastecimento de água em Portugal

Portugal é um país que, segundo o censo de 2021, apresenta uma população de aproximadamente 10,34 milhões de pessoas, que se dispersam por cerca de 92,23 mil km² de área e encontra-se organizado administrativamente em distritos, em municípios, que constituem a base da estrutura administrativa do país, também denominados concelhos, geridos pelas Câmaras Municipais, e em freguesias, administradas por Juntas de Freguesia. Presentemente, Portugal é composto por 18 distritos, 159 cidades, 3.092 freguesias e 5841 vilas (INE, 2021).

O abastecimento público de água em Portugal tem experimentado uma evolução significativa nos últimos anos, graças a um esforço de investimento considerável, particularmente com o cofinanciamento proveniente dos fundos comunitários. Como pode ser observado na Figura 2.1, a cobertura do serviço de abastecimento de água era cerca de 80% no início da década de 90. Desde então, essa taxa tem aumentado continuamente e significativamente, alcançando 95% em 2011, com 99% nas áreas urbanas e 90% nas áreas rurais. A evolução do abastecimento público de água é uma demonstração do compromisso do país em garantir a disponibilidade desse recurso para as comunidades (Carvalho, 2014).

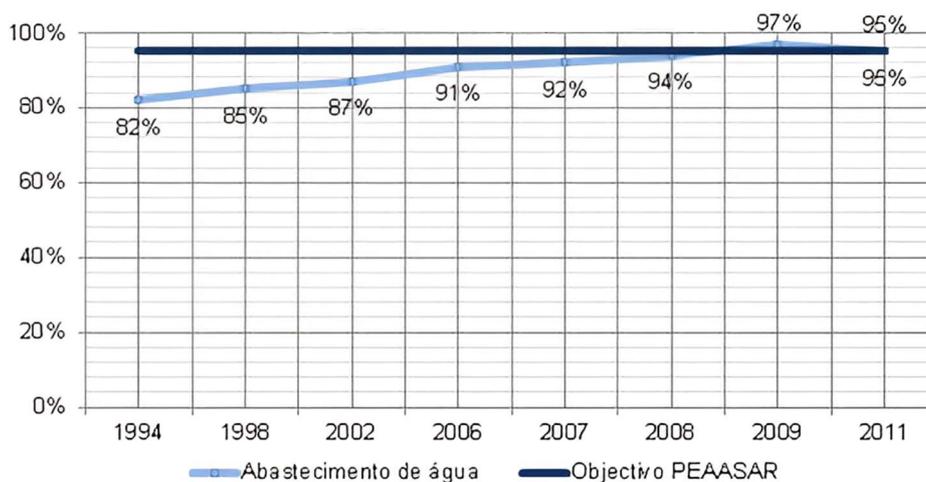


Figura 2.1 - Evolução da cobertura do serviço de abastecimento de água.

Fonte: INAG, 2010.

É importante destacar que a evolução significativa no setor do abastecimento público de água em Portugal continental tem sido notável nos últimos anos, isso pode ser observado na Figura 2.2, onde se evidencia um aumento significativo nos níveis de qualidade da água fornecida aos consumidores. Atualmente, é possível afirmar que 99% da água é controlada e de boa qualidade (água segura), enquanto em 1993 esse indicador se situava apenas em 50%. Essa melhoria no abastecimento de água tem sido o resultado de investimentos em infraestrutura, tecnologias avançadas e medidas regulatórias.

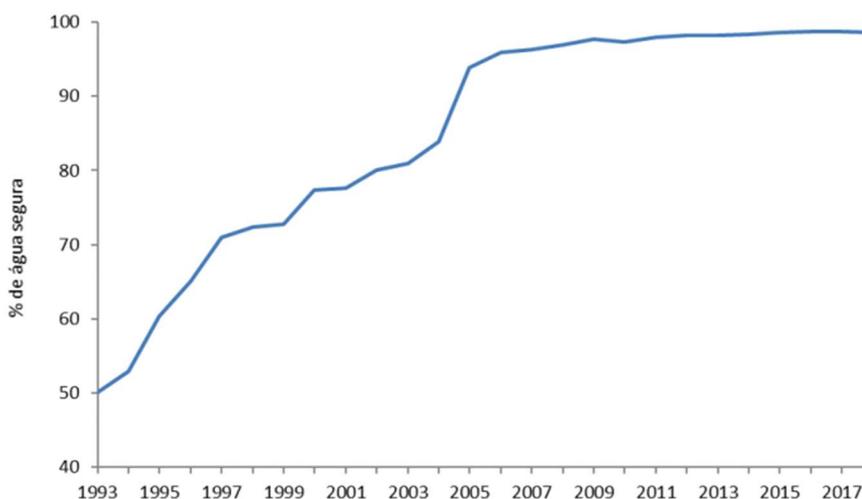


Figura 2.2 - Evolução do indicador de água segura entre 1993 e 2018.

Fonte: RASARP, 2020.

O valor econômico do mercado criado pela atividade deste setor é relevante, tanto em termos de investimento em infraestruturas, como em termos de gestão e exploração de sistemas e atividades complementares. A indústria da água tem-se mostrado como um setor de ponta em termos de crescimento, volume de investimentos, geração de emprego e promoção do desenvolvimento tecnológico. É importante destacar que a criação de novos sistemas multimunicipais de água e resíduos e a empresarialização dos serviços tem-se assistido ao crescimento e expansão deste setor em Portugal, embora tenha havido um abrandamento nos últimos anos e que a indústria dos serviços de água encontra-se ainda numa fase de crescimento e expansão, o que é fundamental para o desenvolvimento econômico e social (ERSAR, 2022).

2.2.1 Enquadramento legal e institucional

Os sistemas de abastecimento de água e saneamento, são regulamentados por diversas leis e normas jurídicas que visam garantir a eficiência e eficácia no uso desse recurso natural (Gonçalves, 2013).

Entre as principais leis de quadro e regimes legais que se destacam neste âmbito, encontram-se as seguintes:

- Definição de áreas de abrangência – Lei n.º 46/77, Decreto-Lei n.º 372/93, Lei n.º 88-A/97 e Lei n.º 35/2013, de 11 de junho;
- Do envolvimento do capital privado e da estruturação do setor em segmentos distintos – Decreto-Lei n.º 379/93, Decreto-Lei n.º 103/2003 e Decreto-Lei 195/2009;
- Das bases das concessões – Decreto-Lei n.º 319/94, Decreto-Lei n.º 222/2003 e Decreto-Lei n.º 162/96, Decreto-Lei n.º 147/95;
- Da regulação geral do setor – Decreto-Lei n.º 147/95, Decreto-Lei n.º 362/98, Decreto-Lei n.º 151/2002, Decreto-Lei n.º 207/2006, Lei n.º 53-F/2006, Lei n.º 2/2007 e Decreto-Lei n.º 277/2009;
- Da regulamentação de conceção, construção e exploração – Decreto-Lei n.º 207/94, Decreto Regulamentar n.º 23/95, Declaração de retificação n.º 153/95 e Decreto-Lei n.º 194/2009;

- Da regulação do setor empresarial local e a implementação das empresas municipais – Lei n.º 58/98, Lei n.º 53-F/2006;
- Das obrigações de serviço público e defesa dos utilizadores dos serviços públicos – Lei n.º 12/2008;
- Da consagração na legislação portuguesa de toda a regulamentação produzida na UE – Lei n.º 58/2005 e Lei n.º 54/2005;
- Do regime económico e financeiro dos recursos hídricos – Decreto-Lei n.º 97/2008;
- Da colaboração entre o governo central e as autoridades municipais para a administração e operação dos serviços. – Decreto-Lei n.º 90/2009;
- Da gestão das águas residuais em áreas urbanas e da preservação da qualidade da água para consumo humano. – Decreto-Lei n.º 152/97, Decreto-Lei n.º 149/2004 e Decreto-Lei n.º 198/2008; Decreto-Lei n.º 243/2001 e Decreto-Lei n.º 306/2007.

O enquadramento institucional da gestão da água é fundamental para o desempenho adequado do setor, pois estabelece as responsabilidades dos diferentes atores envolvidos, as normas de funcionamento e a articulação adequada com setores relacionados, tais como a drenagem e tratamento de águas residuais, a gestão dos recursos hídricos e o ordenamento do território. A definição e implementação de regras e responsabilidades claras são fundamentais para assegurar um abastecimento de água seguro e sustentável. Além disso, é importante destacar que a boa governança dos recursos hídricos é um elemento-chave para a promoção do desenvolvimento económico e social, bem como para a preservação do meio ambiente (Carvalho, 2014).

2.2.2 Modelos de Gestão

Segundo Oliveira (2013) o modelo de gestão dos serviços de fornecimentos das redes de abastecimento de água em Portugal é destinado entre o Estado e os municípios, onde, o Estado é responsável pelos sistemas multimunicipais e os municípios pelos sistemas municipais.

Os sistemas são considerados multimunicipais quando apresentam titularidade estatal que sirvam pelo menos dois municípios e exijam um investimento predominante

a efetuar pelo Estado em função de razões de interesse nacional, e sistemas municipais todos os outros, relativamente aos quais cabe aos municípios, isoladamente ou através de associações de municípios, definir o modo de organização e gestão, que podem ser designados de titularidade municipal (ERSAR, 2022).

Para garantir essa disponibilidade, diversos tipos de agentes têm sido utilizados, incluindo municípios, empresas municipais e intermunicipais, empresas públicas ou privadas concessionárias e empresas privadas prestadoras de serviços. Esses agentes são responsáveis por assegurar a eficiência e a eficácia no uso deste recurso natural valioso, desde a captação, transporte até a distribuição da água para o consumo público, garantindo assim a qualidade da água e preservando o meio ambiente (António, 2015).

Entre os diferentes modelos de gestão para o serviço de fornecimento de abastecimento de água, de saneamento de águas residuais urbanas e de gestão de resíduos, as Tabela 2.1 e Tabela 2.2 indicam para cada caso o tipo de entidade e de parceria.

Tabela 2.1 - Modelos de gestão utilizados em sistemas de titularidade estatal.

Modelo	Entidade gestora (EG)	Tipo de colaboração
Gestão direta	Estado (não existe atualmente qualquer caso)	Não aplicável
Gestão delegada	Empresa pública (existe apenas o caso da EPAL)	Não aplicável
Gestão concessionada	Empresa concessionária multimunicipal	Participação do Estado e municípios no capital social da entidade gestora concessionária

Fonte: ERSAR, 2011.

Em relação aos sistemas de abastecimento de água e saneamento municipais, existe a possibilidade de a gestão desses serviços ser realizada pelo setor privado, de acordo com o Decreto-Lei nº 194/2009. Isso significa que os modelos de gestão podem incluir opções como a realização direta dos serviços por parte do município ou empresa municipalizada, a delegação dos serviços para uma empresa criada em parceria com o

Estado, a delegação dos serviços para uma empresa do setor empresarial local, ou a concessão dos serviços para uma empresa privada (António, 2015).

Tabela 2.2 - Modelos de gestão utilizados em sistemas de titularidade municipal ou intermunicipal.

Modelo	Entidade gestora (EG)	Tipo de colaboração
Gestão direta	Serviços municipais	Não aplicável
	Serviços municipalizados ou intermunicipalizados	Colaboração entre dois ou mais municípios no caso de 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 (integrada no setor empresarial local ou do Estado)	Participação do Estado e municípios no capital social da EG da parceria
	Empresa do setor empresarial local sem participação do Estado (constituída nos termos da lei comercial ou como entidade empresarial local)	Eventual participação de vários municípios no capital social da EG, no caso de serviço intermunicipal, podendo ocorrer participação minoritária de capitais privados
	Junta de Freguesia e associação de utilizadores	Acordos ou protocolos de delegação entre município e Junta de Freguesia ou associação de utilizadores
Gestão concessionada	Empresa concessionária multimunicipal	Parceria Público-Privada (municípios e outras entidades privadas)

Fonte: ERSAR, 2011.

2.2.3 Caracterização das Entidades Gestoras (EG)

No setor de abastecimento de águas existem abundantes e variados tipos de entidades gestoras de sistemas de titularidade, sejam os modelos, do estado e municipais, ambos com diversos modelos de governo (Costa, 2019):

- Prestação direta do serviço, como serviços municipais, serviços municipalizados e associações de municípios;
- Delegação do serviço, como empresas municipais e intermunicipais, juntas de freguesia;
- Prestação do serviço através de parcerias entre entidades públicas;
- Concessão do serviço, como empresas concessionárias multimunicipais e empresas concessionárias municipais.

As entidades gestoras dos sistemas de abastecimento público podem prestar o serviço de abastecimento de água através de duas modalidades, a saber: prestação de serviço em alta pressão (ou "em alta") e prestação de serviço em baixa pressão (ou "em baixa").

2.2.3.1 Entidades Gestoras “Em alta”

A Entidade gestora de sistema de abastecimento público em alta, é responsável por todos os aspetos relacionados ao consumo público, incluindo a captação, o tratamento de água, o armazenamento e o transporte da água até o ponto de distribuição para o consumo final (consumidor). Esta entidade é responsável pelos componentes do sistema que antecedem a distribuição de água ao consumidor, e que perfaz a ligação entre o meio hídrico e o sistema de baixa (Costa, 2019).

A Figura 2.3 apresenta a distribuição geográfica das entidades gestoras do serviço de abastecimento público de água em alta.

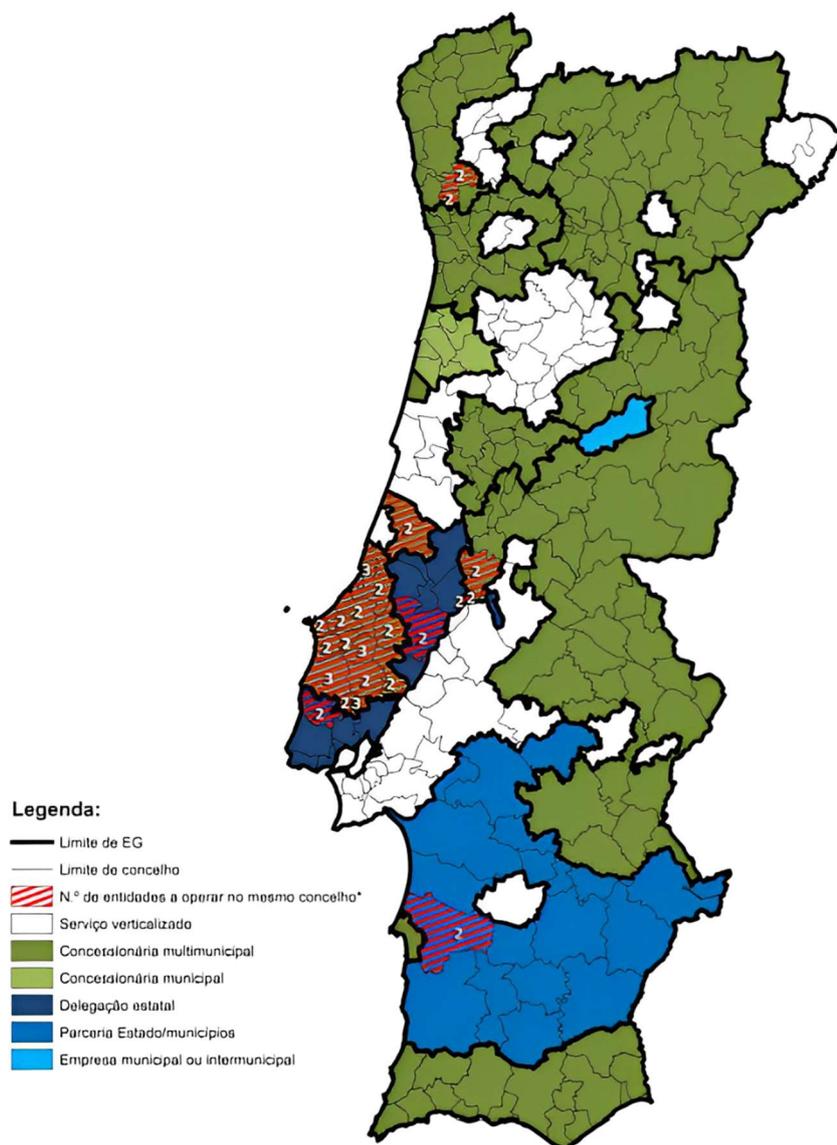


Figura 2.3 - Distribuição das entidades gestoras de serviços de abastecimento de água em alta.

Fonte: RASARP, 2020.

2.2.3.2 Entidades Gestoras “Em baixa”

A entidade responsável pelo sistema de abastecimento público "em baixa" é encarregada de garantir o armazenamento, elevação e distribuição de água para o consumo humano, conectando-se com os sistemas individuais através de ramais de ligação. Portanto, é composta por componentes que conectam o sistema "em alta" ao usuário final (Costa, 2019).

A Figura 2.4 apresenta a distribuição geográfica das entidades gestoras do serviço de abastecimento público de água em baixa.

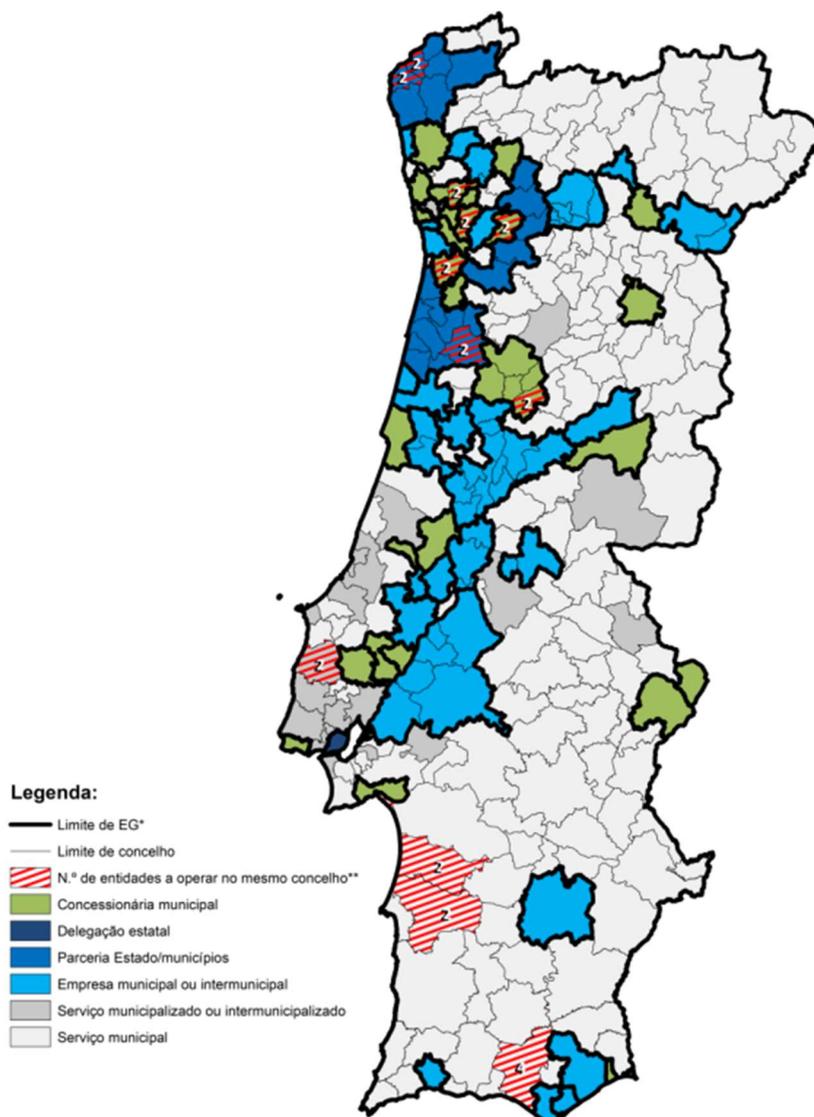


Figura 2.4 - Distribuição das entidades gestoras de serviços de abastecimento de água em baixa.

Fonte: RASARP, 2020.

2.3 Caracterização dos sistemas de abastecimento de água

Os sistemas de abastecimento de água (SAA) possuem infraestruturas capazes de produzir e distribuir água para os mais diversificados tipos de consumidores, sejam eles industriais, residenciais e públicos. Os sistemas compreendem todos os tipos de componentes hidrológicos e hidráulicos, que dividem em bacias para captação de água, reservatórios de armazenamento, estruturas de transportes em todas as etapas e bombagem, quando necessário (Alegre *et al.*, 2005).

Para que se tenha um bom SAA, primeiramente é necessário escolher um melhor meio para captação de água, uma vez que a água deve apresentar uma boa qualidade e

que tenha bons índices relativos aos fatores económicos. Esta captação consiste na retirada da água bruta em pontos de extração, que em seguida são enviadas para as estações de tratamento de água ou diretamente para o sistema de adução e de distribuição. Dada a entrada de água nas estações de tratamento produz-se água potável pronta para seguir caminho até aos sistemas de adução (Carvalho, 2014).

Para um bom desempenho de um SAA procura-se à construção de reservatórios de água, onde torna-se possível armazenar água em períodos de consumos mais baixos e posteriormente utilizá-la quando um maior consumo. Por fim, o transporte final é realizado por intermédio de condutas distribuidoras, levando a água do reservatório até ao consumidor final (Godinho, 2018).

A Figura 2.5 representa um esquema geral das principais entradas e saídas de água num SAA. Para que um sistema fosse perfeito ou ideal, as perdas de água deveriam ser nulas, traduzindo um caudal de entrada igual ao de saída. Contudo, isso nem sempre se verifica, e depende de vários fatores para que se possa alcançar este feito (Alegre *et al.*, 2005).

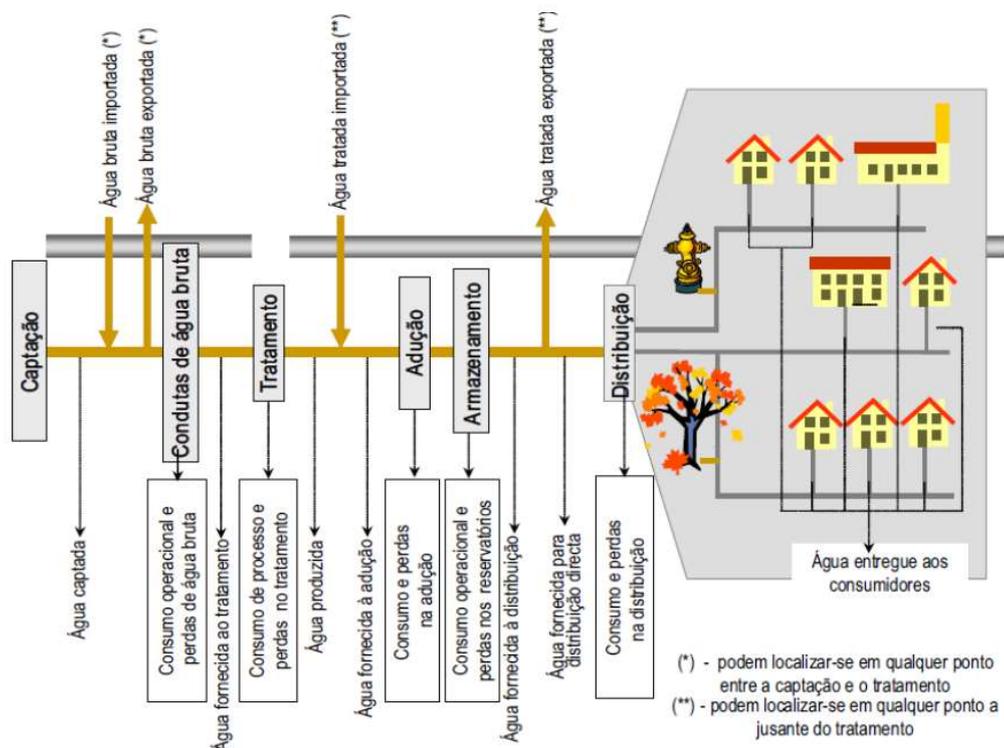


Figura 2.5 - Sistema de abastecimento de água.

Fonte: Alegre *et al.*, 2005.

2.3.1 Captação

A captação de água para abastecimento tem diferentes origens: água pluvial, água superficial ou água subterrânea (Carvalho, 2014);

- Água Pluvial

É água captada da superfície de telhados e posteriormente encaminhada para cisternas de armazenamento, para o abastecimento individual. Há situações em que se preparam superfícies de captação sendo a água encaminhada para reservatórios destinados ao abastecimento de populações com consumos reduzidos.

- Água superficial

Trata-se de água à superfície, como cursos de águas ou lagos, ondem existes caudais disponíveis para a sua captação e que não comprometa os caudais mínimos a garantir no curso de água. Em casos onde apresentam caudais baixos ou insuficientes às necessidades de abastecimento, podem recorrer a albufeiras de regularização, construindo um açude ou barragens. Em caso de escassez de água doce, uma das soluções passa pela captação da água do mar, tendo em conta o custo e o tempo associado à dessalinização.

- Água subterrânea

As águas subterrâneas são captadas de aquíferos, que são formações geológicas com suficiente permeabilidade e capacidade de armazenamento. A captação desta água pode realizar-se a diferentes profundidades ou, até, à superfície, nos casos de afloramento superficial do aquífero (nascentes e percolação de água).

A Tabela 2.3 abaixo, mostra as diferentes características dos diferentes tipo de captação. Para que se tenha uma caracterização exata dos tipos de avaliação, são necessários vários ensaios laboratoriais, sendo possível enumerar, a título meramente indicativo, algumas características associadas a cada uma das origens.

Tabela 2.3 - Características das águas captadas.

	Água Pluvial	Água Superficial	Água Subterrânea
Quantidade	Reduzida	Elevada	Variável
Qualidade	Boa	Variável	Boa
Facilidade de Captação	Grande	Razoável	Reduzida

Fonte: Figueiredo, M.P., 2012.

2.3.2 Armazenamento

Durante o ciclo diário do abastecimento de água das redes, pode ocorrer oscilações ao longo do dia, que por norma no período diurno ocorre maior variação em relação ao período noturno, devido aos consumos e diferenças de pressões. Uma maneira para evitar essa variação e apresentar níveis suficientes para o abastecimento é a utilização dos reservatórios que apresentam várias funcionalidades, entre elas pode-se destacar as seguintes (Carvalho, 2014);

- Servir de meio de regularização, compensando as flutuações de consumo face à adução:
 - (a) Regularização diária (entre horas do dia).
 - (b) Regularização inter-diária (entre dias do ano).
- Constituir reservas de emergência para combate a incêndios ou para assegurar a distribuição em casos de interrupção voluntária ou acidental do sistema de montante.
- Equilibrar as pressões na rede de distribuição.
- Regularizar o funcionamento das bombagens.

Os reservatórios devem estar o mais próximo possível do centro de gravidade dos locais de consumo, com cota que garanta as pressões mínimas em toda a rede. Em zonas acidentadas criam-se patamares de pressão, podendo existir vários reservatórios em áreas muito extensas. Nos casos em que a expansão se dá apenas numa direção, poderá existir um reservatório de extremidade a um nível inferior para equilibrar as pressões na rede (Moura, 2017).

2.3.3 Redes de distribuição

As redes de distribuição de água são caracterizadas por suas condutas e elementos acessórios serem capazes de distribuir água a população em boas condições para a utilização e respeitados todos os índices técnicos de velocidade, pressão e qualidade. Existem vários tipos de redes de distribuição, diferenciando-se pela disposição das condutas no espaço e conseqüente percurso do caudal na rede (Carvalho, 2014).

Os principais tipos de redes e mais utilizadas são as redes ramificadas e emalhadas (Decreto Regulamentar nº23/95 de 23 de agosto);

- Redes Ramificadas

São constituídas por um único percurso entre o reservatório, representado na Figura 2.6, e qualquer ponto da rede.

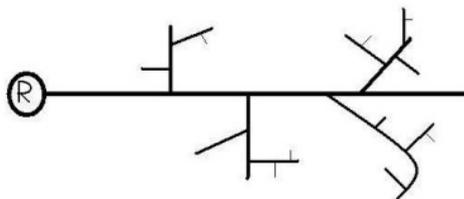


Figura 2.6 - Rede ramificada.

Fonte: Godinho, 2014.

Neste tipo de redes, devido ao sentido único realizado pelo escoamento, os sedimentos podem acumular-se nos pontos terminais, originando a obstrução parcial ou total da conduta, dificultando a chegada de água às habitações. Em caso de avaria, o abastecimento é interrompido para jusante, representado um fator negativo. As variações do consumo ao longo do tempo têm elevada influência nas pressões registadas na rede, podendo levar a reclamações por parte dos clientes (Godinho, 2018).

- Redes Emalhadas

Nas redes emalhadas, representado na Figura 2.7, as condutas fecham-se constituindo malhas.

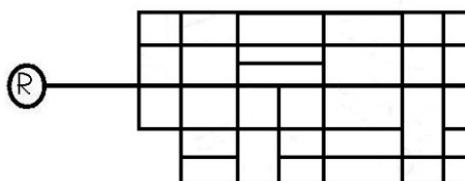


Figura 2.7 - Rede emalhada.

Fonte: Godinho, 2018.

Em sistemas de escoamento emalhado, a capacidade de fluxo é bidirecional, o que permite uma maior flexibilidade na gestão do fluxo. Em caso de falhas no sistema, a interrupção do fluxo é limitada apenas à secção afetada, e não tem impacto significativo sobre o fornecimento para as áreas jusante. Além disso, esses sistemas são relativamente insensíveis às variações de pressão decorrentes de variações no consumo. No entanto, a

implementação de sistemas de escoamento em malha requer um planeamento cuidadoso e uma análise hidráulica mais complexa, incluindo a seleção e dimensionamento adequado de acessórios hidráulicos (Carvalho, 2014).

De acordo com o Decreto Regulamentar nº23/95 de 23 de agosto, no Art.21º, as pressões admissíveis na rede de distribuição de água são estabelecidas entre 100 KPa a 600 KPa, para pressão mínima e máxima, respetivamente. Além disso, o decreto não permite variações de pressão em cada nó do sistema, ao longo do dia, superiores a 300 KPa. Estas especificações de pressão são estabelecidas para garantir a segurança e a eficiência do sistema de distribuição de água, bem como para garantir que os consumidores tenham acesso a água com pressão adequada para as suas necessidades.

Segundo Carvalho (2014), a pressão na rede de distribuição de água é determinada pela diferença de altura entre o nível da água no reservatório e o ponto onde se deseja medir a pressão, levando em conta as perdas de pressão ao longo do caminho. A pressão máxima ocorre geralmente durante períodos de baixo consumo, como à noite, enquanto a pressão mínima ocorre durante períodos de consumo alto, geralmente durante o dia. As condutas da rede são projetadas para lidar com a maior quantidade de água necessária, geralmente calculada como o caudal médio anual multiplicado por um fator de ponta horário, como mostrado na Equação (1).

$$Q_p = f_p \times Q_{ma} \quad (1)$$

Sendo,

Q_p : Caudal de ponta instantâneo [l/s]

f_p : Fator de ponta instantâneo [adimensional]

Q_{ma} : Caudal médio anual [l/s]

Segundo o regulamento, a pressão mínima na rede pública em relação ao número de pisos acima do solo é dada pela Equação (2) (Decreto-Lei nº nº23/95, 1995).

$$H = 100 + 40n \quad (2)$$

Sendo,

H: Pressão mínima [KPa]

N: Número de pisos acima do solo, incluindo o rés-do-chão [nº de pisos]

No processo de dimensionamento hidráulico, é importante considerar a eficiência econômica, buscando utilizar diâmetros de condutas que sejam os mais adequados possíveis. De acordo com o Decreto Regulamentar nº23/95 - Artigo 21º, a velocidade do caudal de pico no horizonte de projeto deve ser controlada de acordo com a Equação (3), para garantir que as condutas sejam dimensionadas de forma adequada. Esta equação é crucial para otimizar a eficiência econômica do sistema, enquanto ao mesmo tempo garante que os requisitos de fluxo e pressão sejam atendidos de acordo com as normas regulamentares (Decreto-Lei nº nº23/95, 1995).

$$V = 0,127D^{0,4} \quad (3)$$

Sendo,

V: Velocidade de escoamento [m/s]

D: Diâmetro interno da tubagem [mm]

É fundamental garantir que a velocidade de escoamento para o caudal de ponta no início de exploração do sistema seja adequada para evitar problemas de sedimentação e manutenção. Segundo as normas regulamentares, a velocidade de escoamento mínima para o caudal de ponta não deve ser inferior a 0,3 m/s, para garantir uma boa performance do sistema. Em caso de condutas onde essa velocidade não pode ser atendida, é necessário prever dispositivos específicos para descarga periódica, a fim de garantir a eficiência e a segurança do sistema (Decreto-Lei nº nº23/95, 1995).

No que diz respeito à circulação de água entre a rede pública e os dispositivos de consumo, o regulamento em questão (Decreto Regulamentar nº23/95 – Anexo III) especifica que a conexão entre o sistema público e os dispositivos de utilização é composta por uma série de componentes, como ilustrado na Figura 2.8.

- Ramal de ligação: canalização entre a rede pública e o limite da propriedade a servir.

- Ramal de introdução coletivo: canalização entre o limite da propriedade e os ramais de introdução individuais dos utentes.
- Ramal de introdução individual: canalização entre o ramal de introdução coletivo e os contadores individuais dos utentes ou entre o limite da propriedade e o contador, no caso de edificio unifamiliar.
- Ramal de distribuição: canalização entre os contadores individuais e os ramais de alimentação.
- Ramal de alimentação: canalização para alimentar os dispositivos de utilização.
- Coluna: troço de canalização de prumada de um ramal de introdução ou de um ramal de distribuição.

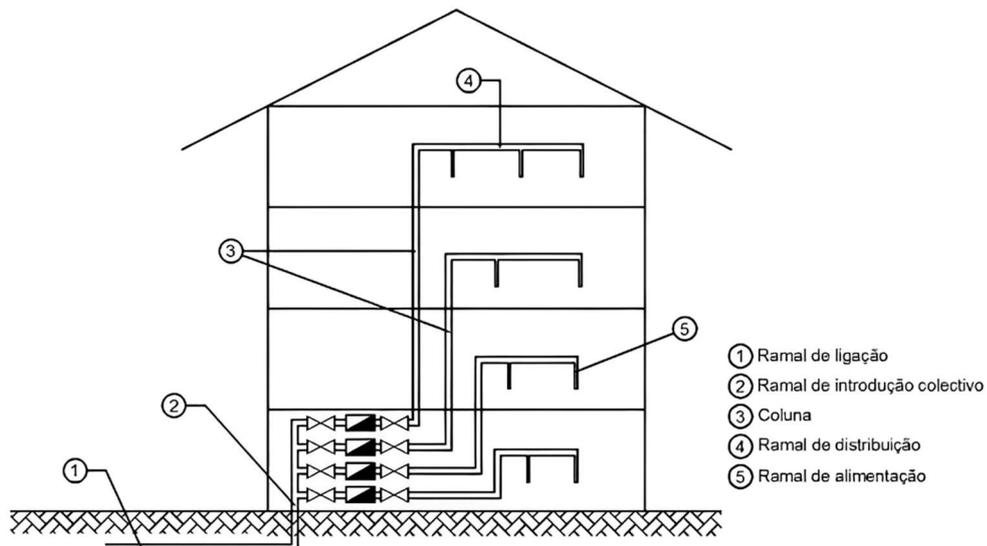


Figura 2.8 - Ligação entre o sistema público e os dispositivos de utilização.

Fonte: Pedroso, 2007.

2.3.4 Tubagens e Acessórios

Segundo Dias (2004), os sistemas de abastecimento de água e drenagem de águas residuais transportam água e podem ser feitos com diferentes materiais, como fibrocimento (FC), ferro fundido dúctil (FFD), policloreto de vinilo (PVC), polietileno de alta densidade (PEAD) e poliéster reforçado com fibra de vidro (PRFV). No presente

subcapítulo, analisou o campo de aplicação, as características físicas e as dimensões disponíveis no sistema de abastecimento de água a montante do predial.

2.3.4.1 Fibrocimento (FC)

As condutas de fibrocimento, compostas por fibras de amianto e cimento, foram amplamente utilizadas nas décadas de 60 e 70 para condutas em pressão, apresentavam pressões nominais de 30, 60, 90, 120 e 150 m.c.a. No entanto, devido à natureza cancerígena do amianto, o uso deste material tem sido progressivamente abandonado. Apesar disso, ainda há extensões significativas de condutas de fibrocimento presentes em redes mais antigas (Grilo, 2007).

2.3.4.2 Ferro fundido dúctil (FFD)

As condutas de ferro fundido dúctil são especialmente apropriadas para sistemas de abastecimento e distribuição de água, condutas fixas de irrigação e transporte de produtos químicos agressivos devido a sua resistência a pressão. Essas condutas podem ser encontradas com diferentes tipos de conexão, incluindo juntas automáticas simples ou travadas e juntas flangeadas. São fornecidas em comprimentos variáveis com diâmetros nominais que variam entre 60 mm e 2000 mm, e permite pressão de serviço de até 640 m.c.a. (Grilo, 2007).

2.3.4.3 Policloreto de vinilo (PVC)

As condutas de policloreto de vinilo (PVC) lisas são amplamente utilizadas em sistemas sob pressão com superfície livre. Permite pressões de serviço de até 160 m.c.a e apresentam diâmetros de 32 a 800mm. São comumente utilizadas em sistemas de abastecimento de água, de irrigação e para transporte de produtos químicos (Grilo, 2007).

2.3.4.4 Polietileno de alta densidade (PEAD)

As tubagens de polietileno de alta densidade são ideais para o transporte de água em diversos sistemas, como abastecimento, rega, captação, estações elevatórias, drenagem de águas residuais e pluviais, emissários submarinos, estações de tratamento e transporte de produtos químicos agressivos ou sólidos. Permite pressão nominal entre PN 3,2 e PN 20, e apresentam diâmetros entre 25 e 1200mm (Grilo, 2007).

2.3.4.5 *Poliéster reforçado com fibra de vidro (PRFV)*

As tubagens de poliéster reforçado com fibra de vidro são adequadas para sistemas de abastecimento de água, drenagem de águas residuais e industriais, emissários submarinos e reabilitação de tubagens, pois podem ser aplicadas no interior de tubagens existentes. Essas condutas são capazes de suportar temperaturas de líquido até 90 °C. Permite pressão nominal de 0.1, 0.6, 1.0 e 1.6 MPa, e apresentam diâmetros entre 200 e 2400 mm (Grilo, 2007).

Em síntese os materiais mais comumente usados em sistemas de abastecimento de água incluem o polietileno de alta densidade (PEAD) e o policloreto de vinilo (PVC) para diâmetros menores até 200 mm e o ferro fundido dúctil (FFD), para diâmetros maiores a partir de 200 mm.

2.4 **Análise das Perdas de Água**

Este subcapítulo aborda a análise das perdas de água, dividindo-as em duas categorias principais: perdas aparentes e perdas reais. Compreender essas categorias é fundamental para desenvolver estratégias eficazes de redução das perdas e promover a gestão sustentável dos recursos hídricos.

2.4.1 *Perdas Aparentes*

Segundo Gonçalves (2007), as perdas aparentes, também designadas por perdas não físicas, referem-se à água que é efetivamente consumida, mas que não é medida devido a erros do respetivo equipamento, ou que é consumida sem a devida autorização. Estas perdas estão relacionadas com as ligações clandestinas e/ou irregulares, fraudes nos hidrantes, erros de micromedição e macromedição, erro de leitura, etc.

Uma vez que a água atinge o destino final, no caso o consumidor, pode-se dizer que o sistema não constitui qualquer tipo de rotura ou fuga (Moura, 2017).

As perdas aparentes podem ser divididas em dois grupos distintos, erros de medições e usos não autorizados (Martinho, 2013);

- Erros de Medições.
 - a) Erros de medição em condições normais;

- b) Erros de medição por deficiente dimensionamento ou instalação;
- c) Erros de leitura ou registo;
- d) Leituras em falta por dificuldades de acesso aos contadores (dentro das habitações);
- e) Erros de medição por avaria (“natural” ou por violação do equipamento).
- Usos não autorizados
 - a) Bypass e ligações diretas;
 - b) Utilização indevida de água dos hidrantes.

De acordo com Martinho (2013) para reduzir as perdas aparentes no sistema de abastecimento de água, algumas medidas podem ser utilizadas, onde podem atuar de várias maneiras diferentes. A Figura 2.9, exemplifica algumas destas medidas.

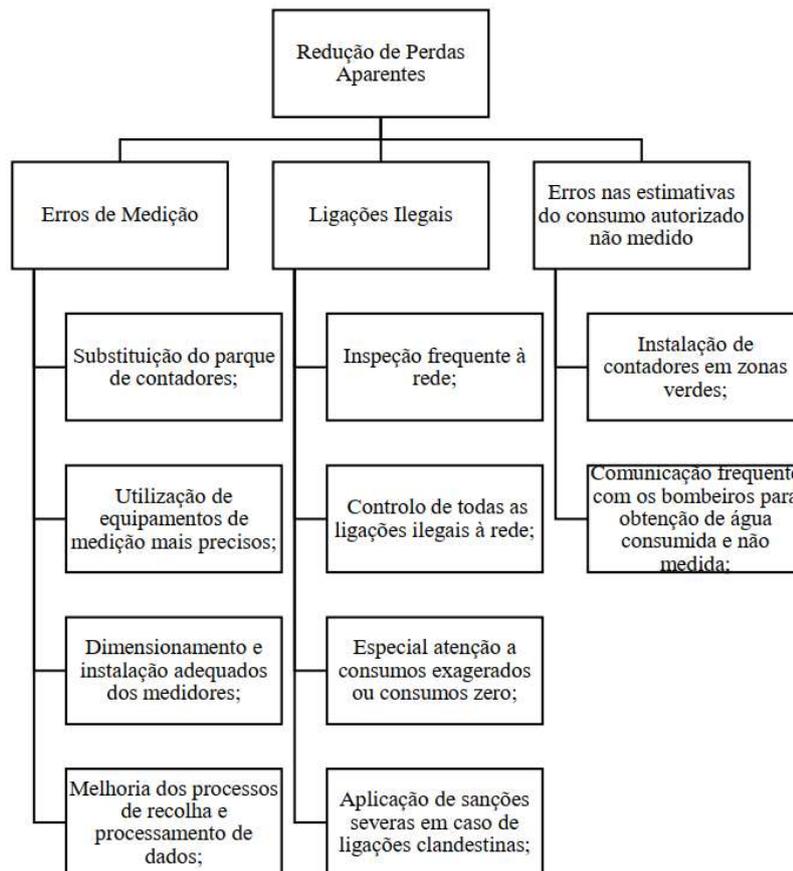


Figura 2.9 - Modos de reduzir as perdas aparentes em sistemas de abastecimento de água.

Fonte: Martinho, 2013.

2.4.2 Perdas Reais

Toda a água que tem entrada no sistema, e que não chega às instalações dos utilizadores, pode ser definida como perdas reais, também conhecidas de perdas físicas. Estas perdas são as decorrentes de roturas ou fugas em condutas adutoras ou distribuidores, subadutoras, redes, ramais, conexões, às trincas estruturais e físsuras nas impermeabilizações de reservatórios (Gonçalves *et al.*, 2007).

Contudo as fugas podem ser definidas em visíveis ou não visíveis, onde as primeiras são facilmente identificadas e reparadas, enquanto que as segundas são de difícil deteção e solução, e se subdividem em não detetáveis e detetáveis (Barros, 2015). A Figura 2.10, apresenta os critérios de classificação das fugas no sistema de abastecimento de água.

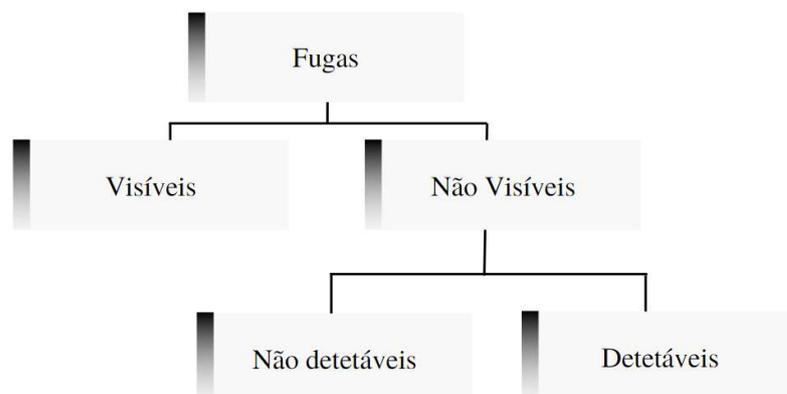


Figura 2.10 - Classificação das Perdas.

Fonte: Adaptado de Zaniboni, 2009.

As perdas visíveis são facilmente notadas pela população, que notifica a empresa prestadora de serviços de saneamento. Portanto, a reparação é normalmente feita em um curto espaço de tempo. Já para as perdas não visíveis, as águas não afloram à superfície, infiltram-se na terra, formando fluxos internos no solo. Portanto, leva-se um longo tempo para localizá-los e consertá-los, visto que são necessárias inspeções especiais através de equipamentos de pesquisa para a sua deteção (Zaniboni, 2009).

As perdas reais podem ser divididas em três grupos, segundo Thornton (2003), sendo três destas classes representadas pela Figura 2.11 abaixo.

- Perdas por fugas e roturas reportadas: afluem à superfície, sendo visíveis pela população que procede à sua comunicação, e são caracterizadas por caudais

elevados, curta duração, frequentemente visíveis e com estragos associados, a que correspondem volumes perdidos moderados (Martinho, 2013).

- Perdas por fugas e roturas não reportadas: são perdas em que a água não é visível na superfície, porém são detetáveis por equipamentos acústicos. São caracterizadas por caudais médios, duração e volumes dependentes da abordagem de controlo de perdas (Martinho, 2013).
- Perdas de base (background leakage): ocorrem através de pequenas fugas, indetetáveis com os equipamentos de deteção correntemente disponíveis e tipicamente caracterizadas por caudais baixos, longa duração e, por isso, com grandes volumes perdidos (Sardinha *et al.*, 2017).

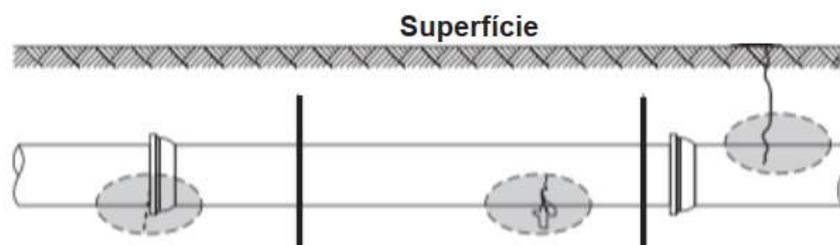


Figura 2.11: Parcelas das perdas reais.
 Fonte: Adaptado Thornton *et al.*, 2008.

Dados da ERSAR de 2013, mostram que os sistemas de distribuição de água, apresentam para cada 100 quilómetros uma quantidade de 50 roturas/fugas, ou seja, concluir-se que existe um déficit no estado geral das condutas e acessórios constituintes dos sistemas (Barros, 2015).

É possível determinar o volume total perdido nas fugas de água pela Equação (4) abaixo;

$$\begin{aligned}
 & \text{Volume total de fugas} \\
 & = N^{\circ} \text{ de reparações} \times \text{caudal médio estimado da fuga} \times \text{duração médio das fugas}
 \end{aligned}
 \tag{4}$$

Entre as várias maneiras e estratégias para tentar solucionar e reduzir as perdas reais, destaca-se os seguintes métodos, mostrados na Figura 2.12.

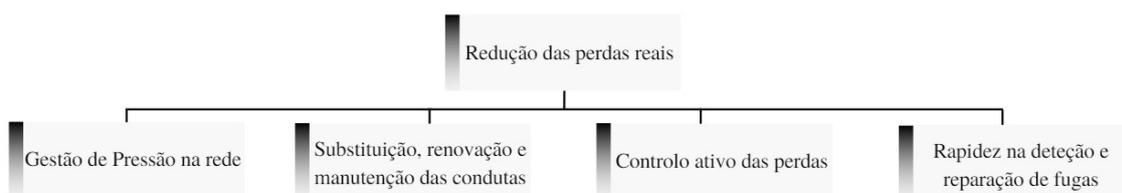


Figura 2.12 - Modos de reduzir as perdas reais em sistemas de abastecimento de água.

Fonte: Adaptado de Miya, 2010.

2.5 Quantificação de Perdas

A avaliação das perdas de água em um sistema de abastecimento não é uma tarefa fácil, pois requer cálculos complexos e não pode ser feita diretamente, é preciso um processo iterativo, tanto para os valores medidos quanto para os estimados. O Balanço Hídrico permite uma visão geral das perdas, mas para uma análise mais precisa, é necessário usar outros métodos, como o Caudal Mínimo Noturno (CMN), para as quais é mais fácil de estimar as várias componentes do consumo e das perdas reais e aparentes (Gomes, 2011).

A Figura 2.13 apresenta os métodos recomendados para as entidades gestoras garantir a gestão das perdas de água.

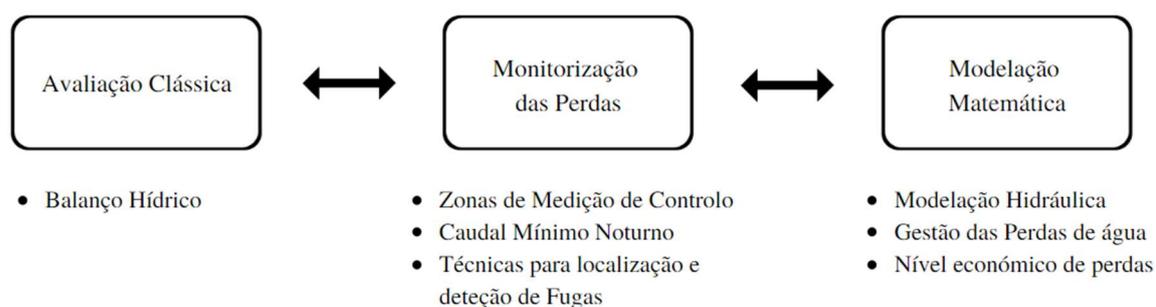


Figura 2.13 - Métodos para gestão das perdas de água.

Fonte: Adaptado de Havlik, 2006.

2.5.1 Balanço Hídrico

Para Gomes (2011), a auditoria do uso da água é de essencial importância e torna-se um instrumento indispensável para a avaliação interno de uma Entidade Gestora,

quando realizada anualmente e de forma sistemática. Por outro lado, a importância do controlo de perdas de água faz com que, em sua maioria, as auditorias estejam relacionadas com estas componentes, e dirigidas para a realização do balanço hídrico.

O balanço hídrico deve ser abordado sempre que seja necessário comprovar a eficiência em relação a outras entidades gestoras ou entre zonas de um mesmo sistema com características distintas, que por sua vez relacionados com as perdas de água, entre os quais: a característica do material e o comprimento das condutas, topografia, solicitação do sistema, pressão média de serviço quando o sistema se encontra pressurizado, qualidade de manutenção e operação do sistema (Marques, 2005).

A Figura 2.14 esquematiza os diversos tipos de perdas existentes num sistema de abastecimento de água, tanto as perdas reais, quanto as perdas aparentes, e a Figura 2.15 são indicados os principais pontos de monitorização do caudal, desde a captação até à zona de consumo.

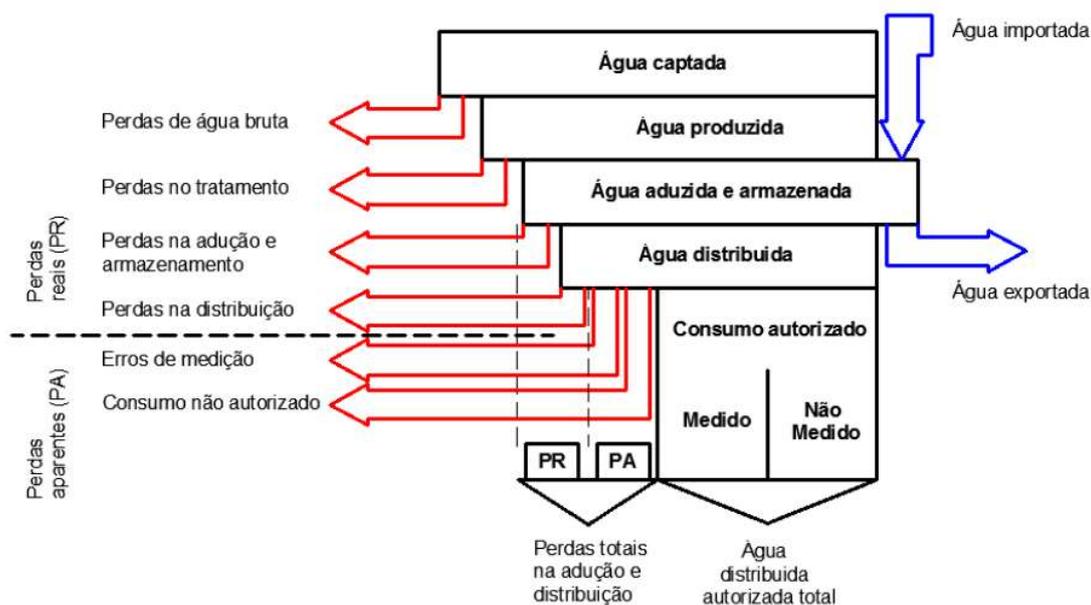


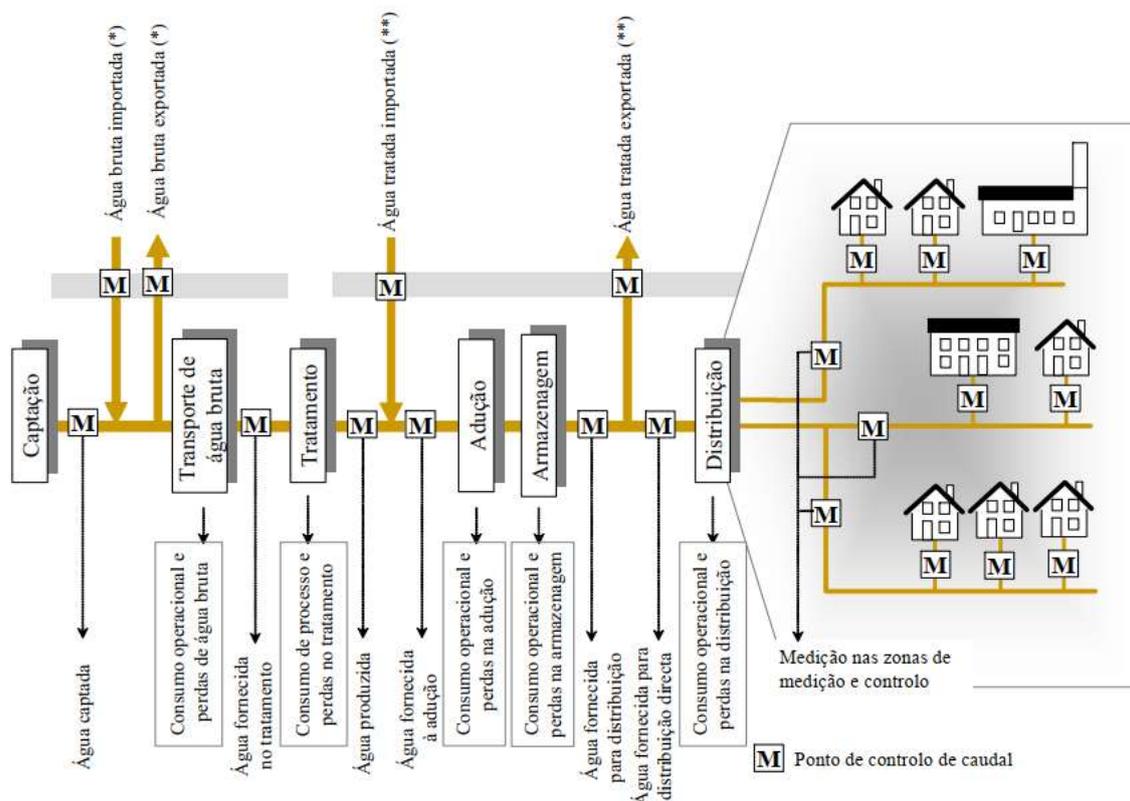
Figura 2.14 - Perdas existentes em um sistema de abastecimento de água.

Fonte: Mendes, 2003.

O cálculo do balanço inicia-se com a estimativa da água entrada no sistema, seguida da aferição das componentes de consumo autorizado. As perdas de água resultam

da diferença entre a água entrada e o consumo autorizado, procedendo-se à estimativa das perdas aparentes e, por último, das perdas reais (Alegre *et al.*, 2005).

Para ser calculado o balanço hídrico padrão normalmente é considerado um período de 12 meses, que é relacionado com as estimativas dos volumes de água em cada ponto de monitorização do caudal (controlo de caudal - M) assinalado na Figura 2.15 abaixo.



(*) - a importação ou a exportação de água bruta podem ocorrer em qualquer ponto a montante do tratamento
 (**) - a importação ou a exportação de água tratada podem ocorrer em qualquer ponto a jusante do tratamento

Figura 2.15 - Componentes do balanço hídrico e localização dos pontos de controlo de caudal.

Fonte: Alegre *et al.*, 2004.

A Figura 2.16 exemplifica o procedimento de cálculo para o balanço hídrico, de acordo com a terminologia recomendada pela *International Water Association* (IWA) (Lambert e Hirner, 2000; Alegre *et al.*, 2005).

		Consumo Autorizado, Faturado [m ³ /ano]	Faturado, Medido [m ³ /ano]	Água Faturada [m ³ /ano]
		A10	A8	
	Consumo Autorizado [m ³ /ano]		Faturado, Não-Medido [m ³ /ano]	A20
	A14		A9	
		Consumo Autorizado, Não Faturado [m ³ /ano]	Não Faturado, Medido [m ³ /ano]	Água Não Faturada [m ³ /ano]
		A13	A11	
			Não Faturado, Não Medido [m ³ /ano]	
			A12	
Volume entrado no sistema [m ³ /ano]		Perdas Aparentes [m ³ /ano]	Consumo Não Autorizado [m ³ /ano]	A21
A3		A18	A16	
			Erros de Medição [m ³ /ano]	
			A17	
	Perdas de água [m ³ /ano]		Fugas nos Reservatórios/Adutoras [m ³ /ano]	
A15		Perdas Reais [m ³ /ano]	Fugas e Ruturas na Rede [m ³ /ano]	
		A19	Fugas nas Ligações [m ³ /ano]	

Figura 2.16 - Componentes do balanço hídrico.

Fonte: Alegre *et al.*, 2005.

Para calcular a água não faturada e as perdas de água é necessário seguir 9 passos, descritos no Guia técnico n.º 1 do IRAR - Indicadores de desempenho para serviços de abastecimento de água;

- **Passo 0:** Definir os limites exatos do sistema (ou sector de rede) a auditar e as datas de referência (definir um período de um ano);
- **Passo 1:** Determinar o volume de água entrada no sistema e introduzir na coluna A;

- **Passo 2:** Calcular o consumo faturado medido e o consumo faturado não medido e incluir na coluna D e introduzir o total destes como consumo autorizado faturado (coluna C) e como água faturada (coluna E);
- **Passo 3:** Determinar o volume de água não faturada (coluna E) subtraindo a água faturada (coluna E) à água entrada no sistema (coluna A);
- **Passo 4:** Definir o consumo não faturado medido e o consumo não faturado não medido na coluna D e registrar o total em consumo autorizado não faturado na coluna C;
- **Passo 5:** Somar os volumes correspondentes ao consumo autorizado faturado e ao consumo autorizado não faturado da Coluna C e introduzir o resultado como consumo autorizado (coluna B);
- **Passo 6:** Calcular as perdas de água (coluna B) como a diferença entre a água entrada no sistema (coluna A) e o consumo autorizado (coluna B);
- **Passo 7:** Avaliar, usando os melhores métodos disponíveis, as parcelas do uso não autorizado e dos erros de medição (coluna D), somá-las e registrar o resultado em perdas aparentes (coluna C);
- **Passo 8:** Calcular as perdas reais (coluna C) subtraindo as perdas aparentes (coluna C) às perdas de água (coluna B);
- **Passo 9:** Avaliar as parcelas das perdas reais (coluna D) usando os melhores métodos disponíveis (análise de caudais noturnos, dados de medição zonada, cálculos de frequência/caudal/duração das roturas, modelação de perdas baseadas em dados locais sobre o nível base de perdas, entre outros), somá-las e comparar com o resultado das perdas reais (coluna C).

Para Carvalho (2014) o cálculo completo do Balanço Hídrico com uma exatidão razoável é particularmente difícil quando uma boa parte dos valores inseridos são obtidos por estimativa até mesmo no caso do consumo faturado medido, pois existe uma parte significativa dos clientes a quem não são feitas contagens.

A execução do balanço hídrico é de essencial importância para análise da eficiência do sistema de abastecimento de água, além de contribuir para a análise das perdas de água reais e aparentes, pode contribuir para o desenvolvimento de técnicas e

gestão mais eficientes, como controle mais eficaz nas medições, distribuições e captações de água (Silva Júnior, 2016).

2.5.2 *Análise dos Componentes*

A eficiência dos sistemas de abastecimento de água é crucial para garantir o uso produtivo e sustentável, no entanto, mesmo os sistemas de distribuição mais recentes podem apresentar perdas de água. As perdas reais são calculadas subtraindo as perdas aparentes do volume total de perdas. Contudo, é importante notar que o cálculo das perdas aparentes pode não ser preciso, por isso, recomenda-se realizar uma análise detalhada dos componentes do sistema depois de calcular o balanço hídrico, para garantir a precisão dos resultados (Farley *et al.*, 2003).

A análise dos componentes dos sistemas de abastecimento de água é fundamental para avaliar a eficiência e identificar pontos críticos de perdas. Dentre as componentes a serem analisadas, incluem-se:

- Perdas em nós e condutas de distribuição;
- Fugas e volumes extravasados em reservatórios;
- Perdas nos ramais de ligação (até ao contador);

A identificação precisa dessas perdas é crucial para a implementação de medidas corretivas, contribuindo para o uso sustentável e eficiente deste recurso.

As perdas na distribuição de água são geralmente visíveis devido a grandes vazamentos. Em alguns casos, esses vazamentos podem causar danos a propriedades, veículos e vias. Para calcular essas perdas, é preciso conhecer o volume médio dos vazamentos, o número de vazamentos consertados ao longo do ano e a duração de cada vazamento, conforme Equação (1) mostrado no 2.4.2 (Lambert, 1994).

$$\begin{aligned} & \text{Volume total de fugas} \\ & = N^{\circ} \text{ de reparações} \times \text{caudal médio estimado da fuga} \times \text{duração médio das fugas} \end{aligned} \quad (4)$$

Uma vez que a equação (4) é aplicada, é importante tentar calcular a quantidade de água perdida devido as fugas de base. Esses vazamentos são difíceis de serem detetados e consertados, pois possuem fluxos muito baixos. No entanto, ao longo do tempo, esses vazamentos representam grandes perdas de água.

Após a avaliação dos volumes de água perdidos nas condutas, esses valores devem ser comparados com aqueles obtidos no balanço hídrico. Se houver uma diferença e todos os valores tiverem sido verificados, é possível que o balanço hídrico contenha informações incorretas e algumas das parcelas tenham sido mal calculadas (Ferreira, 2017).

A componente dos reservatórios pode ser calculada facilmente se houver controle dos volumes de entrada e saída. Para detetar fugas no reservatório e calcular seus volumes, é realizado o teste de *drop-test*, fechando as entradas e saídas de água e analisando o nível da água. Se houver uma descida, significa que há fugas e a velocidade da descida determina o caudal da fuga. Para calcular os volumes perdidos por extravasamento, é necessário analisar a entrada e saída de caudais durante o funcionamento normal, geralmente ocorrendo durante a noite. Esses valores devem ser comparados com os inseridos no balanço hídrico e corrigidos, se necessário (Ferreira, 2017).

As perdas nos ramais de ligação são difíceis de serem estimadas. Elas são caracteristicamente difíceis de serem detetadas e localizadas devido a seus pequenos caudais, mas como as fugas ficam muito tempo sem serem detetadas, elas resultam em grandes volumes de água desperdiçada, como mostrado na Figura 2.17. É por essa razão que em grandes cidades, a maioria dos volumes de perdas reais ocorrem nos ramos de ligação, e não nas condutas de distribuição (Pearson *et al.*, 2005).

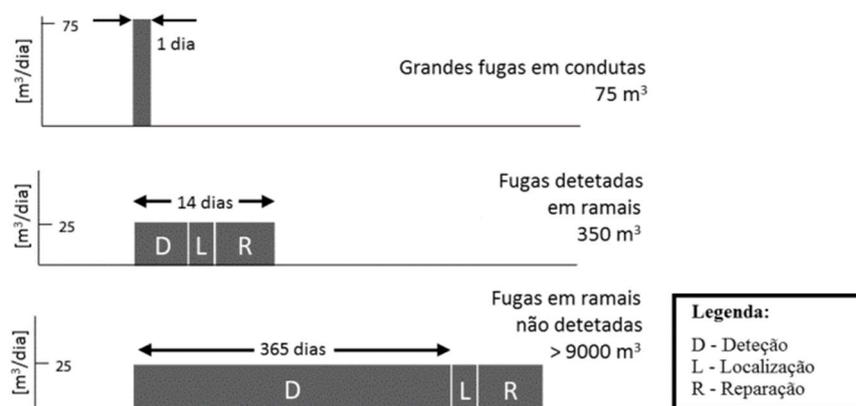


Figura 2.17 - Duração e volume típico de cada tipo de perda.

Fonte: Adaptado de Farley *et al.*, 2008.

2.5.3 Caudal mínimo noturno

A análise do caudal mínimo noturno (CMN) é um método para a deteção de perdas de água que utiliza da variação dos consumos nas redes de abastecimento ao longo de 24 horas contínuas. A finalidade deste método é identificar, a partir de dados históricos, quais são os picos de consumo, que frequentemente ocorrem pelo dia, e qual o caudal mínimo, que frequentemente ocorre pela madrugada (Silva Júnior, 2016).

De acordo com Gomes (2011), durante o período do CMN, geralmente entre as 1 e 5 horas da madrugada, em zonas que apresentam em sua maioria residências, a variação do consumo de água não é significativa, pode ocorrer algumas variabilidades, Tabela 2.4 abaixo, devido a presença de atividades comerciais, industriais e de serviço público que podem consumir água durante o período noturno.

Tabela 2.4 - Categorias para os pequenos consumos não domésticos.

Categoria	Tipo de Utilizador
Grupo A	Bancos, igrejas, estações de tratamento de água potável e águas residuais
Grupo B	Centros comerciais, escritórios, lavandarias, grandes consumidores domésticos, estações de garagens, pousadas/residenciais, zona de caravanas
Grupo C	Hotéis, escolas, restaurantes, cafés, edifícios públicos
Grupo D	Hospitais, indústrias, WC públicos
Grupo E	Edifícios antigos

Fonte: Adaptado de WRc, 1994.

A Figura 2.18 representa a monitorização contínua, ao longo do dia, os caudais para cada zona de medição e controlo (ZMC), e permite monitorar os períodos de maiores e menores consumos, e encontrar os horários em que ocorrem as perdas no sistema (Ferreira, 2017).

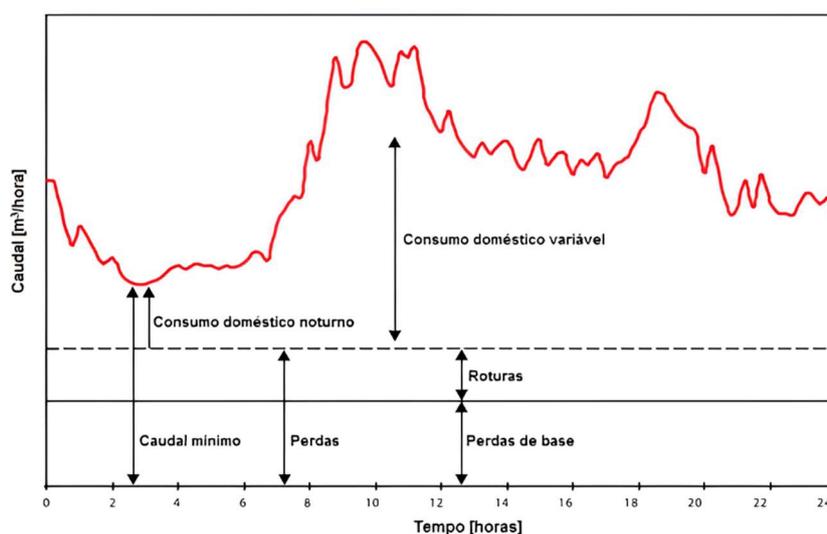


Figura 2.18 - Diagrama de consumos típico e suas componentes.

Fonte: Adaptado de Farley *et al.*, 2003.

Este método é bastante utilizado para estimar o índice de perdas físicas, visto que no momento das medições é muito provável não haver consumo ou este ser mínimo, portanto um aumento excessivo e injustificado do volume de água à entrada do sistema durante o período de CMN, poderá ser sinónimo de ligação clandestina ou rotura que deverá ser localizada e reparada logo que possível considerando que os reservatórios nos pontos de consumo estão cheios (Silva Júnior, 2016).

Em complemento, Gomes (2011) diz que, uma vez que o consumo de água em uma determinada área de estudo foi determinado e reparadas as roturas da zona, torna-se possível realizar a estimativa para o volume total de perdas [m³] (VP), reais e aparentes, pela Equação (5) a seguir, onde têm-se a diferença entre o volume total de água que entra no sistema [m³] (VT) e o volume total de consumo autorizado [m³] (VA), medido ou estimado .

$$VP = VT - VA \quad (5)$$

A Figura 2.19 abaixo, mostra as componentes associadas ao método da CMN em um sistema de abastecimento de água.

Caudal mínimo nocturno [m ³ /h]	Caudal medido e/ou estimado no ponto de entrega * [m ³ /h]	Consumo medido e/ou estimado [m ³ /h]	Grandes consumos não domésticos [m ³ /h]
			Pequenos consumos não domésticos [m ³ /h]
			Consumos domésticos [m ³ /h]
	Perdas a montante do ponto de entrega * [m ³ /h]	Perdas no ramal de ligação a jusante do ponto de entrega [m ³ /h]	Perdas reais [m ³ /h]
		Perdas no ramal de ligação a montante do ponto de entrega [m ³ /h]	
		Perdas na rede de distribuição [m ³ /h]	
Serviço de manutenção, lavagem de filtros e limpeza de reservatórios [m ³ /h]			

*Ponto de entrega: corresponde aos limites de propriedade e/ou contadores.

Figura 2.19 - Componentes do CMN.

Fonte: Adaptado de WRc, 1994.

Abaixo estão listados os significados de componentes da CMN, segundo Carvalho (2014):

- **Caudal mínimo noturno:** caudal à entrada do sistema durante o período de menor consumo;
- **Caudal medido e/ou estimado no ponto de entrega:** Caudal medido e/ou estimado no ponto de entrega durante o período de menor consumo;
- **Perdas a montante do ponto de entrega:** Diferença entre o caudal mínimo noturno e o caudal medido e/ou estimado no ponto de entrega (correspondente às perdas no ramal de ligação a montante do ponto de entrega e às perdas na rede de distribuição, armazenamento, adução e tratamento);
- **Consumo medido e/ou estimado:** Soma do consumo autorizado, medido e/ou estimado, ao nível do ponto de entrega (grandes consumos não domésticos, pequenos consumos não domésticos e consumos domésticos);

- **Perdas reais:** Diferença entre o caudal mínimo noturno e o consumo medido e/ou estimado (perdas de água a montante e a jusante do ponto de entrega);
- **Perdas no ramal de ligação a jusante do ponto de entrega:** Diferença entre o caudal medido e/ou estimado no ponto de entrega e o consumo medido e/ou estimado (perdas de água na rede predial, a jusante do contador).

Segundo Tsutiya (2006), o método do caudal mínimo noturno apresenta algumas desvantagens em relação a área de atuação e o custo de aplicação, uma vez que o ensaio geralmente é feito por amostragem em uma área pequena e delimitada do sistema de distribuição de água, pode gerar equívocos se estes valores foram considerados para a análise do sistema como um todo e envolve custos com equipas e equipamentos utilizados desde o planeamento do método até sua implantação e análise dos dados.

2.5.4 Conceito *BABE*

A metodologia conhecida como *Burst and Background Estimates* (BABE) é uma ferramenta importante para a gestão eficiente da água, ajudando a identificar e reduzir as perdas de água, tem como objetivo estimar as perdas de água causadas por fatores específicos relacionados ao funcionamento da rede de distribuição, tais como a pressão da rede, a frequência de rompimentos, a densidade de conexões, o comprimento das tubagens, entre outros. Esta teoria divide as fugas em duas categorias: *burst* e *background* (Ferreira, 2017).

2.5.4.1 Bursts

São referidas as perdas por rotura, predominantemente pontuais e pouco sensíveis à variação de pressão ao longo do dia, envolvem um grande caudal de água que depende do diâmetro da conduta. Quando detetáveis devem ser logo reparadas (o tempo necessário à sua deteção, localização e reparação representa algumas horas/dias) (Gomes, 2011).

2.5.4.2 Background

São representadas por perdas através de pequenos orifícios, juntas ou fendas, podem ocorrer durante um período de tempo mais extenso, são sensíveis à variação de

pressão ao longo do dia e envolvem um pequeno caudal, mas o volume de água poderá ser significativo caso a detecção, localização e reparação não seja imediata (o tempo necessário à sua detecção, localização e reparação representa alguns dias/meses) (Gomes, 2011).

2.6 Indicadores de desempenho hídricos

Para avaliar de maneira objetiva o desempenho de uma Entidade Gestora (EG) em relação a uma atividade específica, é necessário usar indicadores de desempenho hídricos, que são medidas quantitativas dos aspetos relevantes da atividade. Desta forma, se a maioria das entidades envolvidas utilizarem os mesmos indicadores, é possível comparar o desempenho dessas entidades com valores de referência (Carvalho, 2014).

Com a determinação do balanço hídrico, por considerar o mesmo período de referência dos indicadores de desempenho, permite a integração de um conjunto de oito indicadores, descritos na Tabela 2.5 (Ferreira, 2010).

Tabela 2.5 - Indicadores de desempenho aplicáveis ao balanço hídrico.

Grupo de indicadores	Denominação	Código
Indicadores de recursos hídricos	Ineficiência na utilização dos recursos hídricos	WR1
	Perdas de água por ramal	Op23
	Perdas de água por comprimento de conduta	Op24
Indicadores operacionais	Perdas aparentes por ramal	Op25
	Índice infraestrutural de fugas	Op29
	Água não medida	Op39
Indicadores económico-financeiros	Água não faturada em termos de volume	Fi46
	Água não faturada em termos de custo	Fi47

Fonte: Adaptado de Ferreira, 2010.

A forma de cálculo de cada um destes oito indicadores e a sua designação, os dados necessários e as observações relevantes para a sua determinação, encontra-se discriminada nas tabelas seguintes (Ferreira, 2010).

Tabela 2.6 - Discriminação do indicador de ineficiência na utilização dos recursos (WR1).

Denominação: Ineficiência na utilização dos recursos hídricos [%]
Descrição: Perdas reais durante o período de referência / água entrada no sistema durante o período de referência x 100 (Equação 6).
$WR1 = \frac{A19}{A3 \times 100} \quad (6)$
A3 - Água entrada no sistema [m ³]
A19 - Perdas reais [m ³]
Observações: O valor recomendado pelo IRAR situa-se entre os 0% e os 4% para um bom desempenho das entidades em alta, e entre 0% a 15% para as entidades em baixa (Alegre H. 2009).

Fonte: Adaptado de Ferreira, 2010.

Tabela 2.7 - Discriminação do indicador de perdas de água por ramal (Op23).

Denominação: Perdas de água por ramal [m ³ /ramal/ano]
Descrição: (Perdas de água durante o período de referência x 365 / duração do período de referência) / número de ramais (Equação 7).
$Op23 = \left(\frac{A15 \times 365}{H1} \right) / C24 \quad (7)$
A15 - Perdas de água [m ³]
C24 - Número de ramais [n.º]
H1 - Duração do período de referência [dia]

Fonte: Adaptado de Ferreira, 2010.

Tabela 2.8 - Discriminação do indicador de perdas de água por comprimento da conduta (Op24).

Denominação: Perdas de água por comprimento de conduta [m ³ /km/dia]
Descrição: (Perdas de água durante o período de referência / duração do período de referência) / comprimento de condutas (Equação 8).
$Op24 = \left(\frac{A15 \times 365}{H1} \right) / C8 \quad (8)$
A15 - Perdas de água [m ³]

C8 – Comprimento das condutas [km]

H1 - Duração do período de referência [dia]

Fonte: Adaptado de Ferreira, 2010.

Tabela 2.9 - Discriminação do indicador de perdas aparentes por ramal (Op25).

Denominação: Perdas aparentes por ramal [%]

Descrição:

Perdas aparentes / (água entrada no sistema – água exportada), durante o período de referência x 100 (Equação 9).

$$Op25 = \frac{A18}{(A3 - A5 - A7) \times 100} \quad (9)$$

A3 - Água entrada no sistema [m³]

A5 - Água bruta exportada [m³]

A7 - Água tratada exportada [m³]

A18 - Perdas aparentes [m³]

Fonte: Adaptado de Ferreira, 2010.

Tabela 2.10 - Discriminação do indicador de índice infraestrutural de fugas (Op29).

Denominação: Índice infraestrutural de fugas [adimensional]

Descrição:

Perdas reais (Op27) / perdas reais mínimas (quando o sistema está em pressão) (Equação 10).

$$Op29 = Op27 / \frac{(18 \times C8)}{(C24 + 0,7 + 0,025 \times C25)} / \frac{D34}{10} \quad (10)$$

C8 - Comprimento de condutas [km]

C24 - Número de ramais [n.º]

C25 - Comprimento médio dos ramais [m]

D34 - Pressão média de operação [KPa]

Observações:

Em geral, sistemas com boa manutenção tendem a apresentar valores deste índice próximos de 1,0, enquanto sistemas com deficiente manutenção apresentarão valores mais elevados.

Fonte: Adaptado de Ferreira, 2010.

Tabela 2.11 - Discriminação do indicador de água não medida (Op39).

Denominação: Água não medida [%]
<p>Descrição:</p> <p>(Água entrada no sistema – consumo medido) / água entrada no sistema durante o período de referência x 100 (Equação 11).</p> $Op39 = \frac{(A3-A8-A11)}{A3 \times 100} \quad (11)$ <p>A3 - Água entrada no sistema [m³] A8 - Consumo faturado medido [m³] A11 - Consumo não faturado medido [m³]</p> <hr/> <p>Observações:</p> <p>O consumo medido inclui o consumo medido faturado e o consumo medido não faturado. Os consumos estimados não devem ser incluídos.</p>
Fonte: Adaptado de Ferreira, 2010.

Tabela 2.12 - Discriminação do indicador de água não faturada em termos de volume (Fi46).

Denominação: Água não faturada em termos de volume [%]
<p>Descrição:</p> <p>Água não faturada / água entrada no sistema x 100, durante o período de referência (Equação 12).</p> $Fi46 = \frac{A21}{A3 \times 100} \quad (12)$ <p>A3 - Água entrada no sistema [m³] A21 - Água não faturada [m³]</p> <hr/> <p>Observações:</p> <p>O valor de referência deste indicador deve ser tão baixo quanto técnica e economicamente viável, traduzindo-se num elevado aproveitamento da água captada, pelo que não são desejáveis valores acima dos 5% para os sistemas em alta e 20% para os sistemas em baixa ou mistos (Alegre H., 2009 e Hidroprojecto, 2009).</p>
Fonte: Adaptado de Ferreira, 2010.

Tabela 2.13 - Discriminação do indicador de água não faturada em termos de custo (Fi47).

Denominação: Água não faturada em termos de custo [%]
<p>Descrição:</p> <p>Valor dos componentes de água sem proveito / custos correntes anuais x 100, durante o período de referência (Equação 13).</p> $Fi47 = \frac{(A13+A18) \times G57 + A19 \times G58}{G5 \times 100} \quad (13)$ <p>A13 - Consumo autorizado não faturado [m³] A18 - Perdas aparentes [m³] A19 - Perdas reais [m³] G57 - Tarifa média para consumidores diretos [€/m³] G58 - Custo unitário assumido das perdas reais [€/m³] G5 – Custos correntes [€]</p>
<p>Observações:</p> <p>Este indicador representa a soma das avaliações do consumo autorizado não faturado, das perdas aparentes e das perdas reais.</p>

Fonte: Adaptado de Ferreira, 2010.

2.7 Zonas de monitorização e controlo (ZMC)

Define-se zona de monitorização e controlo (ZMC) como, uma área da rede de distribuição, com dimensões apropriadas, na qual, é possível verificar e avaliar de maneira eficaz os consumos e caudais de abastecimentos através dos contadores ou caudalímetros nas respetivas entradas e saídas, e permite estabelecer de forma detalhada toda a informação pertencente a essas zonas (Sardinha *et al.*, 2017).

Para a conceção e instalação de uma zona de medição controlada, divide-se essencialmente em duas fases: Conceção de ZMC e Instalação de ZMC que estão esquematizados na Figura 2.20 abaixo (Alegre *et al.*, 2005).

Na fase de conceção faz-se um planeamento do sistema de medição zonada e uma simulação hidráulica da ZMC. Durante o planeamento deverá caracterizar a ZMC em causa, com base no cadastro e no modelo de simulação da rede, deverá fazer a contagem de consumidores, com base no consumo e faturação da rede, e por fim, definir os limites, baseando em plantas, diâmetros das condutas e minimização dos custos de implantação e

manutenção do sistema. Em complemento, a simulação hidráulica permite verificar a viabilidade da implantação da ZMC, evitando eventuais erros que podem vir a acontecer e dificuldades de operações na rede (Pereira, 2012).

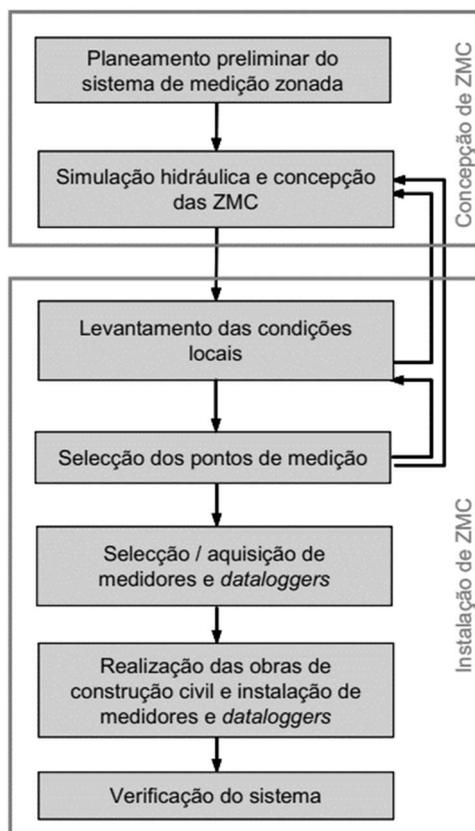


Figura 2.20 - Concepção e instalação de uma zona de medição controlada.

Fonte: Alegre *et al.*, 2005.

Na fase de implantação, faz-se o levantamento das condições locais, onde define-se os pontos de medições, ocorre a seleção e obtenção de *dataloggers*, inicia-se os trabalhos de obras de construção civil e a posterior instalação dos medidores, e a verificação do sistema, onde verifica-se se todos os medidores e válvulas estão a funcionar corretamente, através de teste noturno e verificando o comportamento dos caudais e pressão (Pereira, 2012).

A fim de estabelecer uma base sólida para a pesquisa e a gestão eficaz, é fundamental o conhecimento do cadastro da rede de distribuição, sem um bom planeamento efetuado antes do zoneamento, pode não funcionar corretamente. Portanto,

todas as entradas e saídas de água de uma ZMC, deve ter o conhecimento e controle de consumidores, conforme mostrado na Figura 2.21 (Godinho, 2018).

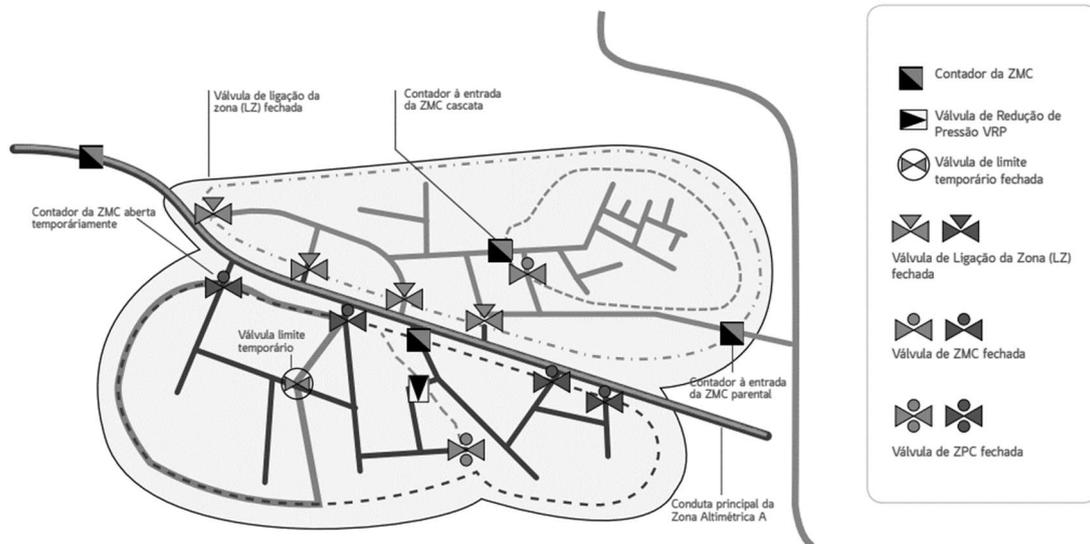


Figura 2.21- Representação esquemática de duas ZMC.

Fonte: Serranito *et al.*, 2017.

A dimensão de uma ZMC é muito variável, dependendo dos condicionalismos locais, em especial a topologia da rede, a densidade populacional e a densidade de ramais. Estes fatores influenciarão também o número de pontos de entrada de caudal, embora por razões de economia e simplicidade de operação se procure uma configuração de válvulas que permita reduzir este número ao mínimo possível (Alegre *et al.*, 2005).

Relativamente ao dimensionamento e critérios de planeamento de uma zona controlada de medição, em diversos casos tem evidenciado que em áreas urbanas a dimensão média para as ZMC deve estar compreendida entre 500 e 3000 ramais por ZMC, admitido como limite máximo de 3000 ramais, que é aceitável em zonas urbanas com predominância de edifícios unifamiliares. Uma vez que ramais acima deste número, deve ser difícil em manter a eficiência na identificação e localização de áreas críticas e no controlo de perdas. (WRc, 1994).

Em sistemas mais antigos o número de ramais pode vir a ser reduzida para valores da ordem dos 500 a 1 000 ramais de ligações, devido a limitações e características dos materiais para medições. Porém, a dimensão mínima aconselhada para rentabilizar uma

ZMC é de cerca de 500 ramais, embora em termos de custos, fica em aberto a tomada de decisão por parte das entidades gestoras (Alegre *et al.*, 2005).

Em seguimento, uma outra alternativa baseada de maneira empírica e que são adotados por algumas entidades gestoras para definir uma ZMC, opta-se por definir a extensão da rede, situadas em zonas com menor densidade de ramais, pelo facto de o custo de localização de fugas estar mais relacionado com o comprimento da rede do que propriamente com o número de ramais. Neste sentido, os valores utilizados de extensão da rede estão entre 5 e 10 km, podendo aumentar os valores em sistemas de maiores dimensões (WRc, 1994; Morrison *et al.*, 2007).

Diversas literaturas evidenciam as vantagens e rentabilidade da utilização da ZMC e buscam calcular os custos os benefícios baseados na sectorização do abastecimento de água. No entanto, algumas desvantagens em relação à essa setorização podem ser notadas, nomeadamente, o acréscimo da quantidade de condutas de extremidade e alterações no comportamento hidráulico, pois, uma vez que ocorre estas alterações, pode ocorrer alterações em relação a qualidade da água, o custo das monitorizações, dificuldades de manutenção e sustentabilidade da ZMC a médio e longo prazo (Loveday e Dixon, 2005).

2.8 Gestão das perdas

As perdas de água são divididas em duas categorias: perdas reais e perdas aparentes. Cada sistema é composto por características únicas, com diferentes tipos de perdas e diferentes potenciais de recuperação, com um custo associado. A grande maioria das metodologias internacionais considera o fator económico a principal parcela na escolha das medidas de controlo de perdas a utilizar (Alegre *et al.*, 2005).

Para tal, uma análise de custo benefício deve ser sempre realizada, considerando não só o custo de intervenção, mas também as condições locais e a sustentabilidade do método, segundo Thornton (2003): “As perdas de água não desaparecem: elas podem voltar. O controlo das perdas de água não é um projeto único; é uma solução contínua e em adaptação, para dar resposta a um problema em constante mudança”.

2.8.1 Nível económico das Perdas (NEP)

Para que se possa definir um plano de estratégia de controlo de perdas para uma rede de abastecimento de água, é necessário o cálculo do nível económico de perdas (NEP). Segundo Alegre (2005), o NEP pode ser definido como a situação em que o custo marginal do controlo ativo de perdas equilibra o custo marginal da água perdida, representado na Figura 2.22, ou seja, a situação em que o custo de redução de perdas em uma unidade de volume é igual ao custo de produção dessa unidade de volume de água.



Figura 2.22 - Nível económico de perdas.

Fonte: Adaptado de Oliveira, 1994.

Segundo Gomes (2011) grandes parcelas das Entidades Gestoras (EG) não apresentam carência de recursos humanos e financeiros, portanto o NEP deve ser estimado de acordo com a disponibilidade de recursos existente em cada Entidade Gestora. Portanto, para cada tipo de sistema, é indispensável saber quais tipos de medidas que devem ser tomadas ou implementadas e até que ponto torna-se economicamente viável a implementação para a redução na perda de água.

As Figuras 2.23 e 2.24 mostram os principais parâmetros relacionados com a avaliação do nível económico de perdas e quais medidas / estratégias podem ser utilizadas para contribuir para a redução das perdas reais e aparentes.

Em um sistema de abastecimento de água, quando a pressão de serviço excede o mínimo desejável, a gestão de pressão para o controlo de perdas reais tem um importante papel, e refere-se a uma parcela significativa do volume total de perdas (Araújo *et al.*, 2003). Em complemento, Gomes (2011) afirma que os benefícios relacionados com a redução da pressão – redução das perdas reais – sobrepõe-se a perda de faturação (devido

à redução de consumo), uma vez que torna-se possível utilizar instalações existentes para ampliar a área de influencia e oferta sem a expansão do sistema, reduzir os incómodos aos utilizadores, manter ou reduzir os pontos de captação de água e, por fim, reduzir os custos de produção com a redução de matéria-prima e energia para produção e distribuição da água.

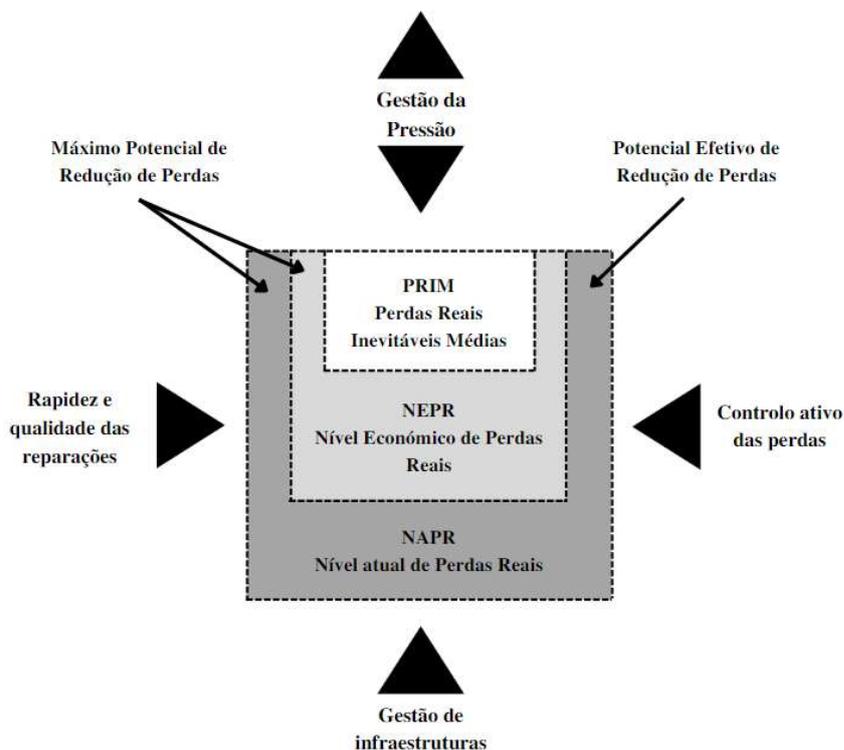


Figura 2.23 - Nível económico de perdas reais.

Fonte: Adaptado de Thornton *et al.*, 2008.

No que se refere as perdas aparentes, a gestão de contadores tem um papel importante na contribuição da redução das perdas, pois pode ocorrer uma melhoria nas faturas, na eficiência dos serviços prestados e o desempenho das entidades gestoras. Portanto quando é apresentada uma política de combate a perda real e aparente de maneira contínua, é necessário ter a análise custo/benefício, disponibilidade de mão de obra e recursos, e o tempo de retorno dos investimentos efetuados pelas EG's (Gomes, 2011).

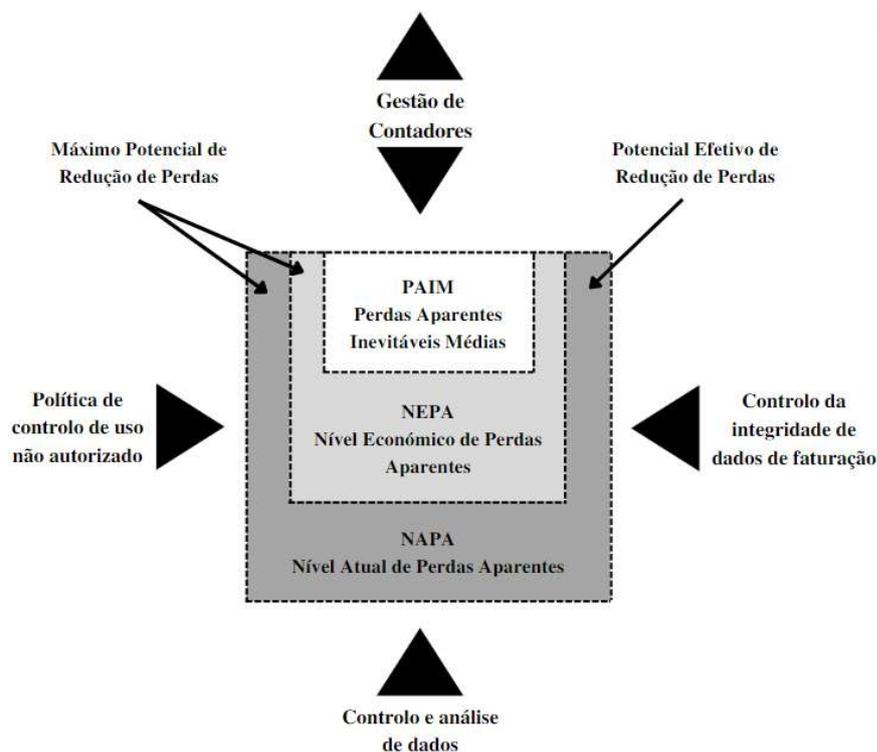


Figura 2.24 - Nível económico de perdas Aparentes.

Fonte: Adaptado de Thornton *et al.*, 2008.

A Figura 2.25, de forma simplificada, o conceito de nível económico de perdas em termos de custos totais em relação ao nível de perdas. Com o aumento das perdas, o custo total da água perdida aumenta de forma linear. Por outro lado, os custos do controlo ativo de perdas diminuem com o aumento dos níveis permitidos de perdas (deve notar-se o crescimento exponencial desses custos quando os níveis de perdas tendem para zero). A curva total, obtida pela soma das duas, tem um mínimo que corresponderá ao nível económico de perdas (Alegre *et al.*, 2005).

Existe um nível ótimo de custo total de operação dos sistemas em que o custo marginal das atividades de deteção de fugas é igual ao custo marginal da água. Este ponto permite ainda identificar o nível económico dos recursos que deverão ser afetados à deteção de fugas, sendo que este princípio se aplica tanto às perdas reais como às aparentes, e qualquer nível diferente do NEP terá custos totais mais elevados (Sardinha *et al.*, 2017).

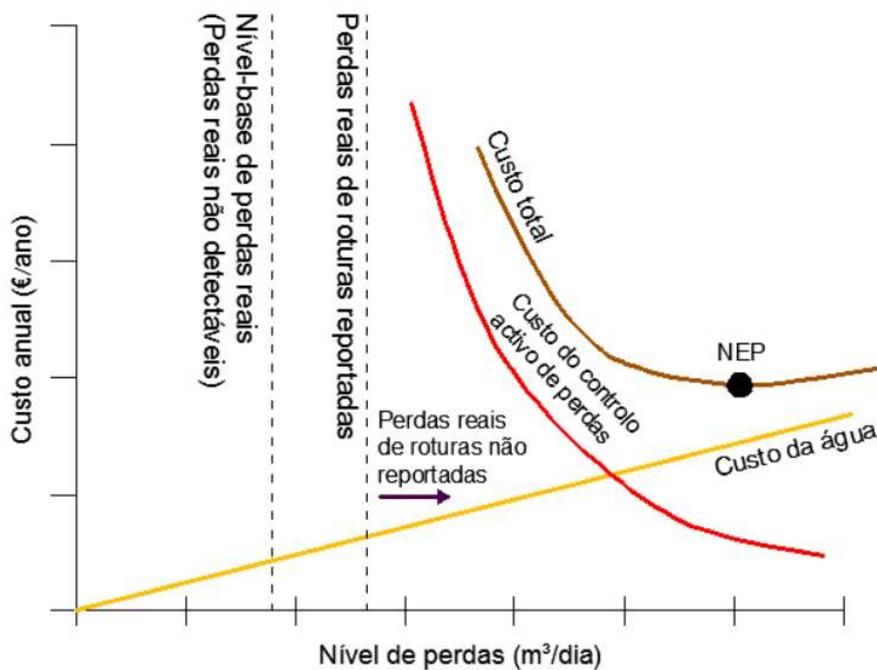


Figura 2.25 - Nível económico de perdas reais.

Fonte: Alegre *et al.*, 2005.

Relativamente às perdas reais, é importante avaliar o nível económico de perdas reais (NEP). Os principais fatores locais que afetam este nível são:

- Custo da Água;
- Custo de mão de obra;
- Pressão de serviço;
- Idade e estado de conservação da tubagem;
- Tipologia das roturas;
- Método utilizado para o controlo das fugas;

O valor do NEP varia ao longo do tempo, e pode variar de rede para rede, da pressão de serviço e das técnicas de deteção e análise de fugas.

Existem duas situações em que é necessário observar a necessidade da atuação da Entidade Gestora devido a viabilidade e custo dessas ações. O NEP, depende muito das características da rede, portanto não existe um valor único que sirva como base ou parâmetro para todos os sistemas de abastecimento de água existentes.

Há situações em que, mesmo se apresentar uma quantificação de perdas de água muito elevadas (70% ou superior), não há interesse por parte da EG para as ações na

redução das perdas, devido ao custo das intervenções associadas não compensarem a posterior faturação. Como exemplo, tem-se o caso de sistemas antigos, com abastecimento por gravidade, sem custos de captação, com uma certa abundância de água própria para o consumo. Portanto, a troca do sistema de condutas ou reparações no sistema apresentam inviabilidade financeira, entretanto, caso o sistema apresente fissuras ou infiltrações as quais prejudiquem a qualidade/propriedade da água, é necessário a intervenção. Assim, acima de tudo, é necessário ter o controle efetivo da propriedade da água para que não prejudique a qualidade da água e a saúde dos clientes. (Gordinho, 2018).

Por outro lado, há situações em que é permitido reduzir o NEP para abaixo dos 10%, porém nem sempre é atingível pelas Entidades Gestoras, devido aos custos elevados. Porém o investimento a longo prazo deve ser considerado, uma vez que quanto maior o conhecimento da rede, tanto a nível de infraestruturas como de consumos padrão, mais rapidamente se atingirá o nível desejado de perdas, pois sabe-se, à partida, onde e como se deve atuar (Gordinho, 2018).

As entidades gestoras tem como objetivo manter o nível de perdas em valores condizentes e aceitáveis, ou seja, depois que é atingido o NEP, com o passar do tempo, o nível de perda do sistema tem tendência de crescimento novamente. A aplicação de medidas de controlo ativas, deve manter esse nível em valores aceitáveis. A partir da taxa de crescimento, é sempre adotado um nível de intervenção, na medida que a taxa de perdas aumenta, a intervenção das entidades gestoras passam a ser observadas, no entanto, se o valor passar do limite admissível (isto é, se for superior ao nível de intervenção), devem ser tomadas medidas para se retornar ao NEP, como pode ser observado na Figura 2.26 (Gomes, 2011).

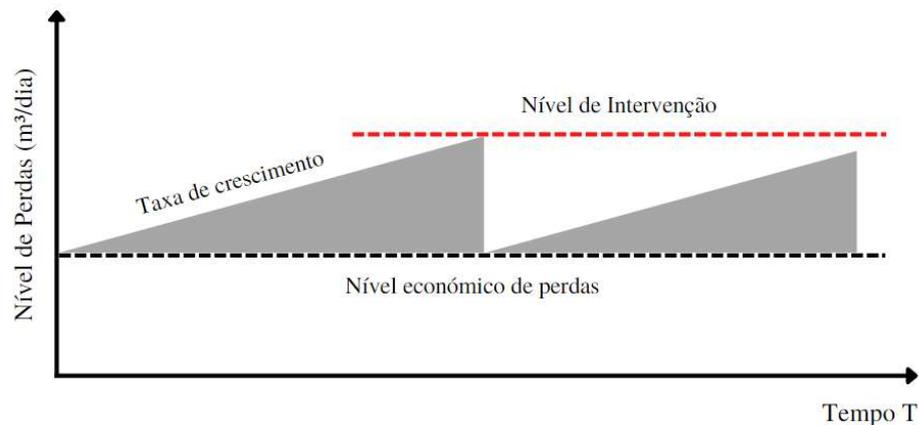


Figura 2.26 - Relação entre o NEP e o nível de intervenção.

Fonte: Adaptado de Fantozzi e Lambert, 2007.

2.8.2 Técnicas de deteção para as fugas

Sempre que um sistema apresenta um nível de perdas elevado, é necessário realizar a localização e deteção de suas causas. A localização, por sua vez, corresponde a atividade de localizar os pontos, com precisão, onde existem roturas (Pilcher *et al.*, 2007).

As técnicas para a localização das perdas podem ser distinguidas em duas categorias, as técnicas de localização a aproximada e as técnicas de localização exata: as técnicas de localização aproximada representado na Tabela 2.14, deve reduzir o raio de pesquisa e dirigir a equipa de inspeção para zonas tão próximas quanto possível das roturas procuradas, portanto são mais utilizados o *step-test*, os *loggers* acústicos (*noise logging*) e a modelação hidráulica, uma vez que suas áreas de localização podem ser reduzidas consideravelmente. Já as técnicas de localização exata, representado na Tabela 2.15, tem como princípio mostrar o local preciso da fuga, de forma a reduzir os custos de reparação (escavar apenas o indispensável), podem ser utilizados sensores acústicos, traçadores, inspeção visual, sensores térmicos ou radares de penetração (Puust *et al.*, 2010).

Tabela 2.14 - Técnicas aproximada de localização de perdas de água.

Técnica	Descrição
Step-test (Fecho progressivo de válvulas)	Este método baseia-se no registo contínuo do caudal à entrada do sistema ou ZMC e no fecho progressivo de válvulas de seccionamento de jusante para montante, na direção do medidor de caudal. O objetivo é verificar que o caudal diminui para zero de forma gradual, em concordância com o consumo da zona isolada (Ferreira, 2017).
Noise logging (Loggers acústicos)	Os <i>loggers</i> são aparelhos acústicos que devem ser espalhados ao longo da rede de forma regular e de forma a abranger toda a área onde seja expectável a existência de fugas. Estes aparelhos medem o nível do ruído e correlacionam o som entre si, de forma a determinar possíveis localizações de fugas. Destacam-se ainda os sistemas que incorporam mecanismos de alarme, que em caso de variação expressiva do ruído alertam a Entidade Gestora para a necessidade da sua investigação numa determinada zona da rede (incorporando ou não SIG ou GPS). A sua grande vantagem é não ser necessário interromper o abastecimento da rede. No entanto, esta tecnologia é propensa a erros, uma vez que algumas fugas podem não emitir som suficiente para serem detetadas (Gomes, 2011).

Fonte: Autor, 2022.

Tabela 2.15 - Técnicas exatas de localização de perdas de água.

Técnica	Descrição
Sensores Acústicos	Funcionam de forma similar aos <i>loggers</i> , uma vez que também detetam o ruído produzido pela água quando esta sai através de um orifício, em resultado de fenómenos de cavitação e turbulência que apresentam uma certa gama de frequências dominantes. Enquanto os <i>loggers</i> são fixados às condutas e equipamentos da rede (permanente ou temporariamente), os sensores acústicos são integrados em dispositivos móveis que podem ser utilizados no interior ou no exterior das condutas, conforme a tecnologia. De entre os vários equipamentos que incorporam sensores acústicos, destaca-se a haste de escuta, o geofone, o hidrofone, o correlator acústico, o Sahara e o <i>Smart Ball</i> . O melhor período de utilização é durante a noite, quando os ruídos de fundo são menores e as pressões nas condutas são mais altas, o que implica maior caudal de perda e, portanto, maior ruído na fuga (Ferreira, 2017).
Radares de Penetração	Esse mecanismo permite localizar fugas em condutas enterradas, ondas são emitidas e conseguem detetar cavidades. Quando encontram perturbações no solo, refletem um padrão anormal, revelando a dimensão e forma da cavidade. A profundidade é

Técnica	Descrição
Injeção de traçadores	<p>determinada através do tempo decorrido entre as ondas. Esta técnica pode ser realizada a nível local, por via aérea ou por satélite. É uma técnica de inspeção considerada de grande escala e, como tal, bastante dispendiosa (Pilcher <i>et al.</i>, 2007).</p> <p>E embora não seja uma solução utilizada em grande escala recentemente, devido ao risco de contaminação, pode ser utilizado para a localização de roturas em ramais de ligação ou tubos de pequeno diâmetro, especialmente não metálicos. O traçador mais utilizado é o hidrogénio industrial quando introduzido na conduta, escapa através do local exato da rotura, sendo detetado à superfície através de uma sonda, de sensores ou inspeção visual (Ferreira, 2017).</p>
Inspeção Visual	<p>Pode ocorrer em dois níveis, solos e estruturas. A inspeção visual dos solos busca localizar afloramento de água à superfície, vegetação demasiado desenvolvida (apenas numa certa área), crescimento de musgos ou solo anormalmente saturado. Já a inspeção visual nas estruturas está geralmente relacionada ao estado das condutas, reservatórios e acessórios, pode ser executada de forma direta (inspeção periódica) ou através de um sistema de vídeo remoto. Apresenta baixo custo operacional e simplicidade para a realização das atividades, entretanto, implica cortes no abastecimento, para que a câmara seja introduzida no troço a inspecionar (Gomes, 2011).</p>
Sensores Térmicos	<p>A utilização de sensores térmicos para a análise de fugas de água em sistema de abastecimento ainda não está muito utilizada, é uma tecnologia que utiliza de camara infravermelhos. O solo saturado apresenta características térmicas diferentes e, por isso, consegue ser facilmente identificado. Porém, o custo para obtenção desta solução torna-se dispendiosa, podendo custar milhares de euros para as entidades gestoras (Gomes, 2011).</p>

Fonte: Autor, 2022.

Nenhuma técnica para a inspeção e localização de perdas em sistema de abastecimento de água pode ser totalmente confiável. Para alcançar algum sucesso nesta gestão, as entidades gestoras devem estar atentas aos tipos de equipamentos que serão utilizados, às técnicas adotadas, ao modelo mais eficiente para os diferentes tipos de localização e à experiência da equipa (operadores e auxiliares) na execução dos trabalhos (Gonçalves e Alvim, 2005).

2.9 Gestão da Pressão

A pressão em um sistema de abastecimento de água é notadamente um fator determinante para o caudal total de perdas, para os consumos e para a taxa de rotura nas condutas. No entanto, se o sistema for implementado de maneira correta e com seus faseamentos bem definidos, torna-se uma medida básica que pode ter grande eficácia, com uma boa relação custo-benefício, que produz impactes ambientais e monetários bastante positivos na rede (Alegre *et al.*, 2005).

Um sistema tradicional de dimensionamento de redes de distribuição leva em consideração que deve garantir que todos os ramais apresentem ao menos uma pressão mínima de chegada, ou seja, no local mais desfavorável seja atendido, assim passa a existir locais em que a pressão de chegada é maior que a necessária, e com o modelo de gestão da pressão torna-se possível controlá-la. Já durante períodos noturnos, por regra, apresenta baixo consumo de água, as pressões tendem a aumentar nas condutas, o que torna possível a sua redução. Entretanto, nem todos os sistemas apresentam capacidade de redução da pressão, uma vez que os níveis de pressão atuais são insuficientes (Lambert, 2000).

Quando passa a ser abordado a gestão de pressões, algumas preocupações podem ser importantes (Thornton, 2003):

- Possibilidade de mudança no consumo e mudança na faturação;
- Incerteza de estabelecer a pressão mínima em hidrantes, caso ocorra incêndios;
- Presença de potenciais zonas com caudais insuficientes (*dead ends*);
- Perda na qualidade de água;
- Devido a diminuição da pressão não se torna possível o enchimento do reservatório de maneira completa.

Segundo Gomes (2011), a gestão de pressão em redes de abastecimento de água pode ser conciliada em 3 métodos, ou seja, através da otimização do funcionamento de estações elevatórias, com grupos de elevação com velocidade variável, que quando ligadas diretamente com a rede de distribuição de água, permite reduzir as perdas de água e os consumos energéticos. A divisão da rede por patamares de pressão em função das

cotas e condições topográficas, utilizada quando pretende uma a redução da pressão na rede de forma permanente ou a um longo período.

A gestão da Pressão apresenta um grande potencial para a redução das perdas de água, incluindo a redução do número de roturas, e que permite uma melhor gestão de consumos. O programa nacional para o uso eficiente da água em Portugal, preconiza que a gestão da pressão em redes de abastecimento de água é uma das medidas com maior prioridade de aplicação (INAG, 2001).

2.9.1 Relação Pressão e Caudal

A compreensão da relação entre a pressão e o caudal de perdas é de extrema importância para a aplicação da gestão de pressão. O efeito da redução da pressão sobre as perdas reais pode ser definido pela Equação (14) , onde é possível estabelecer uma relação direta entre o caudal da fuga pelos orifícios das tubagens e a variação da pressão a que estão sujeitas (Lambert, 2000; Farley e Trow, 2003).

$$Q_{\text{final}} = Q_{\text{inicial}} \left(\frac{P_{\text{final}}}{P_{\text{inicial}}} \right)^n \quad (14)$$

Sendo,

Q_{final} : caudal de perdas após redução da pressão [m^3/s]

Q_{inicial} : caudal de perdas antes da redução da pressão [m^3/s]

P_{final} : pressão final após redução [m]

P_{inicial} : pressão inicial anterior à redução [m]

n: expoente [adimensional]

O expoente “n” pode ser determinado por meios laboratoriais ou em setores de redes de abastecimento de água, varia de acordo com os tipos de materiais, como os materiais em ferro fundido (FFD), em Policloreto de Vinilo (PVC) ou em Polietileno de alta densidade (PEAD), e podem variar de acordo com os tipos de fugas ocorrentes e os tipos de fugas predominantes, a Figura 2.27 abaixo, mostra a relação entre as variações de pressão e o caudal de perdas e os respetivos valores dos expoentes (Alegre *et al.*, 2005).

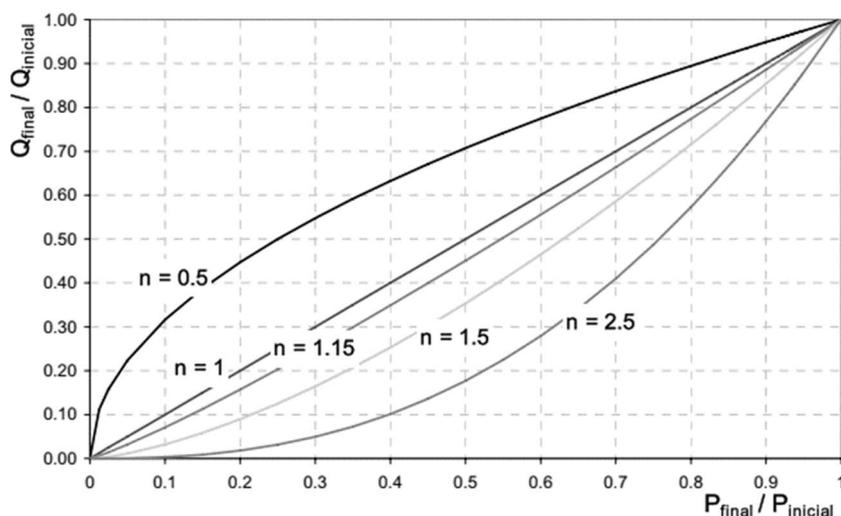


Figura 2.27 - Relação entre pressão e caudal de perdas.

Fonte: Adaptado de Lambert, 2001.

O expoente da lei de caudal (n) depende das características das tubagens, encontrando-se tabelado tal como se apresenta na Tabela 2.16.

Segundo Lambert (2002), para calcular o expoente “ n ” específico de um sistema, os testes noturnos devem ser realizados em diferentes setores, onde a pressão de entrada é reduzida e o efeito do caudal na entrada deve ser medida e registrada. Entretanto, testes que foram realizados em vários países, com características diferentes, mostraram que os valores do expoente variam entre 0.5 e 1.5, podendo esporadicamente atingir de 2.0 a 2.5.

Tabela 2.16 - Valores recomendados para “ n ”.

Valor Típico de “ n ”	Aplicação
$n = 0,5$	Fugas significativas, detetáveis, em condutas de materiais metálicos (fugas em orifícios de área fixa).
$n = 1,0$	Em caso de desconhecimento do material ou nível de perdas reais.
$n = 1,5$	Pequenas fugas, indetetáveis, por exemplo em juntas e ligações (<i>background leakage</i>), são muito sensíveis à variação da pressão, independentemente do tipo de material.
$n \geq 1,5$	Fugas significativas, detetáveis, em condutas de materiais plásticos (fugas em orifícios de área variável).

Fonte: Alegre *et. al.*, 2005.

2.9.2 Métodos para a gestão de pressões

Existem maneiras distintas para efetuar o controlo de pressões em um sistema de abastecimento de água, estas consistem em (Lambert, 2000):

2.9.2.1 Setorização

O processo é comumente utilizado por operações de válvulas, e consiste em estabelecer “patamares” de pressão (Alegre *et al*, 2005). Quando o abastecimento é feito através da gravidade, a setorização tem em consideração a topologia do terreno. Caso este seja feito através de bombagem, o nível dos reservatórios torna-se o fator decisivo (Thornton, 2002).

Para que possa obter uma boa setorização, é importante que a divisão em zonas de gestão de pressão (ZGP) seja compatível com as zonas de medição de controlo, e que seja necessário considerar não somente a garantia da pressão mínima, mas também a pressão máxima e a manutenção de uma pressão estável (Alegre *et al*, 2005).

Os sectores podem ter dimensões muito variadas devendo ser avaliados para cada caso. Poderá ser necessário proceder à substituição de condutas e a alterações no funcionamento das redes. Detalhes do procedimento para estabelecimento de ZGP pode ser encontrado em Farley (2001).

2.9.2.2 Válvulas redutoras de pressão (VRP)

São acessórios que permitem obter uma pressão predefinida a jusante da sua instalação, e apresentam vantagens de serem implementadas em qualquer zona da rede e permite ajustar a pressão a jusante do consumo efetivo (Gomes, 2011).

A Tabela 2.17 abaixo, exemplifica os diferentes tipos de Válvulas Redutoras de Pressão (VRP) e suas principais funções;

Tabela 2.17 - Tipos de válvulas redutoras de pressão.

Tipo de Válvula	Principais funções
VRP com pressão à saída fixa	Este é o tipo de válvula mais comum, mantém o valor da pressão fixo a jusante da mesma. É utilizada, preferencialmente, em locais onde nem a variação de consumo nem as perdas de carga são significativas;
VRP com pressão à saída modulada por tempo	A válvula consegue reagir a alterações no caudal, fazendo com que a pressão de saída dê resposta à procura. Este tipo de válvula necessita de estar agregada a um medidor de caudal e, por isso, tem um custo superior. Recomenda-se o seu uso em situações onde existam grandes perdas de carga ou variações bruscas de consumo ao longo do dia, pois consegue adaptar-se às diferentes necessidades, evitando pressões demasiado altas em alturas de menor consumo, e vice-versa;
VRP com pressão à saída modulada por caudal	Este tipo de válvula permite programar as pressões seguindo um padrão temporal. É recomendada em zonas com grandes perdas de carga e variações de pressão, mas com consumos regulares (por exemplo, zonas industriais, onde os consumos conseguem ser previsíveis e existem horários de funcionamento), ou ainda zonas com pressão noturna excessiva. É uma opção bastante barata. No entanto, tem como principal obstáculo a incapacidade de resposta a caudais elevados inesperados (caso de incêndio, por exemplo) porque as pressões são estipuladas de acordo com um horário. Se uma situação destas ocorrer durante um período de baixas pressões, certamente não existirá capacidade de resposta;
VRP com pressão à saída modulada por pressão no ponto crítico	Este tipo de válvula é normalmente utilizado em pontos críticos onde, com recurso a Telegestão, a pressão de saída é controlada e ajustada, de forma a dar sempre resposta às necessidades atuais

Fonte: Adaptado de Gomes, 2011.

2.9.2.3 *Nível de Reservatório*

É uma estrutura que permite controlar a pressão do sistema de um Sistema de Abastecimento de Água (SAA) de acordo com as suas limitações, a um custo mais reduzido. Os níveis de operação de um reservatório devem ser organizados a medida que

as pressões elevadas devem ser minimizadas e evitar a ocorrência de extravasamento que podem gerar perdas significativas de água, e um prejuízo à entidade gestora. Esta prática faz com que as pressões sejam máximas após enchimento (altura em que as cotas atingem valor limite), ao qual dispõe, a ocorrência do máximo volume de perdas. Idealmente, os níveis operacionais dos reservatórios devem ser estipulados de forma a que não sejam produzidas pressões demasiado altas na rede (Ferreira, 2017).

2.10 Modelação Hidráulica

A modelação hidráulica é uma área que envolve a utilização de *software* especializado para simular e prever o comportamento da água em sistemas hidráulicos. Esses programas baseiam-se em equações físicas e matemáticas que descrevem a dinâmica da água, permitindo a análise de parâmetros como o caudal, pressão e qualidade da água (Alegre *et al.*, 2005).

Para que a modelação hidráulica seja efetivamente aplicada, é necessária a disponibilização de dados setoriais de consumo, o que só é possível na presença de um sistema bem setorizado e com medição zonada. A existência de sistemas de medição confiáveis e precisos é fundamental para garantir a eficiência e a precisão da Modelação hidráulica, tornando possível a identificação de problemas e a tomada de decisões mais acertadas (Alegre *et al.*, 2005).

Segundo Carvalho (2014), a utilização de modelação hidráulica, com o modelo de simulação já bem desenvolvido e calibrado, permite:

- Identificar as limitações e erros de configuração no sistema;
- Planear a divisão em ZMC, simulando os efeitos das alterações topológicas e operacionais nas pressões da rede, podendo modificar-se as zonas desfavoráveis, antes de se proceder à sua implementação;
- Simular a entrada de caudais nas ZMC, permitindo a seleção adequada dos pontos de medição e a escolha dos respetivos equipamentos.

Ao dispensar a simulação hidráulica poderá estar a comprometer a eficácia do método e a não rentabilização do investimento realizado. Coelho, Loureiro e Alegre (2006) também mostram a importância do desenvolvimento do modelo que deve ser feito de forma estruturada e sistemática de modo a garantir o melhor aproveitamento possível

dos esforços e recursos investidos. De acordo com os autores o desenvolvimento do modelo deverá seguir a seguinte metodologia mostrada na Figura 2.28.

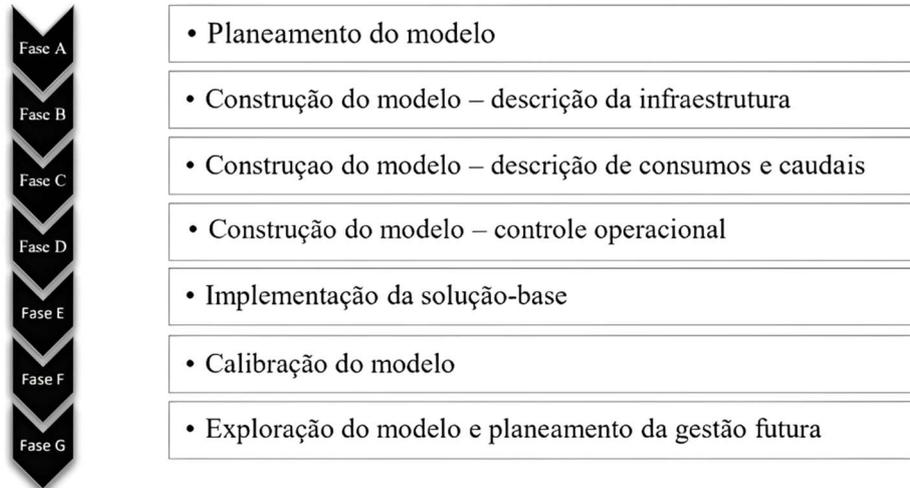


Figura 2.28 - Fases do desenvolvimento do modelo hidráulico.

Fonte: Adaptado de Coelho, Loureiro e Alegre, 2006.

Para Gomes (2011), a modelação de um sistema é dividida em 6 fases resumidamente apresentada na Figura 2.29.

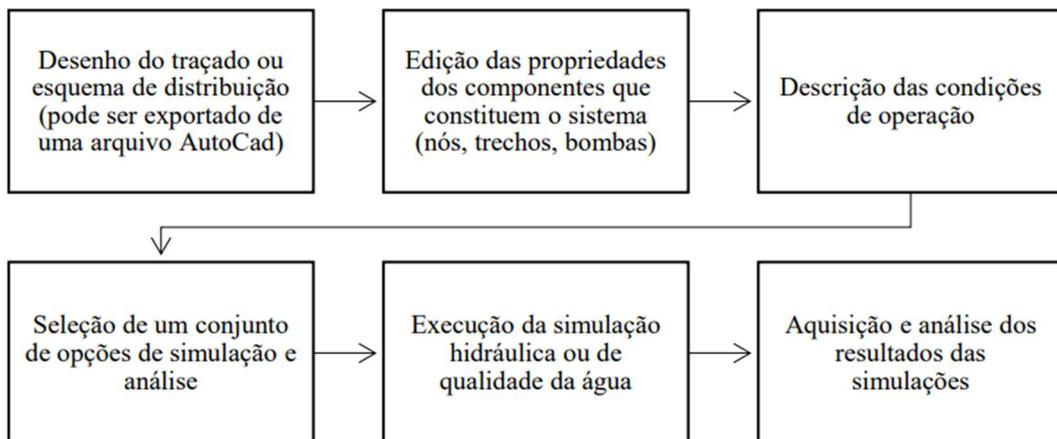


Figura 2.29 - Metodologia para Modelação hidráulica.

Fonte: Adaptado de Gomes, 2019.

2.10.1 Software EPANET (DDA)

Dentre os programas que se destacam para simulação de redes de abastecimentos de água é o EPANET, criado e desenvolvido pela USEPA – *Environmental Protection Agency* dos Estados Unidos da América. Este simulador é um dos mais confiáveis e utilizados na atualidade, permitindo um bom planejamento das redes, uma vez que é responsável por apresentar resultados para as variadas situações, bem como executar simulações estáticas e dinâmicas, avaliar a qualidade da água, etc. (Silva, 2008).

O *software* além de sua importância na análise de redes, apresenta potencialidades para a elaboração de simulação para estudos de expansão das redes de distribuição, calibração de modelos hidráulicos, avaliação de consumos nas populações, análise da qualidade da água e decaimento do cloro residual, potencialidade em avaliar a idade da água em determinados pontos da rede, elaborar modelação do funcionamento das válvulas e bombas e por fim, pode ser utilizado para analisar as condições de combate a incêndio (Silva, 2008).

O EPANET, entretanto, apresenta algumas desvantagens relativamente a outros *softwares* disponíveis no mercado, ao qual o obriga a utilizar *softwares* auxiliares. Entre suas limitações não permite trabalhar com redes importadas em CAD (.*dxf* ou .*dwg*), não se pode analisar a qualidade da água em mais de um elemento químico em simultâneo, etc. (Pereira, 2012).

Este programa aplica uma *demand-driven-analysis* (DDA) com o objetivo de prever, a longo prazo, o comportamento dinâmico de um sistema pressurizado. Uma abordagem DDA considera que os consumos da rede são conhecidos e constantes, não dependentes da pressão. A utilização da abordagem DDA, para situações de funcionamento normal produz, geralmente, resultados precisos, no entanto pode originar resultados irreais para estados de criticidade, tais como, situação de incêndio, consumos extraordinários ou perdas através das tubagens (Ferreira, 2017). A Figura 2.30 ilustra como o EPANET funciona.

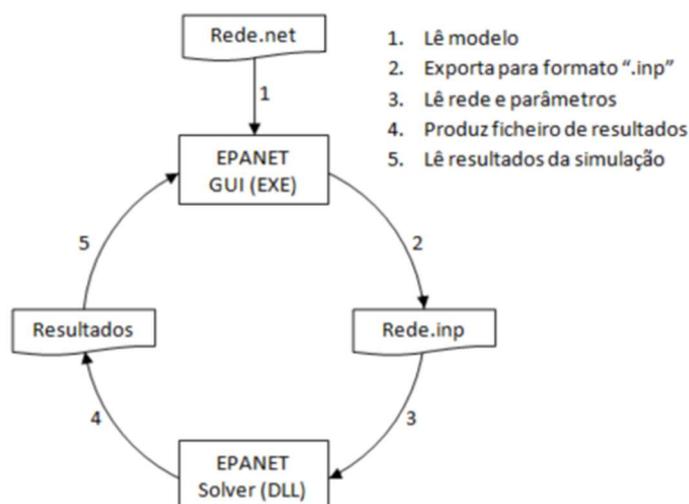


Figura 2.30 - Fases de simulação usando o *software* EPANET.

Fonte: Muranho, 2012.

2.10.1.1 Capacidades da Modelação Hidráulica

A completa caracterização da rede hidráulica, que inclui todas as condutas, sem simplificações, é um pré-requisito essencial para uma Modelação confiável da qualidade da água. A precisão e a confiabilidade da modelação hidráulica são necessárias para a simulação acurada dos processos de transporte e transformação de contaminantes na rede de distribuição de água. Portanto, é um *software* especializado que oferece um conjunto de ferramentas de cálculo para suporte à simulação hidráulica. Entre as principais características do *software*, destacam-se (Muranho, 2012):

- Modelação de redes de distribuição de água complexas, com suporte para uma ampla variedade de componentes, incluindo tubulações, reservatórios, bombas, válvulas e fontes de água;
- Cálculo de pressões, caudais e velocidades de água em cada ponto da rede, permitindo avaliar o comportamento hidráulico do sistema;
- Simulação da operação de dispositivos de controlo, tais como válvulas e bombas, possibilitando o estudo da influência desses elementos sobre o desempenho do sistema;
- Avaliação da qualidade da água ao longo da rede, permitindo a identificação de locais de potencial contaminação e a análise de cenários de controlo da qualidade da água.

2.10.1.2 Algoritmo do Gradiente Global

O Algoritmo do Gradiente Global (AGG), conjuga a lei da conservação da massa em cada nó com a lei de conservação de energia em cada trecho. Contudo, o AGG encontra-se na base de muitos programas de modelação hidráulica, como é o caso do EPANET, e permite determinar as cotas piezométricas e os caudais de um sistema de distribuição de água, considerando que o sistema se encontra em equilíbrio hidráulico (Muranho, 2012). A Equação (15), mostra a formulação da rede que é composta por np condutas com caudal desconhecido, nn nós de junção com cota piezométrica desconhecida e $n0$ nós de junção com cota piezométrica conhecida.

$$\begin{bmatrix} A_{pp} & A_{pn} \\ A_{np} & A_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Q \\ H \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -A_{p0} H_0 \\ -q \end{bmatrix} \quad (15)$$

Sendo,

$Q = [Q_1, Q_2, \dots, Q_{np}]^T$: Vetor coluna de caudais desconhecidos nas condutas;

$H = [H_1, H_2, \dots, H_{nn}]^T$: Vetor coluna de cotas piezométricas desconhecidas nos nós;

$H_0 = [H_{01}, H_{02}, \dots, H_{0n0}]^T$: Vetor coluna de cotas piezométricas nos nós fixos;

$q = [q_1, q_2, \dots, q_{nn}]^T$: vetor coluna de consumos nodais;

A_{pp} : Matriz diagonal $np \times np$, cujos elementos correspondem à perda de carga nas condutas;

$A_{pn} = A_{np}^T$ e $A_{p0} = A_{0p}^T$: Matrizes de incidência com as dimensões $np \times nn$ e $np \times n0$, respetivamente, que se obtêm da matriz $\bar{A}_{pn} = [A_{pn} A_{p0}]$, de dimensão $np \times (nn + n0)$;

A_{nn} : matriz diagonal $nn \times nn$, cujos elementos correspondem à solicitação dependente da pressão;

De acordo com Muranho *et al.* (2014) houve uma nova adaptação da equação (15), que teve em consideração os consumos dependentes da pressão e as perdas ao longo da rede. A Equação (16) mostra o processo das equações e seus elementos com a adaptação dos algoritmos de Todini e Pilati de maneira que os caudais de perdas estejam considerados.

$$DDL_{nn}^{iter} = D_{nn}^{iter} + DL_{nn}^{iter}$$

$$A^{iter} = A_{np}(D_{pp}^{iter})^{-1} A_{pn} - DDL_{nn}^{iter}$$

$$F^{iter} = [A_{np} Q^{iter} - (q_{disp}^{iter} - q_{fuga}^{iter})] - A_{np} (D_{pp}^{iter})^{-1} (A_{p0} H_0 + A_{pp}^{iter} Q^{iter})$$

$$H^{iter+1} = (A^{iter})^{-1} F^{iter} \quad (16)$$

$$Q^{iter+1} = Q^{iter} - (D_{pp}^{iter})^{-1} (A_{pp}^{iter} Q^{iter} + A_{pn} H^{iter+1} + A_{p0} H_0)$$

$$H^{iter+1} = \varphi^{iter} (H^{iter+1} - H^{iter}) +$$

$$Q^{iter+1} = \varphi^{iter} (Q^{iter+1} - Q^{iter}) + Q^{iter}$$

Sendo,

D_{pp} : Derivada parcial de A_{pp} em ordem ao caudal nas condutas;

DL_{nn} e D_{nn} : Derivada parcial de A_{pp} em ordem ao caudal nas condutas;

D_{pp} : Derivadas de q_{fuga} e q_{disp} , parâmetros que dizem respeito à pressão nas condutas e nos nós, respetivamente;

O mecanismo da equação (16) inicia-se pelo processo iterativo com $\varphi^{iter=0} = 1$ onde o elemento $H^{iter=0}$ de cada nó de junção é considerado igual à correspondente elevação, acrescido da pressão máxima de referência dos consumos dependentes da pressão. O coeficiente $\varphi^{iter=}$ ($\in [0,1]$) é utilizado para favorecer a convergência quando são atualizadas as estimativas das cotas piezométricas nodais e caudais.

2.10.2 Software WaterNetGen (PDA)

O *WaterNetGen*, desenvolvido por Muranho em 2012, é uma extensão do *software* EPANET que permite a geração automática e dimensionamento de modelos sintéticos de sistemas de distribuição de água. Ele oferece suporte não apenas para análises baseadas

no consumo (DDA), como o EPANET convencional, mas também para análises baseadas na pressão (PDA). A Modelação PDA é considerada mais realista, uma vez que os padrões de consumo dependem da pressão exercida na rede. Uma vantagem significativa é a capacidade de considerar vazamentos, como ruturas e perdas de base, ao longo das tubulações. Mais recentemente, o *WaterNetGen* foi adaptado para um modelo de operação que visa minimizar vazamentos e os custos de eletricidade associados (Sousa *et al.*, 2014).

Dessa forma, o *WaterNetGen* concentra-se principalmente na simulação orientada pela pressão e aborda a necessidade de fornecer informações detalhadas sobre o estado interno do sistema, especialmente quando a pressão é positiva, mas insuficiente para atender ao consumo (Muranho *et al.*, 2014). Nesse contexto, os cálculos de consumo são realizados com base na pressão instalada na rede, permitindo a estimativa de caudais de perdas de base e perdas por rotura.

2.10.2.1 Modelo pressure-driven

Para Moura (2017), a modelação PDA de modo que os consumos passam a depender das pressões, apresenta a vantagem de considerar fugas ao longo do comprimento das condutas, fugas de base e fugas por rotura. A Equação (17) (Adaptado de Wagner *et al.*, 1988) mostra a possibilidade de cálculo do consumo em função da pressão instalada na rede, e em complemento, a Equação (18) (Adaptado de Germanopoulos, 1985) para o cálculo das perdas de base e por rotura, expressa o volume de perda em função da pressão.

$$q_i^{forn}(P_i) = q_i^{req} \times \begin{cases} 1 & \text{se } P_i \geq P_i^{ref} \\ \left(\frac{P_i - P_i^{min}}{P_i^{ref} - P_i^{min}} \right)^\alpha & \text{se } P_i^{min} < P_i < P_i^{ref} \\ 0 & \text{se } P_i \leq P_i^{min} \end{cases} \quad (17)$$

Sendo,

q_i^{forn} : Caudal fornecido ao nó i;

P_i : Pressão instalada no nó i;

q_i^{req} : Caudal requerido pelo nó i;

P_i^{min} : Pressão abaixo da qual não há consumo;

P_i^{ref} : Pressão necessária para satisfazer completamente o consumo;

α : Expoente que exprime a relação entre a pressão e o consumo, usualmente 0,5.

$$q_k^{fuga}(P_k) = \begin{cases} \beta_k l_k (P_k)^{\alpha_k} + C_k (P_k)^{\delta_k} & \text{se } P_k > 0 \\ 0 & \text{se } P_k \leq 0 \end{cases} \quad (18)$$

Sendo,

q_k^{fuga} : Caudal de fuga ao longo da conduta k ;

P_k : Pressão média na conduta k ;

β_k : normalmente 10^{-7} ;

α_k : Parâmetros relacionados com o modelo de perdas de base (background - pequenos orifícios, juntas ou fendas);

C_k e δ_k : Parâmetros relacionados com o modelo de perdas por rotura (burst);

l_k : Comprimento da conduta

Em complemento, Ferreira (2017) mostra que o caudal total perdido numa conduta q_k^{fuga} , em termos de simulação, deve ser repartido igualmente pelos dois nós extremidade dessa mesma conduta. Ou seja, cada nó i tem atribuído um caudal nodal de fuga, q_i^{fuga} , que corresponde à soma de metade do caudal total perdido em cada uma das condutas que tenham ligação direta a esse nó, como se encontra descrito na equação (19). O parâmetro k refere-se ao número total de condutas conectadas ao nó i .

$$q_i^{fuga}(P_k) = \frac{1}{2} \sum q_k^{fuga} \quad (19)$$

Sendo,

q_i^{fuga} : Caudal de distribuição ao longo da conduta k ;

q_k^{fuga} : Caudal de fuga ao longo da conduta k ;

P_k : Pressão média na conduta k ;

k : Refere-se ao número total de condutas conectadas ao nó i .

2.10.3 DDA vs. PDA

A aplicação da abordagem DDA é geralmente eficaz na obtenção de resultados precisos para situações de operação normal. No entanto, essa abordagem pode levar a resultados irrealistas em estados críticos, como incêndios, consumos extraordinários ou vazamentos nas tubulações. Nessas condições, os consumos da rede podem ser inferiores aos predefinidos, uma vez que o fluxo em cada nó depende da pressão disponível. Conseqüentemente, as pressões nodais do modelo podem se tornar negativas ou excessivamente baixas, o que compromete a validade dos resultados obtidos.

Por outro lado, na abordagem PDA, os consumos nodais podem ser completamente atendidos somente se a pressão do nó for maior que a pressão mínima de referência. Caso contrário, o consumo pode ser apenas parcialmente atendido, dependendo da pressão disponível no nó. Portanto, embora o PDA permita simular redes em condições de pressão adequada e inadequada, ele introduz novos parâmetros ao modelo, aumentando sua complexidade (Baek *et al.*, 2009). Isso ocorre devido à necessidade de considerar a relação entre a pressão e o consumo para melhor refletir as características hidráulicas da rede.

Em suma, a análise PDA revela-se mais exata para simular comportamentos hidráulicos em cenários anormais de pressão, sendo a análise DDA mais indicada para cenários onde a pressão de referência é totalmente satisfeita. A Tabela 2.18, do mesmo autor, compila a comparação entre as duas metodologias.

Tabela 2.18 - DDA vs. PDA.

	DDA (<i>Demand-driven-analysis</i>)	PDA (<i>pressure-driven-analysis</i>)
Premissas	O Consumo dos nós são sempre satisfeitos.	O consumo dos nós são dependentes da pressão instalada.
Aplicações	Condições normais de funcionamentos.	Condições anormais de funcionamento (fugas, falhas, problema nas bombas, exigências de combate à incêndio).

	DDA (<i>Demand-driven-analysis</i>)	PDA (<i>pressure-driven-analysis</i>)
Confiança em condições anormais de operação	Baixa	Alta
Defeitos	Pressão nodal negativa pode ocorrer em situações em que a pressão não é satisfeita.	Necessita de uma equação que relacione o consumo nodal com a pressão nodal. O cálculo dos consumos e pressões nodais simultaneamente é bastante difícil.
Método de resolução	Procedimentos iterativo que satisfaçam a continuidade das equações.	Procedimentos iterativos usados na simulação DDA.

Fonte: Adaptado de Baek *et al.*, 2009.

2.11 Síntese da revisão bibliográfica

A síntese dos estudos apresentados permitiu ter conhecimento de alguns conceitos básicos sobre a legislação e o sistema organizacional do abastecimento de água em Portugal e permitiu abordar conhecimentos relativo a análise das perdas e fugas de água de um SAA, bem como os modelos de estudo e gestão para o controlo económico e prático de uma EG. Portanto é importante reter que:

- Para um bom funcionamento de um SAA, é necessário garantir desde à captação até a distribuição uma boa qualidade, bem como a utilização de bons acessórios que conduzem a um melhor aproveitamento da água no sistema, quer a nível de estanqueidade de água, com a possível utilização de juntas e outros acessórios que permitem a mudança de direção, quer a nível da pressão de serviço na rede, com a utilização de válvulas reductoras de pressão;
- Por maiores que sejam os esforços direcionados para o combate às perdas, é impossível eliminar completamente as fugas na rede de abastecimento de água;

- Para que seja quantificado o nível de perdas, é necessário a realização de um balanço hídrico bem detalhado à rede e suas componentes, com o maior nível de detalhe possível;
- Para que se tenha um modelo eficaz para a rápida detecção de roturas e consequentemente a diminuição do volume de perdas, é necessário a aplicação de ZMC ao longo da rede, juntamente com um modelo hidráulico que permite a detecção destas perdas.
- Na maioria das fugas que ocorrem em um SAA, a pressão contribui de forma direta, portanto o controlo é imprescindível.
- A modelação hidráulica é uma importante ferramenta para analisar os diferentes parâmetros em uma rede de distribuição de água, sendo atualmente uma das ferramentas mais essenciais para a uma EG.

3 METODOLOGIA

3.1 Introdução

No presente capítulo, de acordo com os objetivos delineados, efetua-se uma análise abrangente da Zona de Medição e Controle (ZMC) em estudo. O propósito desta análise abrange a identificação e investigação de potenciais fugas de água, a investigação da tipologia de perdas presentes, bem como a avaliação dos padrões de consumo associados. Adicionalmente, procede-se à construção de um modelo detalhado da rede utilizando a plataforma de simulação hidráulica EPANET. Essa modelação apresenta-se como uma etapa crucial para o entendimento do comportamento hidráulico e para a tomada de decisões fundamentadas no âmbito do planeamento e gestão da ZMC em questão.

No contexto deste caso de estudo, foram necessários o fornecimento de dados pela EG, como os consumos de entrada na rede e caudais instantâneos. Além disso, é apresentada uma descrição da visita técnica no qual o autor teve a oportunidade de integrar uma das equipas de deteção de fugas e perdas de água da entidade gestora. Por fim, com o auxílio do *software* EPANET, são realizadas análises DDA (Análise de Consumo e Distribuição) e PDA (Análise de Pressão e Distribuição) para diversos cenários, para obter soluções que contribuam para a melhoria da rede. Este capítulo contempla ainda a construção do modelo, utilizando os dados fornecidos pela entidade gestora.

3.2 Sistema de Abastecimento na empresa AC, Águas de Coimbra, E.M.

A AC, Águas de Coimbra, E.M. é uma Empresa Municipal, dotada de autonomia estatutária, administrativa e financeira, com capital social detido, na sua totalidade, pela Câmara Municipal de Coimbra. A empresa dá continuidade à atividade do Serviço Municipalizado de Água e Saneamento de Coimbra (SMASC), no seguimento do Serviço Municipalizado de Coimbra (SMC), cuja atividade remonta às primeiras décadas do século XX (Relatório de contras 2021 da AC, Águas de Coimbra, E.M.).

As Águas de Coimbra, tem por objeto a satisfação de necessidades básicas no domínio do abastecimento público de água e saneamento de águas residuais urbanas (Relatório de contras 2022 da AC, Águas de Coimbra, E.M.).

A rede de abastecimento de água tem sido alvo de constantes avaliações e investimentos, dispõe de significativos recursos infraestruturais, dos quais são divididas em 13 SAA (Sistema de Abastecimento de Água) que são subdivididas em 132 ZMC's (Zonas de Medições de Controlo) (Figura 3.1). Destacam-se os cerca de 1.200 km de rede de distribuição, 55 reservatórios e 37 estações elevatórias (Figura 3.2), que asseguram taxas de cobertura dos serviços de abastecimento de água de 100%, com 45.141 ramais domiciliários que visam garantir a qualidade e a eficiência do abastecimento. (Relatório de contras 2021 da AC, Águas de Coimbra, E.M.).

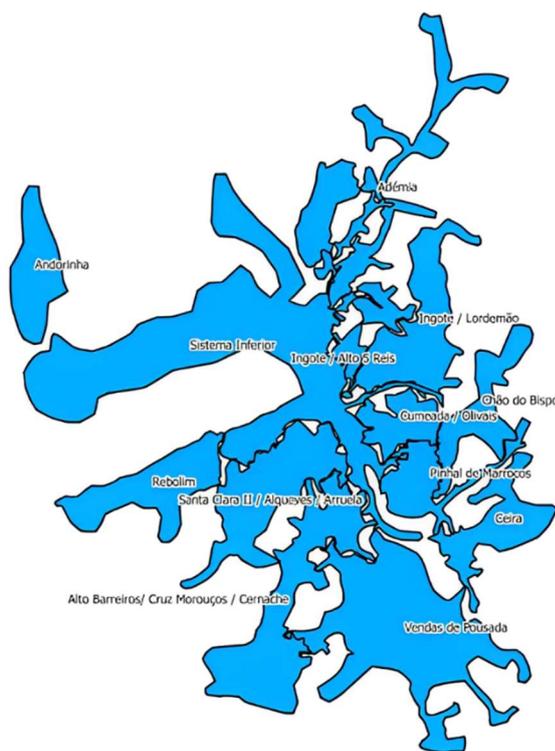


Figura 3.1 - Zonas de Medição de Controlo (ZMC) de Coimbra.

Fonte: Elementos disponibilizados pela AC, Águas de Coimbra, E.M., 2023.

No ano de 2022, foi registado um volume de entrada total de 12.560.530 m³ de água no sistema de abastecimento, dos quais, apenas 10.140.007 m³ foram faturados aos consumidores, o que representa um percentual de 19,27% de água não faturada (ANF). (Relatório de contras 2022 da AC, Águas de Coimbra, E.M.).



Figura 3.2 - Reservatório da AC, Águas de Coimbra, E.M.

Fonte: Elementos disponibilizados pela AC, Águas de Coimbra, E.M., 2023.

Ao longo dos últimos anos, o cadastro tem vindo a ser introduzido no programa de sistema de informação geográfica (SIG), sendo atualizado e devidamente georreferenciado, mas considera-se ainda a necessidade de ser aperfeiçoado. Uma rede bem cadastrada e bem conhecida permite tornar as respetivas intervenções mais eficientes e mais rápidas do que intervenções numa rede desconhecida (Godinho, 2018).

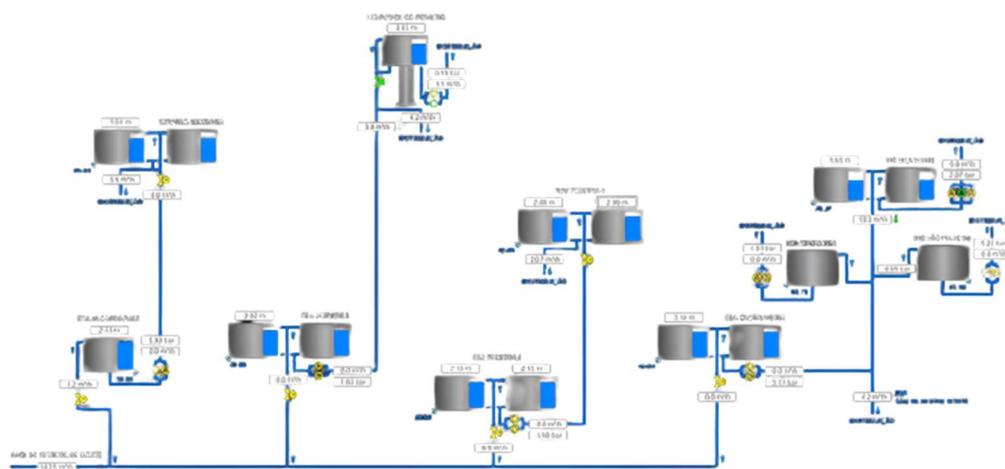


Figura 3.3 - Sistema de Telegestão para os Reservatórios da AC, Águas de Coimbra E.M.

Fonte: Elementos disponibilizados pela AC, Águas de Coimbra, E.M., 2023.

Um dos maiores desafios que a AC, Águas de Coimbra, E.M. enfrenta é a reabilitação das infraestruturas existentes e a implementação de novas e melhores tecnologias, tais como equipamentos de telegestão (Figura 3.3), com aproximadamente 70% dos clientes com telemetria, SIG completo com informação do cadastro, equipamentos de monitorização (Figura 3.4), entre outros.

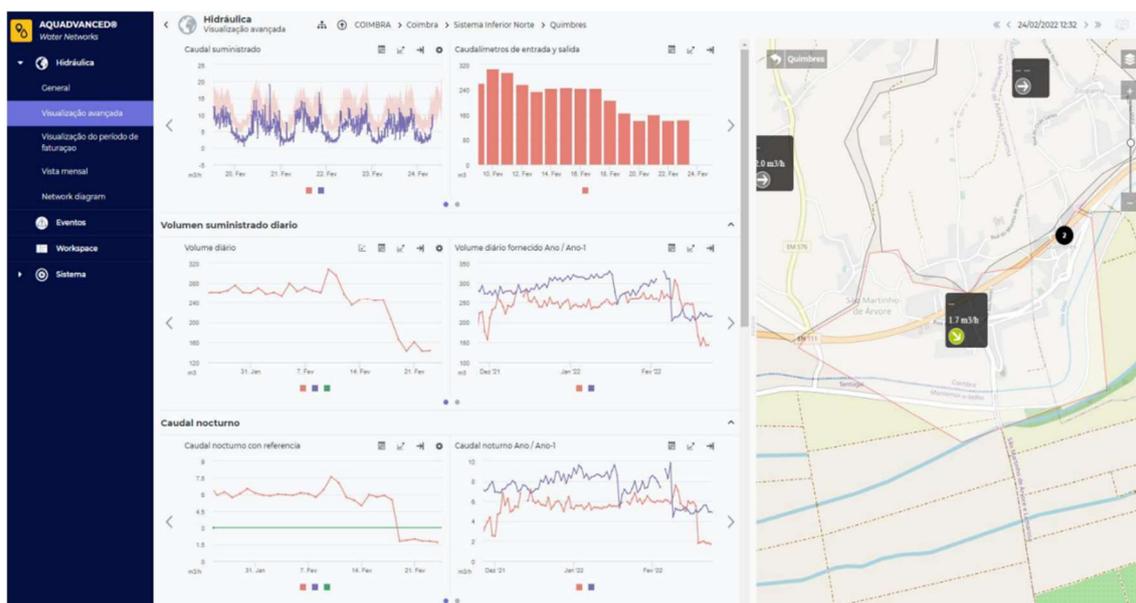


Figura 3.4 - Monitorização do abastecimento de água em tempo real.

Fonte: Elementos disponibilizados pela AC, Águas de Coimbra, E.M., 2023.

Entre os inúmeros investimentos para melhoria da rede de abastecimento em diversos aspetos, a AC, Águas de Coimbra, E.M. tem obtido grandes resultados na redução de perdas de água, nomeadamente na reabilitação e alterações de tubagens ao longo de toda a extensão, pode-se destacar que:

- Entre 2006 e 2016 a rede de abastecimento foi quase erradicada a utilização do fibrocimento;
- Foram remodelados cerca de 269 km de condutas e 11693 ramais;
- Houve um investimento de 14.800.000€ pela AC, Águas de Coimbra, E.M., para as melhorias na infraestrutura;
- Existiu redução de roturas em condutas, que passaram de 878 roturas em 2006, para 107 em 2016. Em 2022 foram registadas apenas 45.

A Figura 3.5 mostra a evolução no combate as perdas e fugas de água nas redes de abastecimento de Coimbra, onde nota-se que com o passar dos anos o volume de entrada de água é menor comparado com anos anteriores e o volume de água faturado é maior, o que comprova o bom trabalho da AC, Águas de Coimbra, E.M., para as melhorias nas redes abastecimento.

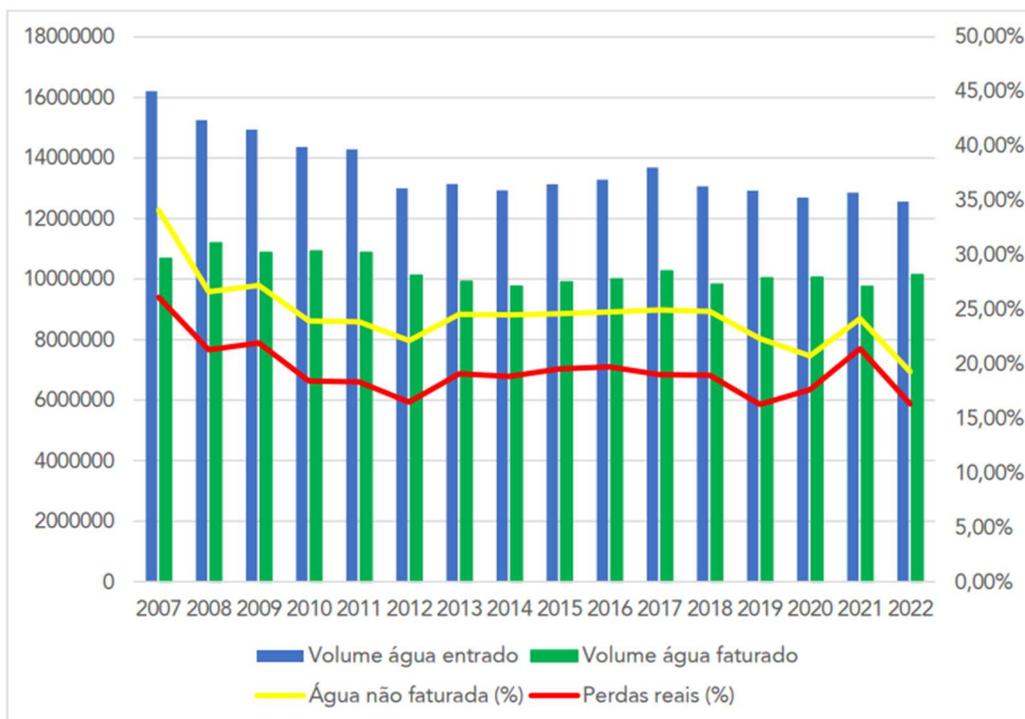


Figura 3.5 - Evolução na eficiência do sistema de abastecimento de água de Coimbra.

Fonte: Relatório e contas - AC, Águas de Coimbra, E.M., 2022.

O balanço hídrico (Figura 3.6), do ano 2022, expresso segundo as recomendações da IWA, permite concluir que o exercício foi terminado com perdas totais de 19,27%, uma melhoria notável em relação ao ano de 2021 com 24,14%, sendo considerado pela AC um valor dentro dos objetivos, como determinado pelo Plano Nacional da Água, para atingir em 2020 os 20% de perdas.

BALANÇO HÍDRICO 2022					
Água entrada no sistema 12 560 530 [m ³ /ano]	Consumo autorizado 10 150 957 [m ³ /ano]	Consumo autorizado faturado 10 140 007 [m ³ /ano]	Consumo faturado medido 10 096 838 [m ³ /ano]	Consumo faturado 10 140 007 [m ³ /ano]	
			Consumo faturado não medido 43 169 [m ³ /ano]		
			Consumo autorizado não faturado 10 950 [m ³ /ano]	Consumo não faturado medido 0 [m ³ /ano]	Água não faturada (perdas comerciais) 2 420 523 [m ³ /ano]
				Consumo não faturado não medido 10 950 [m ³ /ano]	
	Perdas de água 2 409 573 [m ³ /ano]	Perdas aparentes 359 128 [m ³ /ano]		Consumo não autorizado 162 240 [m ³ /ano]	
				Perdas de água por erros de medição 196 888 [m ³ /ano]	
		Perdas reais 2 050 445 [m ³ /ano]		Fugas nas condutas de adução e/ou distribuição 501 661 [m ³ /ano]	
				Fugas e extravasamentos nos reservatórios de adução e/ou distribuição 43 800 [m ³ /ano]	
			Fugas nos ramais (a montante do ponto de medição) 1 504 983 [m ³ /ano]		

Figura 3.6 - Balanço Hídrico da AC, Águas de Coimbra, E.M. em 2022.

Fonte: Relatório e contas - AC, Águas de Coimbra, E.M., 2022.

3.3 ZMC Ponte de Eiras

A ZMC Ponte de Eiras, localiza-se em Portugal, no concelho de Coimbra, inicia-se junto ao IC2, na intersecção entre EN111 e Estrada de Eiras, dispõe de apenas um reservatório (Boavista II) que é responsável pelo abastecimento da rede e apresenta uma extensão total de aproximadamente 8,03 km com 251 ramais de consumo. Entre as várias outras zonas de medição da EG, a ZMC do estudo de caso foi baseada no alerta gerado pelo sistema de telegestão, onde indicou a possibilidade de fugas de água em suas condutas. A Figura 3.7 mostra a ZMC Ponte de Eiras juntamente com implantação da rede de abastecimento de água.

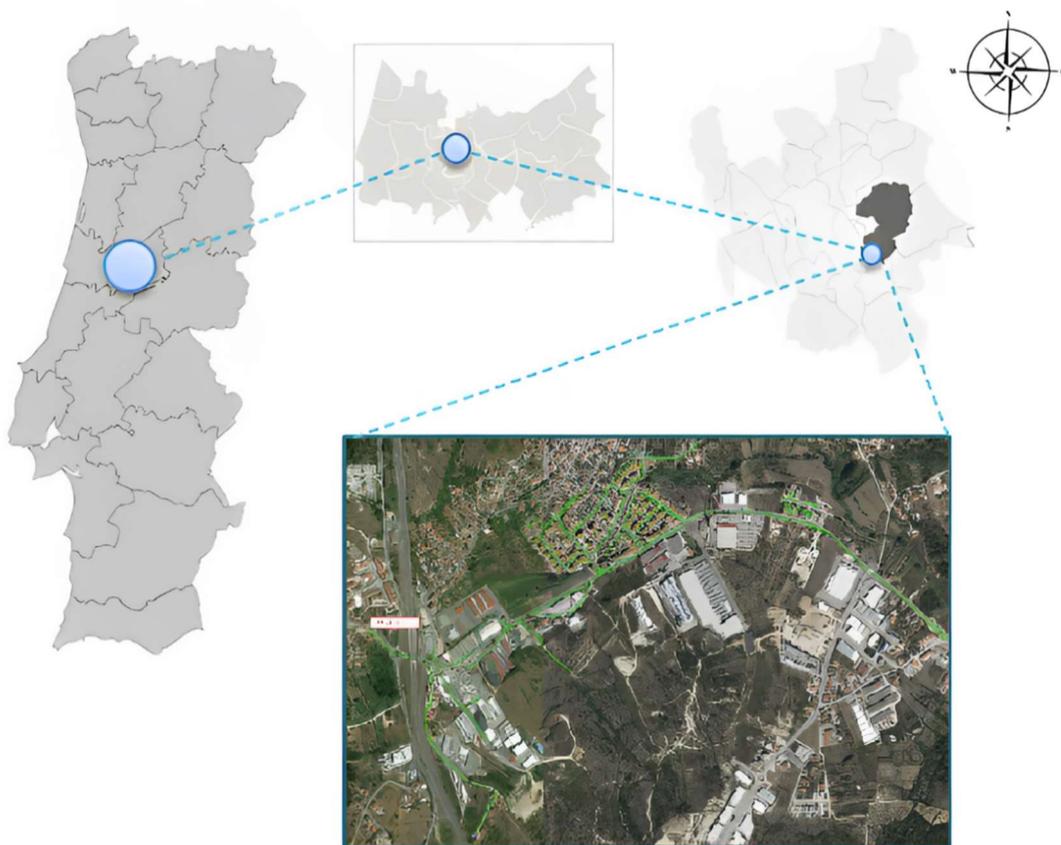


Figura 3.7 - Localização da ZMC Ponte de Eiras.

Fonte: Autor, 2023.

A ZMC Ponte Eiras, apresenta uma rede de abastecimento mista, ou seja, uma parte de sua rede é ramificada e outra parte da rede divide-se em malhas. Apresenta ramais de consumo doméstico, industrial e comercial, consumos públicos e combate à incêndio.

No anexo III, é possível visualizar a identificação dos ramais de consumo e das cotas dos pontos. e no Anexo IV, mostra o comprimento e o diâmetro das condutas.

3.4 Saída de campo - ZMC Ponte de Eiras

A seleção do estudo de caso foi baseada no alerta gerado pelo sistema de telegestão durante o planeamento da saída de campo. A telegestão indicou um valor de Caudal Mínimo Noturno (CMN) de aproximadamente 7,39 m³/h na leitura do caudalímetro a entrada da ZMC no dia 27 de abril de 2023, conforme demonstrado na Figura 3.8. Esse valor foi significativamente mais alto do que os registos históricos da rede, que apresentava valores entre 3,50 a 4,50 m³/h.

Um dos fatores importantes para a determinação da ação na rede (Intervenção) é o planeamento prévio para Zona de Medição e Controle (ZMC) em estudo. É necessário levar em consideração a sensibilidade e a experiência do operador do sistema de telegestão após o alerta ser emitido, para que perceba se existe alguma possibilidade de fuga de água na ZMC.

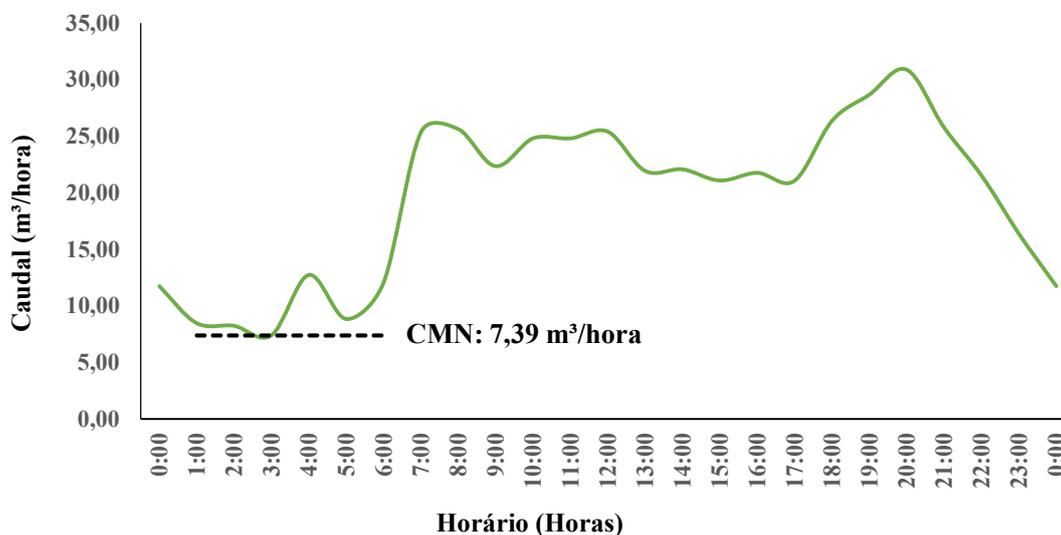


Figura 3.8 - Caudal de entrada na ZMC (27 de abril).

Fonte: Autor, 2023.

O aumento do CMN está frequentemente associado a perdas de água causadas por fugas na rede de distribuição, e quando há um aumento no CMN, é um indicativo de que pode haver uma rotura na rede. Diante desse alerta, é necessário iniciar um processo de

pesquisa aproximada para localizar a possível rotura. Esse processo envolve o uso do método *step-test* (ver na alínea 2.8.2 - Técnicas de deteção para as fugas), que consiste em isolar partes da rede através do fecho das válvulas de seccionamento. Em seguida, é verificada a leitura no caudalímetro da água de entrada na ZMC. Durante esse processo, a equipa móvel mantém-se em constante comunicação com a central de telegestão ou o responsável em campo pela ação (Moura, 2017).

3.5 Modelação hidráulica

A modelação hidráulica é uma ferramenta amplamente empregada pelas Entidades Gestoras na redução das perdas de água na rede de distribuição. Como mencionado anteriormente, essa abordagem pode ser aplicada em praticamente qualquer parâmetro da rede, sua utilização permite simular e analisar o comportamento hidráulico do sistema, identificar pontos de perda e propor estratégias eficazes para reduzir essas perdas (Ferreira, 2017). Dessa forma, a modelação hidráulica desempenha um papel fundamental na gestão eficiente dos recursos hídricos e na melhoria do desempenho das redes de distribuição de água.

Este capítulo aborda a análise da rede apresentada, avalia as condições às quais está sujeita e, caso sejam identificadas irregularidades no seu funcionamento, implementa medidas corretivas para contribuir para a redução das perdas e aprimoramento geral do desempenho da rede. Conforme visto foram elaborados três cenários distintos.

- No cenário 1 (subcapítulo 4.2.1), com padrão de consumo obtido com os caudais médios, a rede é analisada com base nos dados fornecidos pela AC, Águas de Coimbra, E.M., onde será modelado com os padrões médios de consumo, e será calibrado de forma idêntica ao registado nos dias de análise, do dia 27 de abril até dia 01 de maio. A finalidade desta modelação é tentar perceber se as necessidades da população são garantidas e se há cumprimento das normas legais;
- No cenário 2 (subcapítulo 4.2.2), com padrão de consumo obtido no dia 27 de abril, dia de maior consumo, medição anterior ao dia da intervenção com *step-test*, contempla a variação de consumos nodais segundo o padrão da Figura 2.13, e inclui um coeficiente emissor num ponto, que apresenta

uma emissão de descarga. O objetivo é simular a fuga conforme detetado na ação em campo;

- No cenário 3 (subcapítulo 4.2.3), com padrão de consumo obtido no dia 27 de abril, dia de maior consumo, medição anterior ao dia da intervenção com *step-test*, contempla a variação de consumos nodais segundo o padrão da Figura 2.13, e pretende simular com um coeficiente emissor para as fugas distribuídas nas condutas.

Em todos os 3 cenários serão utilizados os modelos de simulação DDA e PDA para a obtenção dos resultados, entretanto os resultados que serão obtidos pelo DDA serão os de enfase do trabalho, uma vez que foram fornecidos os consumos pela EG. A utilização do PDA será de caráter comparativo, pois uma vez que os dados de pressão dos ramais não foram fornecidos pela EG, não é possível elaborar uma calibração do sistema conforme a realidade.

3.5.1 Informações Iniciais

Para a elaboração do modelo hidráulico, de forma a aproximar-se o mais possível com a realidade da ZMC Ponte de Eiras, foi necessário solicitar as seguintes informações a AC, Águas de Coimbra, E.M.

- Dados de altimetria, geometria da rede, topologia e características das infraestruturas relevantes, como tubulações, reservatórios, válvulas e outros componentes que possam influenciar o comportamento hidráulico;
- Solicitações ao sistema, os consumos e a sua variação temporal e espacial.

Antes de transferir os dados do cadastro para o modelo, é essencial configurar as unidades de medida correspondentes às diferentes variáveis (Tabela 3.1). Essa configuração é necessária para garantir que, ao inserir os dados no modelo, eles sejam apresentados conforme o esperado e alinhados com as unidades adequadas de cada grandeza.

Para o desenvolvimento do modelo no EPANET, é necessário introduzir vários parâmetros relativos aos Nós, Condutas e Válvulas. Nas Tabela 3.2, Tabela 3.3 e Tabela 3.4 abaixo, mostram, respetivamente, quais informações são obrigatórias definir para a definição do modelo.

Tabela 3.1 - Grandezas do Modelo.

Parâmetro	Unidades
Carga hidráulica	m
Caudal	l/s
Comprimento	m
Consumo	l/s
Cota	m
Diâmetro Reservatório	m
Diâmetro Conduas	mm
Fator de Perda de Carga	adimensional
Pressão (Altura Piezométrica)	m
Velocidade	m/s
Volume	m ³

Fonte: EPANET 2 *User's Manual*, 2000.

Tabela 3.2 - Propriedades dos Nós.

Propriedades do Nó	Descrição
ID do nó	Identificação do nó
Cota	Cota do nó
Consumo Base	Valor médio ou nominal da categoria principal de consumo no nó.
Diagrama de Consumo	Identificação do padrão temporal para caracterizar a variação de consumo com o tempo

Fonte: Fontes, 2022.

Durante o processo de transferência dos dados da rede do cadastro para o programa EPANET, foi necessário efetuar simplificações para evitar que o modelo se tornasse excessivamente complexo e de difícil execução. Essas simplificações visaram manter a viabilidade prática do modelo, garantindo sua adequada aplicação e interpretação.

Tabela 3.3 - Propriedades das Condutas.

Propriedades das Condutas	Descrição
ID da Conduta	Identificação da conduta
Nó Inicial	Nó onde começa a conduta
Nó Final	Nó onde finaliza a conduta
Comprimento	Comprimento da conduta
Diâmetro	Diâmetro interno da conduta
Rugosidade	Coefficiente de rugosidade da conduta

Fonte: Fontes, 2022.

Tabela 3.4 - Propriedades das Válvulas.

Propriedades das Válvulas	Descrição
ID da Conduta	Identificação da conduta
Nó Inicial	Nó onde começa a conduta
Nó Final	Nó onde finaliza a conduta
Diâmetro	Diâmetro interno da conduta
Tipo	Tipo de válvula
Parâmetro de Controlo	Parâmetro para descrever as condições de operação da válvula

Fonte: Fontes, 2022.

Foram assim efetuadas as seguintes simplificações:

- Os ramais de alimentação foram removidos, uma vez que não eram necessários para o modelo em questão.
- As válvulas de seccionamento foram retiradas, apesar de causarem uma pequena perda de carga, no entanto seu impacto foi considerado insignificante.
- As informações relacionadas aos contadores, que já estavam presentes nos nós, foram excluídas, tornando os contadores desnecessários.
- Os Nós foram simplificados, agregando aqueles que estavam mais próximos.

- Na entrada da ZMC, foi inserido um tanque com uma válvula redutora de pressão para simular as condições de entrada nessa área específica.



Figura 3.9 - Rede no EPANET.

Fonte: Autor, 2023.

3.5.2 *Investigação dos Caudais da ZMC*

Durante o período de amostragem, que ocorreu entre as 00:00h do dia 26 de abril de 2023 e as 23:59h do dia 01 de maio de 2023, o caudal de entrada na ZMC – Ponte de Eiras foi registado utilizando-se o sistema de telegestão. Com base nos dados recolhidos, foram calculados os caudais médios (m^3/h) para cada intervalo de uma hora. Na Tabela 3.5, encontra-se os dados médios da medição a cada hora conforme especificado e no Anexo V pode-se verificar os valores completos fornecidos pela AC.

Tabela 3.5 - Caudal de Entrada da Rede.

Horário (h)	Caudal (m ³ /h)					
	26/abr	27/abr	28/abr	29/abr	30/abr	01/mai
0:00	11,38	11,74	11,24	12,17	12,44	9,18
1:00	8,34	8,49	9,14	9,94	9,46	7,06
2:00	8,45	8,24	8,32	9,23	9,44	6,54
3:00	7,88	7,39	8,19	8,59	8,23	5,88
4:00	12,25	12,73	12,28	12,84	11,85	9,79
5:00	9,21	8,84	8,49	9,18	8,23	5,15
6:00	13,42	12,06	12,10	9,97	9,71	6,68
7:00	23,65	25,36	24,95	14,94	13,38	9,88
8:00	25,64	25,62	24,16	21,42	18,34	12,52
9:00	23,01	22,34	21,73	24,92	20,61	18,22
10:00	24,26	24,80	24,24	23,51	23,88	22,26
11:00	24,26	24,80	24,24	23,51	23,88	22,26
12:00	24,55	25,40	25,42	26,54	22,30	22,34
13:00	25,16	21,93	22,34	24,45	22,22	22,16
14:00	21,59	22,08	24,42	22,76	18,80	18,53
15:00	21,03	21,08	22,76	20,08	15,27	15,49
16:00	20,35	21,76	21,69	17,97	13,35	14,09
17:00	22,62	21,07	21,83	18,83	15,13	15,71
18:00	22,80	26,35	26,10	21,33	13,77	18,22
19:00	30,12	28,67	26,35	21,18	17,26	23,75
20:00	28,53	30,89	26,57	21,99	19,08	24,34
21:00	24,24	25,76	24,67	20,81	18,73	22,38
22:00	20,32	21,54	19,30	17,59	15,19	19,00
23:00	15,92	16,41	18,44	14,59	13,06	13,47
0:00	11,38	11,74	11,24	12,17	12,44	9,18

Fonte: Autor, 2023.

3.5.3 Caudais médios diários

Os valores de caudal médio diário foram determinados utilizando o método da média aritmética para cada dia do período de amostragem. Na Tabela 3.6, são apresentados os valores do caudal médio diário e do consumo total na rede para os dias definidos de estudo.

Tabela 3.6 - Caudais médios (m³/h) e consumos totais diários (m³).

Dia / Mês	Caudal Médio Diário (m³/h)	Consumo Total Diário (m³)
26/04	19,55	469,0
27/04	19,81	475,3
28/04	19,54	469,0
29/04	17,85	428,3
30/04	15,57	373,6
01/05	15,20	364,9

Fonte: Autor, 2023.

Relativamente aos valores apresentados no Tabela 3.6 , o dia de maior consumo diário na rede refere-se ao dia 27 de abril com o valor de 475,30 m³ de água consumida durante o período de 24 horas. O dia que apresentou menor caudal médio diário foi no 01 de maio, com consumo de 15,20 m³/h. Entretanto, com base no Anexo V, os caudais máximos e mínimos instantâneos, num período de medição de 5min, ocorrem nos dias 26 de abril e 01 de maio, com valores de 36,06 m³/h e 3,15 m³/h, respetivamente.

3.5.4 Caudal Médio

O caudal médio considerado na ZMC Ponte de Eiras foi retirado através da média aritmética dos caudais médios a cada uma hora, referente aos dias 26 de abril a 01 de maio. Conforme mostrado na Figura 3.10, o valor do Caudal Médio é de 17,65 m³/h.

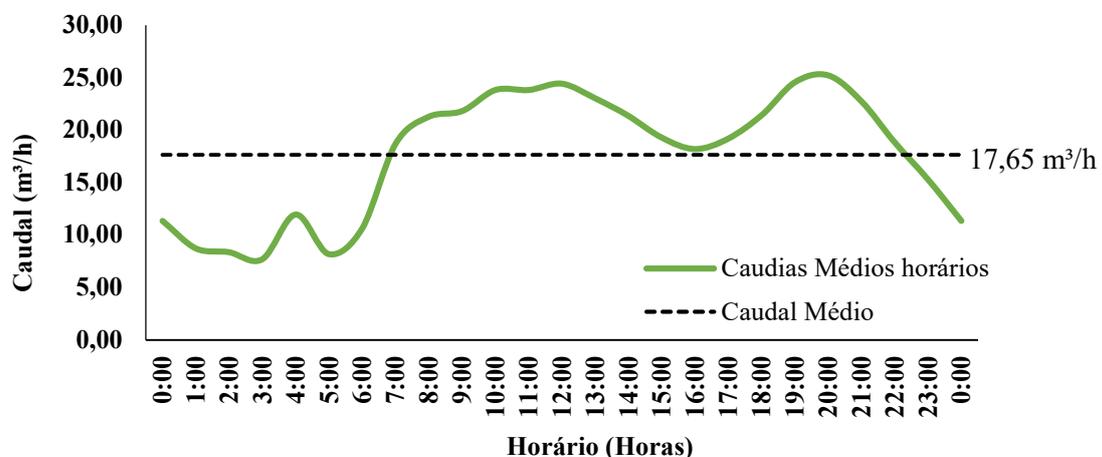


Figura 3.10 - Caudal Médio - ZMC Ponte Eiras.

Fonte: Autor, 2023.

3.5.5 Padrões de Consumo

Os hábitos de consumo existente na rede e são de vital importância para a modelação hidráulica, portanto, foram desenvolvidos padrões de consumo que representam três cenários distintos, todos eles projetados para um período de 24 horas com intervalos de 1 hora. O primeiro cenário tem em consideração a totalidade da amostra, ou seja, é baseado em todos os dados recolhidos. O segundo e terceiro padrão, representam exclusivamente os dias em que foram registados os maiores e menores consumos.

A fim de estabelecer o primeiro padrão de consumo, é preciso calcular o caudal médio da rede, conforme mostrado na Figura 3.10 na alínea 3.5.4, e que respetivamente é mostrado na Tabela 3.6 com a média na rede ao longo das diferentes horas do dia, através da Equação (20);

$$Qmed_L = \frac{1}{n} \sum_{L=1}^b Qmed_L^n \quad (20)$$

Sendo que:

$Qmed_L$: Caudal médio horário [$m^3/hora$];

L: Intervalo de tempo em que está a ser analisado [horas];

b: Número de dias da amostragem [dias];

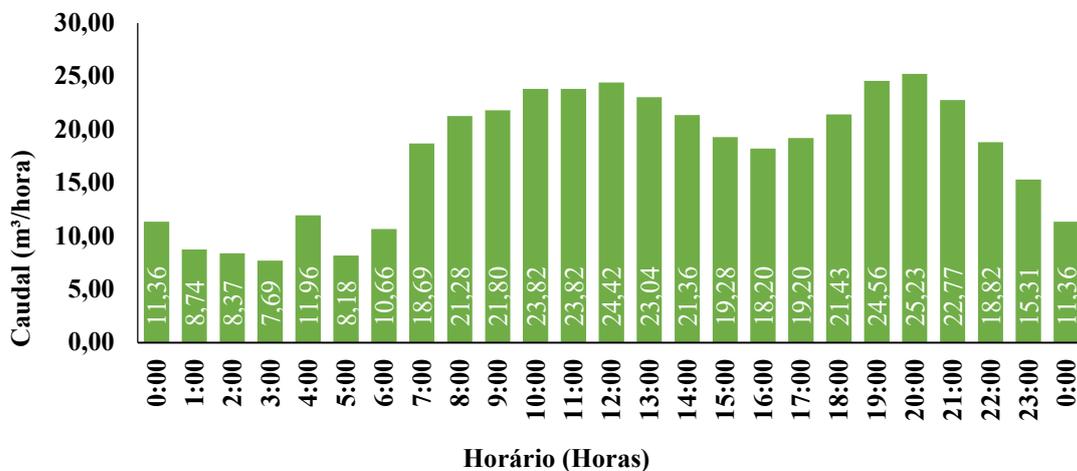


Figura 3.11 - Caudal médio - ZMC Ponte de Eiras.

Fonte: Autor, 2023.

Uma vez definido o diagrama com o consumo dos caudais médios, verifica-se o valor de aproximadamente 17,65 m³/hora (Figura 3.10). Ao aplicar a Equação (21), é possível transformar os caudais apresentados na Tabela 3.5 para coeficientes que deverão ser utilizados na modelação hidráulica como padrão de consumo da rede.

$$C_i = \frac{Q_{med_L}}{Q_{med_i}} \quad (21)$$

Sendo que:

C_i : Coeficiente em um dado intervalo temporal i [adimensional]

Q_{med_L} : Caudal médio horário [m³/hora];

Q_{med_i} : Caudal que se pretende traduzir para coeficiente volume/tempo [m³/hora];

3.5.5.1 Cenário I: Padrão de consumo obtido com os caudais médios

Para a determinação do padrão de consumo para os caudais médios, os coeficientes foram obtidos a partir da Tabela 3.5 sendo os valores dos caudais médios divididos pelo caudal médio total da rede ($Q_{med_i} = 17,65$ m³/hora), conforme Equação (16). Na Figura 3.12 é possível verificar os valores para a modelação hidráulica.

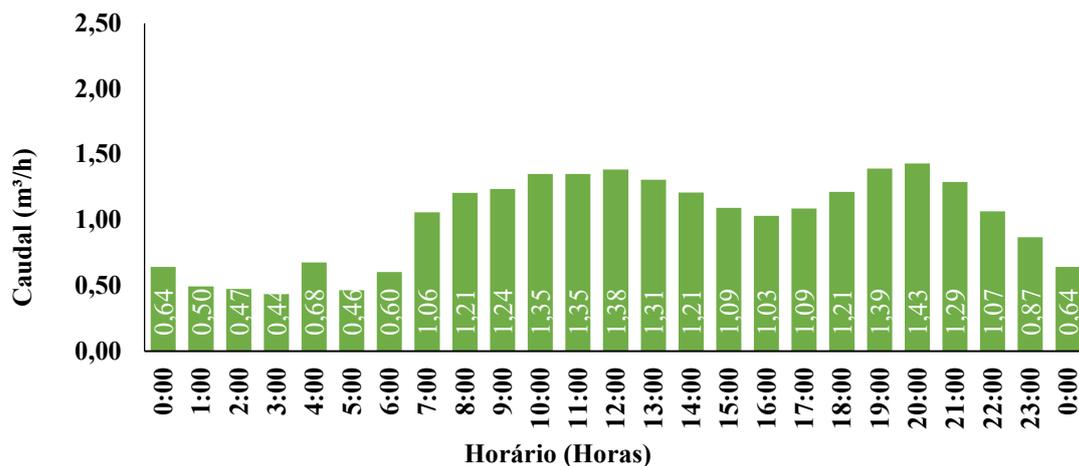


Figura 3.12 - Padrão de Consumo - Caudais Médios.

Fonte: Autor, 2023.

3.5.5.2 Cenário II: Padrão de consumo – Dia de Maior Consumo (27 de abril)

Para a determinação do padrão de consumo foi considerado o dia 27 de abril como o dia de consumo mais crítico na rede. Os caudais utilizados na Equação (14) para o cálculo dos coeficientes estão disponíveis no Anexo V. Na Figura 3.13 abaixo, é possível verificar os valores que serão utilizados na modelação hidráulica.

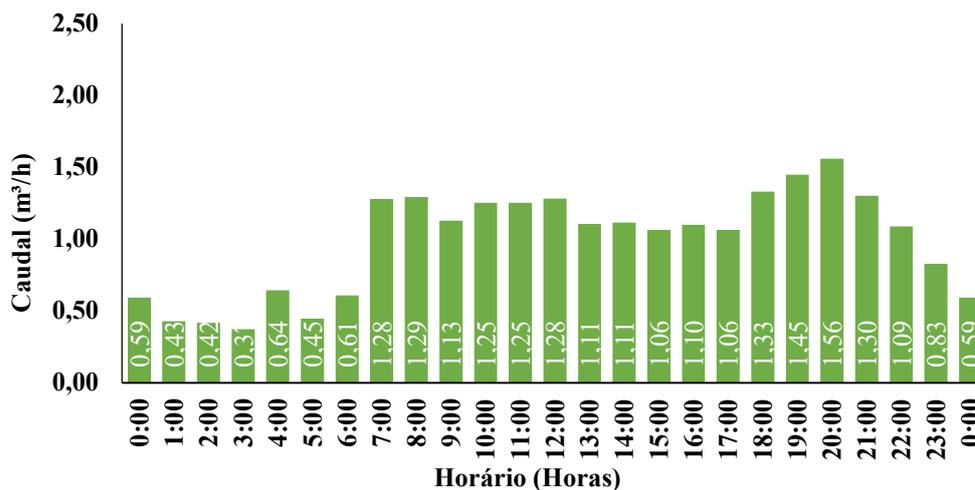


Figura 3.13 - Padrão de Consumo – Maior consumo (27 de abril).

Fonte: Autor, 2023.

3.5.5.3 Cenário III: Padrão de consumo fornecido pela AC, águas de Coimbra, E.M.

Para o último cenário foi utilizado o padrão de consumo fornecido pela EG, e. Na Figura 3.14 abaixo, é possível verificar os valores que poderão ser utilizados na modelação hidráulica.

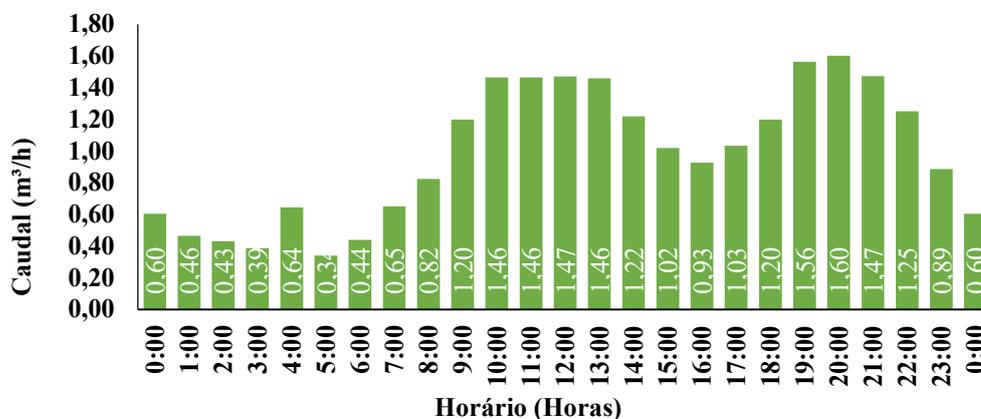


Figura 3.14 - Padrão de Consumo – AC, Águas de Coimbra, E.M.

Fonte: Autor, 2023.

3.5.6 Estudo das Perdas

Segundo Fontes (2022), a simulação das perdas e incorporação no modelo é de essencial importância para o entendimento da rede, permite testar as várias soluções sem os custos que podem surgir na realidade e prever os vários resultados das soluções, como a falta de pressões em certos pontos, ou o cumprimento normativo das velocidades máximas das condutas.

Em concordância ao exposto, os modelos de simulação das perdas do presente trabalho foram feitos pelos diferentes tipos de análise:

3.5.6.1 Análise DDA

No campo foi localizada, através do *step-test*, uma perda pontual na ordem dos 3 m³/h, identificada no nó C1 da rede de abastecimento (Anexo I). Para que seja possível esta análise no *software* EPANET, foram examinadas duas abordagens para representar as perdas. A primeira envolveu perdas proporcionais iguais em todos os nós, ou seja, implementando um coeficiente emissor igual para todos os nós, conforme mostrado na Tabela 3.7 abaixo.

Tabela 3.7 - Perda distribuída nos Nós.

Quantidade de Nós	Coefficiente Emissor	Coefficiente Emissor por Nó
78	0,09	0,0011

Fonte: Autor, 2023.

A segunda considerou a perda com base no ponto observado na intervenção, utilizado o coeficiente emissor no ponto exato onde a fuga foi detetada conforme mostrado na Tabela 3.8.

Tabela 3.8 - Perda no Nó.

Nó Identificado	Coefficiente Emissor
C1	0,09

Fonte: Autor, 2023.

Ambas as abordagens são limitadas na capacidade de detecção de perdas e só podem ser utilizadas para testar resultados do modelo hidráulico, como pressões, caudais e consumo. No entanto, para esta dissertação, optou-se por utilizar o este modelo DDA, devido à sua simplicidade na obtenção dos resultados e pelos dados com fornecidos pela EG baseado no consumo.

3.5.6.2 Análise PDA

Na análise PDA, as perdas são distribuídas uniformemente, incluindo a percentagem de perdas da ZMC, que é da ordem dos 11,50%. Além disso, os coeficientes de perda por rotura (Burst) e por pequenos orifícios (Background) são incorporados de forma simplificada (Tabela 3.9).

Tabela 3.9 - Coeficientes de Burst e Background.

Background Leaks	$B_k = 1E-07$
	$\alpha_k = 1,5$
Burst Leaks	$C_k = 0,001$
	$\delta_k = 0,5$

Fonte: Autor, 2023.

Para Muranho (2012), o parâmetro βk está relacionado com as perdas em pequenos orifícios e seu valor é considerado 10^{-7} . Da mesma forma, o coeficiente αk varia entre 0,5 e 2,5, no entanto, para simplificação, assume-se um valor médio de αk o de 0,5 para orifícios e C_k é determinado segundo a equação (22) abaixo.

$$Q = Ck \times H^\alpha \quad (22)$$

Sendo que:

Q: Caudal de perdas no nó (l/s)

H: Altura piezométrica no nó (m.c.a);

Ck: Coeficiente de caudal;

α : Expoente do emissor (adotado, 0,5).

3.5.7 Predefinições para a modelação

Uma rede de distribuição inclui vários componentes físicos que precisam ser incorporados no modelo, entretanto algumas situações pontuais no âmbito da simplificação do projeto que se destacam:

- As válvulas de secionamento, contadores e ramais para cada residência não foram considerados, já que isso aumentaria a complexidade do modelo.
- A rede em si possui 78 nós com consumos base.
- O modelo também inclui três válvulas FCV (*Flow control valve*), para garantir que o caudal de entrada da ZMC seja o mais fiável possível, e foram configuradas para o dia de maior consumo da rede, com valores 3,53 l/s, para os horários entre 0h00 até as 5h00, 8,58 l/s para os horários entre 6h00 e 21h00 e 5,98 l/s para os horários entre 22h00 e 23h00.
- De forma a contribuir com a realidade do sistema, foram colocadas mais 3 válvulas PRV (*Pressure Reducing Valve*), para simular as pressões de entrada no sistema durante o período de 24 horas. As válvulas foram configuradas de acordo com os horários das FCV's, e calibradas para as pressões de 44,83 m.c.a, 47,91 m.c.a e 46,11 m.c.a, respetivamente.
- Um reservatório virtual de nível constante foi criado para o modelo, uma vez que o cadastro fornecido pela EG não incluía o reservatório real, que fica fora da ZMC. O reservatório virtual possui a mesma cota e nível médio de água.

A Figura 3.15 exemplifica o mecanismo de entrada da ZMC e todos os acessórios e válvulas utilizados para a modelação da rede de maneira que seja o mais real possível, tanto para a entrada do caudal quanto para o controlo da pressão.

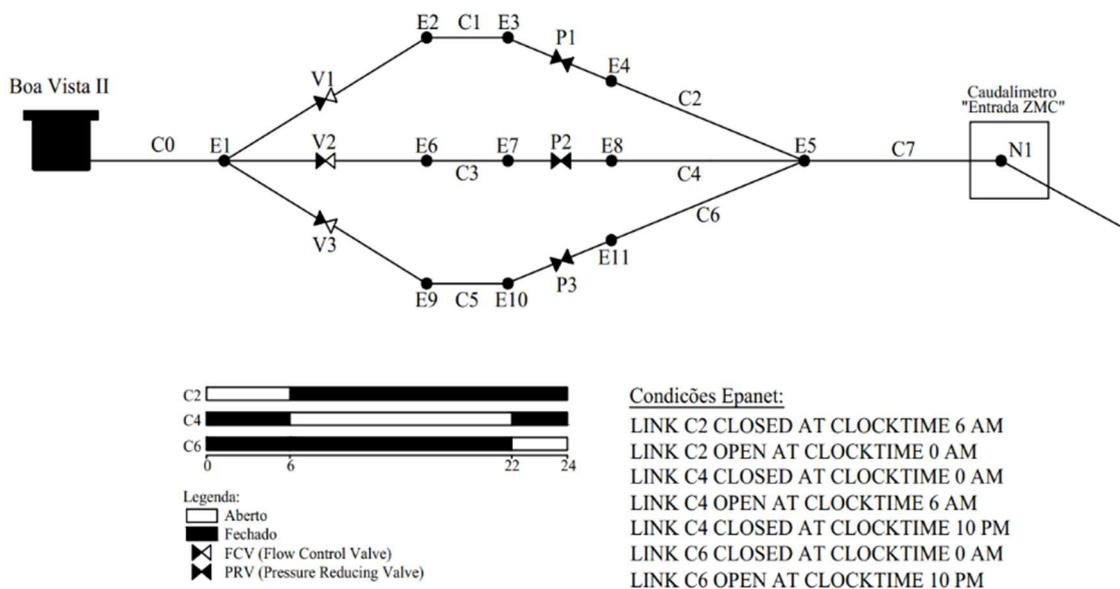


Figura 3.15 - Controle de entrada ZMC

Fonte: Autor, 2023.

3.5.8 Calibração

Neste subcapítulo, abordamos a calibração de modelos hidráulicos, com enfoque em dois métodos de validação de dados: análise de consumos e step-test. Estes métodos são cruciais para assegurar a precisão das simulações, fornecendo orientações para a gestão dos sistemas hídricos, otimização da operação e planeamento dos sistemas de água.

3.5.8.1 Validação dos dados pela análise de consumos

Uma vez concluída a fase de construção do modelo hidráulico do sistema de distribuição, procedeu-se à sua calibração. Foi escolhido o dia 27 de abril de 2023 (Quinta-feira) como o dia de referência. A validação do modelo de simulação incidiu essencialmente sobre a entrada da ZMC junto ao caudalímetro. E foi efetuada com dados da telegestão de medições de caudais instantâneos, fornecidos pela EG.

Na primeira etapa da calibração foi realizado uma comparação entre o caudal instantâneo de entrada na rede e o caudal instantâneo de consumo no modelo DDA, sem a adição das perdas, para verificar se a diferença de caudais está conforme à percentagem de perda da ZMC.

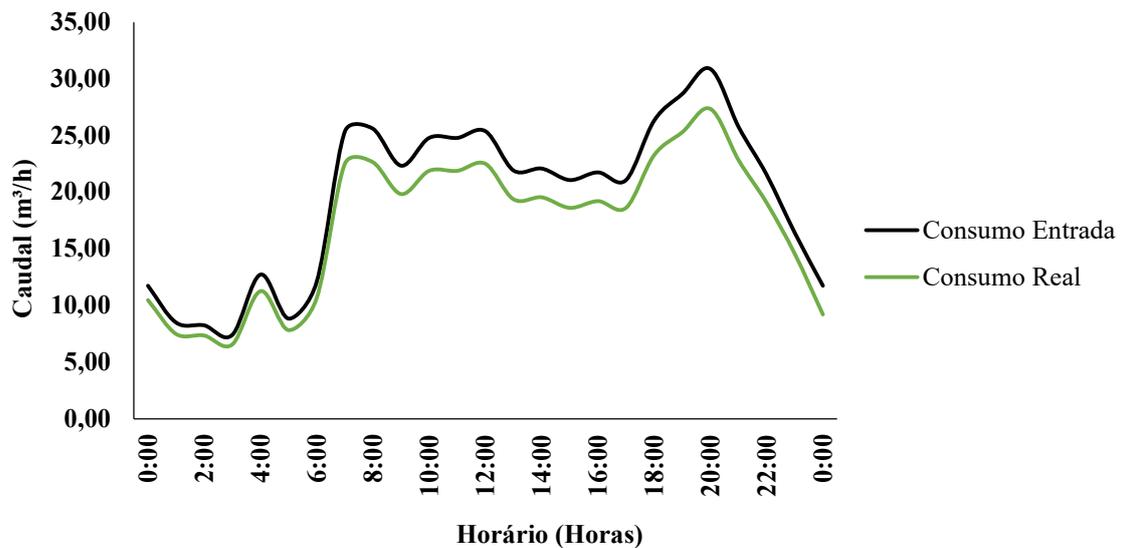


Figura 3.16 - Caudal Real X Consumo Real.

Fonte: Autor, 2023.

A Figura 3.16, permite observar os valores e confirma-se que o somatório do consumo na população na ZMC durante o período de 24 horas representou um valor de 420,59 m³/dia, uma vez que os valores de entrada na rede são conhecidos e representam um valor de 475,33 m³/dia. Pode concluir-se que a perda na rede representa 11,52%, um resultado abaixo da referência apresentado pela AC, Águas de Coimbra, E.M. de 19,27%.

Na segunda etapa da calibração, foi realizada uma comparação do caudal instantâneo, medido para o dia de maior consumo, com o caudal instantâneo no modelo em DDA, com a adição das perdas de forma a comparar sua correlação (Figura 3.17). Verifica-se que existe uma boa correlação entre o caudal medido à entrada da zona e o caudal obtido no modelo, estando assegurada a validação baseada nos dados do caudal de entrada.

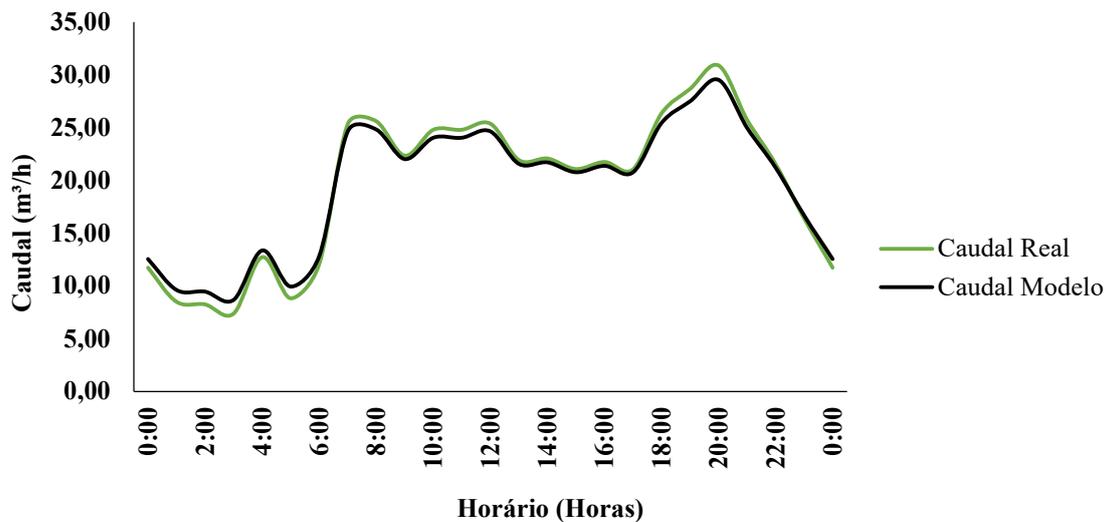


Figura 3.17 - Caudal Real X Caudal do Modelo.

Fonte: Autor, 2023.

3.5.8.2 Validação dos dados pelo step-test

Definido como um fecho sequencial de válvulas de seccionamento, o *step-test* analisa o registo da variação dos caudais verificados em relação à situação normal em que se encontra a ZMC. O pormenor do processo está definido no Tabela 2.15 - Técnicas exatas de localização de perdas de água. Deste modo, para analisar um novo método de validação do modelo hidráulico e aumentar a credibilidade da calibração, decidiu-se simular através do *software* EPANET os fechos das válvulas para quantificar as perdas e comparar a realidade executada na visita técnica.

Para que o *step-test* seja executado da melhor maneira, é necessária ter em consideração algumas informações e parâmetros que permitam valores satisfatórios e permitam analisar a ocorrência de perda na rede. O teste pode ser resumido nas seguintes condições:

- Deve ser executado no período noturno, horário em que a rede apresenta um caudal abaixo da média e que qualquer alteração no caudal seja indício de uma fuga.
- Definir de maneira estratégica, com critério e sensibilidade do operador, as zonas de fecho da válvula e onde ocorre suspeita de fuga de água.

- O medidor do caudal deverá estar associado a um *datalogger* ou a um sistema de telemetria/telegestão para que o caudal seja registado, de modo que se consiga analisar eventuais reduções nos caudais.

Para a presente calibração, foram estabelecidos 3 fechos de válvulas no dia da visita técnica para a análise da variação do caudal da rede. Por se tratar se uma zona que aglomera área comercial e residencial, o período noturno é o horário que apresenta um caudal com pouca variação no consumo.

Iniciou-se o teste pela válvula ST03, localizada num nó junto à concessionária da Ford, representado na Figura 3.18. Com o objetivo da validação dos dados, a Tabela 3.10 representa os valores reais do ensaio realizado no local com o fecho da válvula.

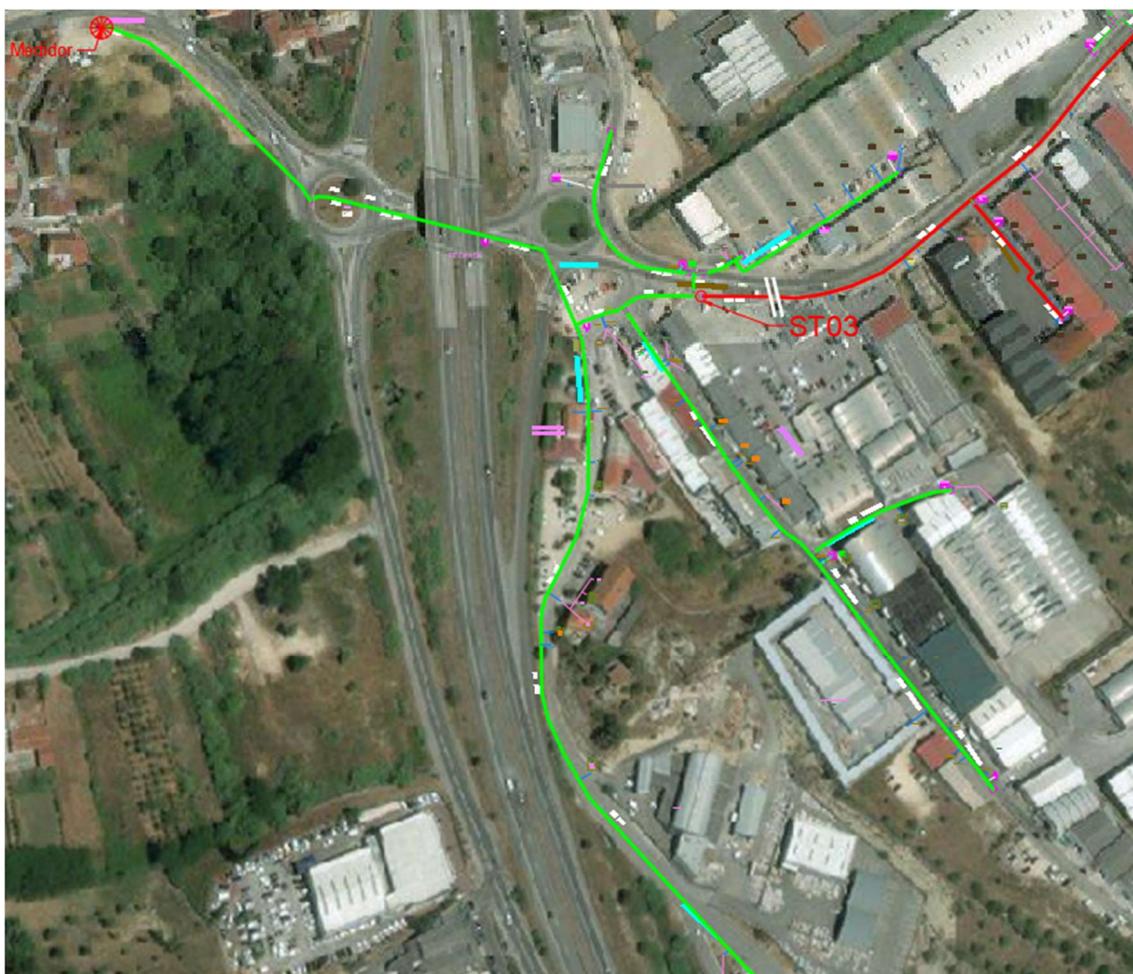


Figura 3.18 - Localização válvula ST03.

Fonte: Autor, 2023.

Tabela 3.10 - *Step-test* válvula ST03.

Válvula ST03 – Nó junto à Ford	
Caudal antes do fecho	Q= 10,90 m ³ /h
Hora do fecho	00h44
Caudal durante o fecho	Q = 4,35 m ³ /h
Hora abertura	00h50

Fonte: Autor, 2023.

Por fim, a Figura 3.19 representa os valores dos caudais no medidor em três situações distintas: caudal do medidor com a válvula aberta, caudal do medidor com a válvula fechada e caudal real medido na intervenção.

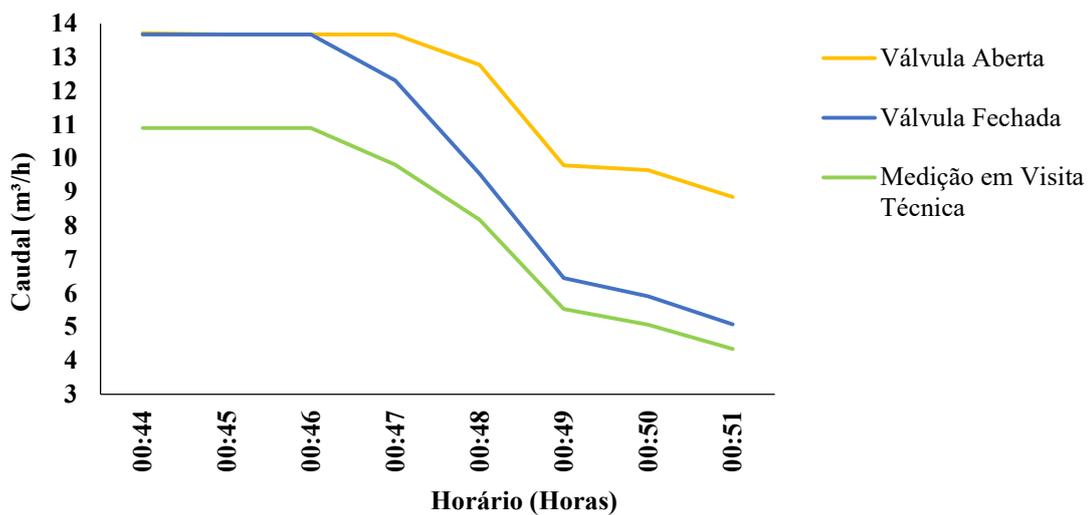


Figura 3.19 - Mapa comparativo da validação ST03.

Fonte: Autor, 2023.

Analisando a figura acima dos caudais obtidos pela simulação, verifica-se que existem vários “degraus” na zona escolhida que podem corresponder a uma ou mais fugas. Depois de verificar possível existência de fuga, optou-se pelo fecho de outra válvula ST02, situada na rua Vale Paraíso (Figura 3.20), a fim de perceber se a fuga pertencia à aquela zona da rede.

A Tabela 3.11, da mesma maneira que a válvula ST03, representa os valores reais do ensaio realizado com o fecho da válvula.

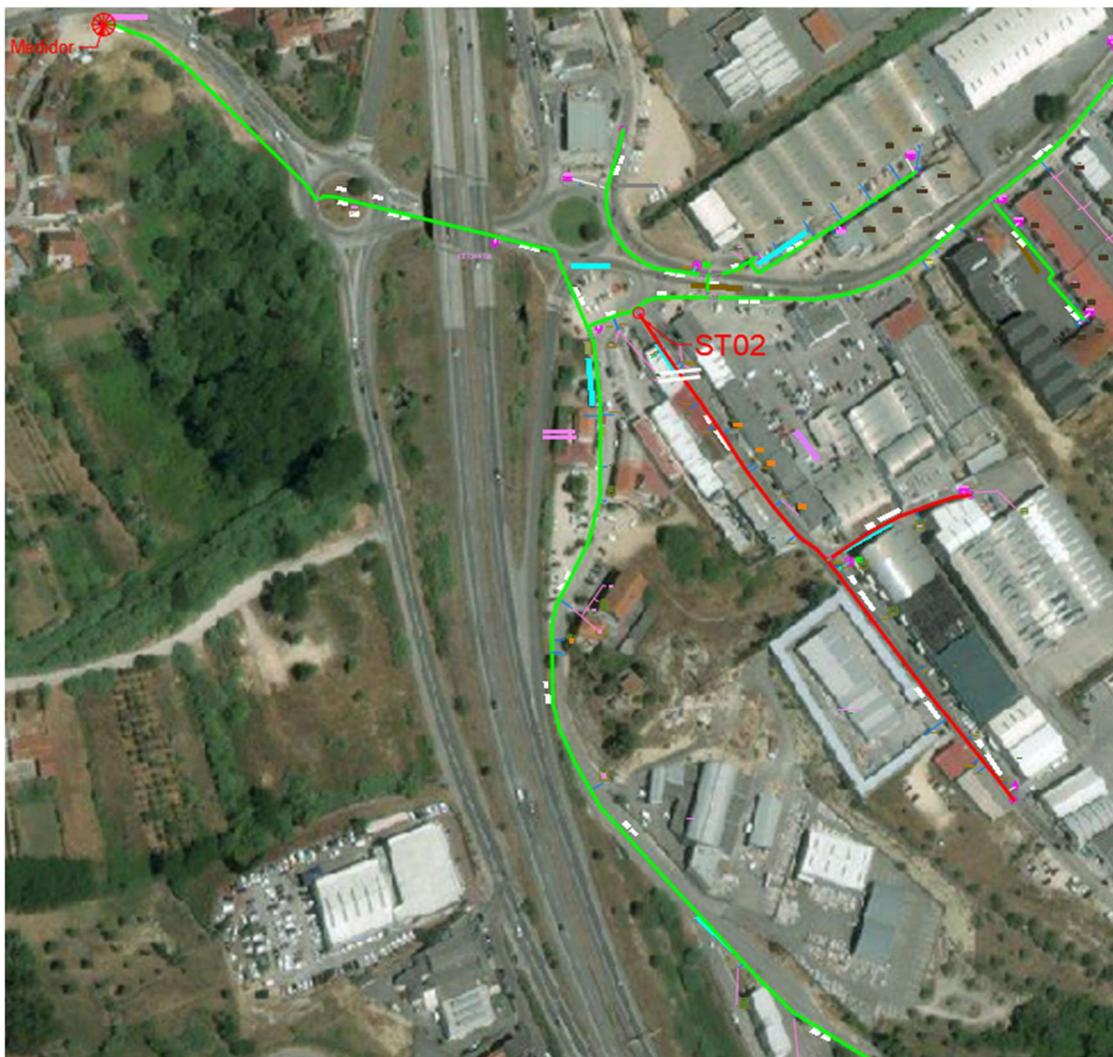


Figura 3.20 - Localização válvula ST02.

Fonte: Autor, 2023.

Tabela 3.11 - *Step-test* valvula ST02.

Válvula ST02 – Nó Rua Vale Paraíso	
Caudal antes do fecho	Q= 10,20 m ³ /h
Hora do fecho	00h56
Caudal durante o fecho	Q = 10,20 m ³ /h
Hora abertura	01h02

Fonte: Autor, 2023.

Em seguida, iniciou-se o teste pela válvula ST02, localizada em um nó junto à rua Vale Paraíso, onde a Figura 3.21 a seguir, representa os valores dos caudais no medidor

também nas três situações distintas: caudal do medidor com a válvula aberta, caudal do medidor com a válvula fechada e caudal real medido na intervenção.

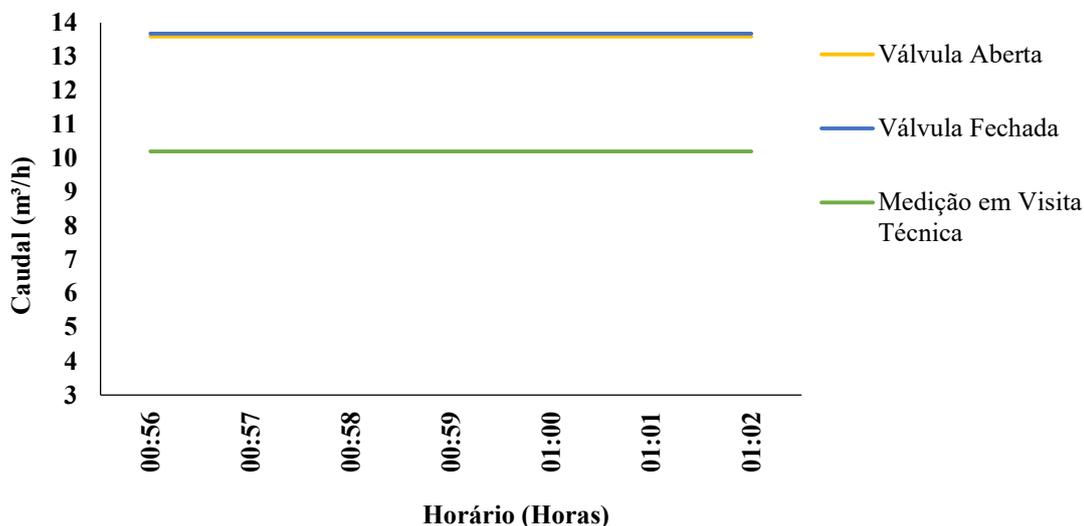


Figura 3.21 - Mapa comparativo da validação ST02.

Fonte: Autor, 2023.

Analisando a figura acima, foi possível perceber que não houve alteração no caudal durante o *step-test*, ou seja, a zona a jusante da válvula ST02 não representa perda de água e por sensibilidade foi descartada qualquer outro tipo de perda a jusante.

Por fim foi definido uma nova válvula ST01, junto ao nó de entrada da rua Ponte Eiras (Figura 3.22), para verificar se ocorre variação de caudal com possível perda na zona à jusante da válvula. A Tabela 3.12 mostra os valores reais obtidos durante a intervenção na zona.

Tabela 3.12 - *Step-test* valvula ST01.

Válvula ST01 – Nó Rua Ponte Eiras	
Caudal antes do fecho	Q= 8,90 m³/h
Hora do fecho	01h04
Caudal durante o fecho	Q = 4,70 m³/h
Hora abertura	01h10

Fonte: Autor, 2023.

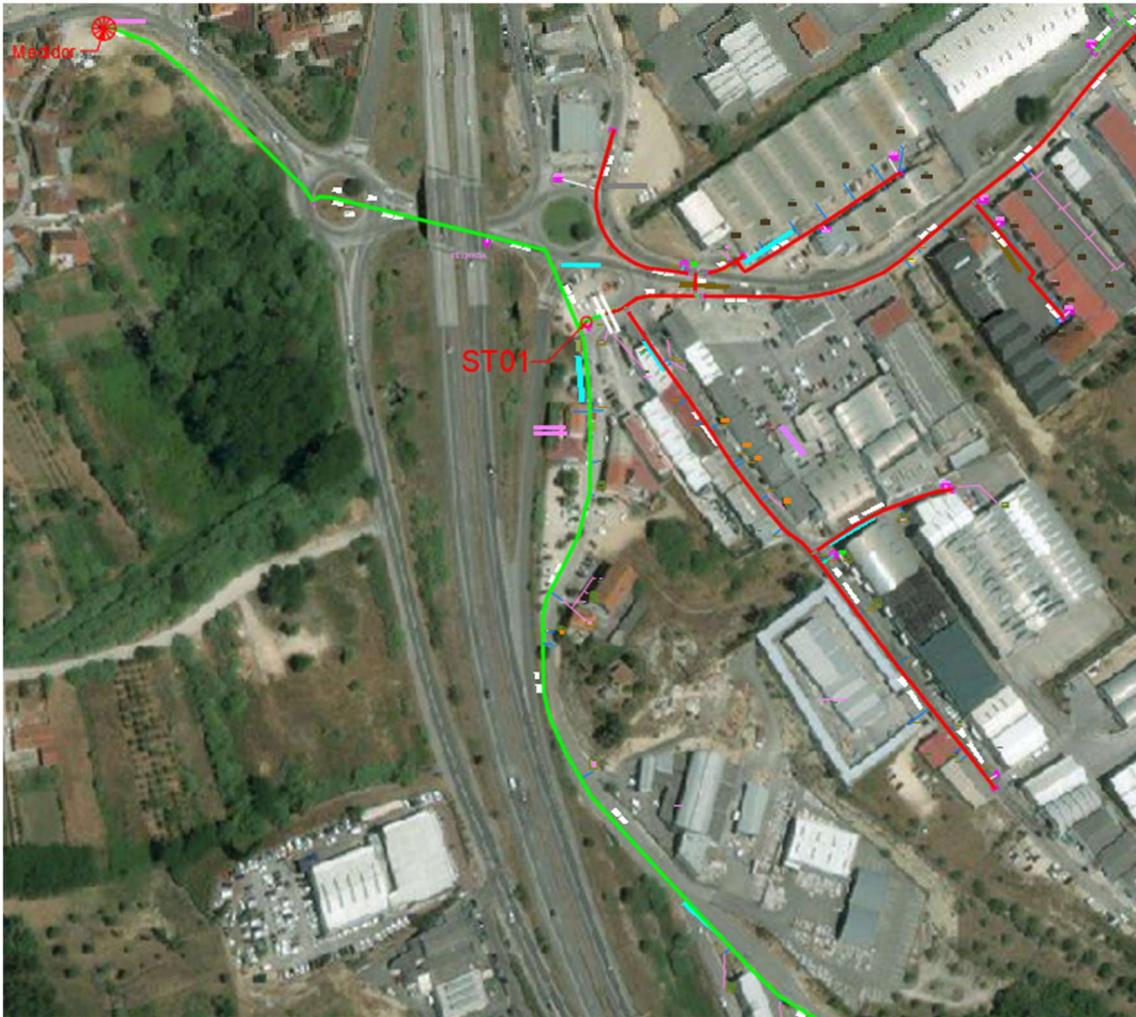


Figura 3.22 - Localização válvula ST01.

Fonte: Autor, 2023.

Com os resultados obtidos pelo fecho da válvula ST01, em comparação com o caudal da rede sem válvulas fechadas, observa-se que tanto no *step-test* realizado na visita técnica como na modelação hidráulica, existe fuga de água na rede, dado que existe um desnível de caudal entre os valores obtidos na Figura 3.23. Assim, o processo de calibração pelo *step-test* é validado, uma vez que todos os resultados de fecho analisado nas tabelas anteriores são semelhantes e as variações dos “degraus” seguem um mesmo padrão, com valores relativamente iguais a realidade.

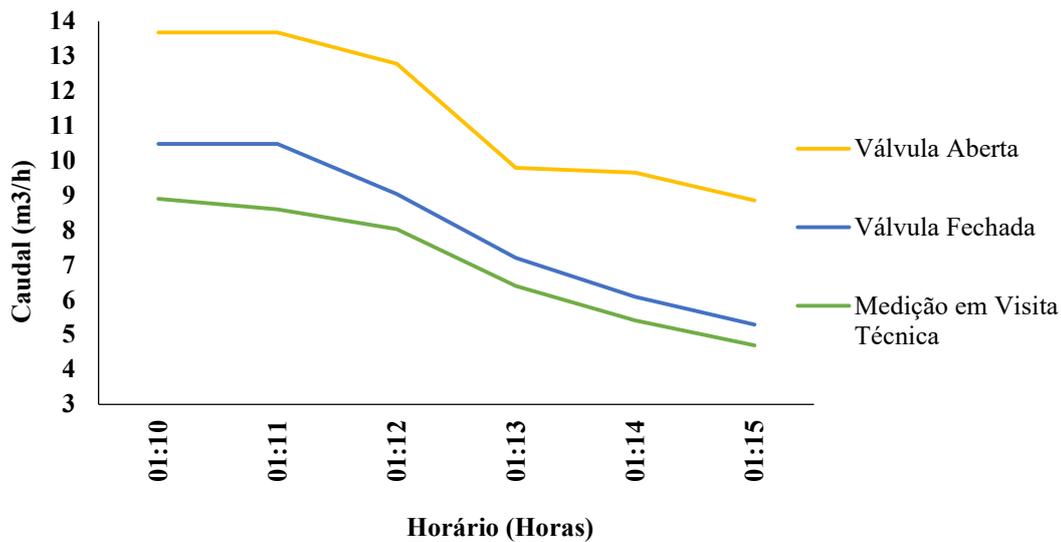


Figura 3.23 - Mapa comparativo da validação ST01

Fonte: Autor, 2023.

3.5.9 Pressão de referência

No entanto, para realizar a análise PDA, é necessário estabelecer certos parâmetros de acordo com a Equação (2). Primeiro, é preciso definir a pressão mínima ($P_{\min}=0$), abaixo da qual não há consumo, em seguida é necessário determinar a pressão necessária para satisfazer completamente o consumo, levando em consideração as exigências regulamentares estabelecidas no Decreto-Regulamentar nº 23/25 de agosto de 1995, no Artigo 21º.

$$H = 100 + 40n \quad (2)$$

Sendo que:

H: Pressão mínima (KPa);

n: número de pisos acima do solo, incluindo o piso térreo (nº de pisos);

No caso em estudo, o número de pisos acima da cota de soleira varia entre 1 e 6, portanto, foi definido um valor de $n=6$ para a análise em questão, logo a pressão mínima é 340 KPa (34,67 m.c.a.).

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Introdução

Neste capítulo, continua-se o estudo do modelo hidráulico previamente criado, analisando os resultados obtidos, comparando os diferentes cenários, analisando as propostas de melhorias que podem ser implementadas, verificando se os resultados de caudal, velocidade de escoamento e pressão cumprem com os estabelecidos em norma e, por fim, analisar os principais indicadores de desempenho da rede.

4.2 Resultados dos Cenários

Foram elaborados 3 cenários de simulações: Dia de consumo com os caudais médios de 26 de abril a 01 de maio medidos pelo caudalímetro da entrada da ZMC sem considerar as fugas localizadas e distribuídas, dia de maior consumo (27 de abril) com fuga localizada no ponto onde foi identificado na ação decorrida da visita técnica, e por fim, dia de maior consumo (27 de abril) com a fuga distribuída em toda a rede.

4.2.1 *Cenário I – Estudo com caudais médios*

O primeiro cenário foi simulado com os consumos médios fornecidos pela EG, onde foram medidas as saídas dos caudais na entrada da ZMC entre os dias 26 de abril e 01 de maio conforme Tabela 3.5 na alínea 3.5.2 (Investigação dos Caudais da ZMC).

Na análise DDA, observado na Figura 4.1, mostra que na maioria dos nós onde apresentam consumos, a pressão de referência (34,67 m.c.a) é satisfeita, entretanto, nota-se que em alguns nós não atendem a pressão de referência, ou seja, torna os consumos nestes pontos dependentes da pressão.

Para esta análise foram considerados os dados mais importantes e relevantes para o estudo, os valores do caudal de entrada na ZMC, o Nó onde apresenta maior pressão no sistema (Nó N16) e o Nó que apresenta menor pressão no sistema (Nó N3).



Figura 4.1 – Modelação Caudais Médios – Pressões às 3h00 da manhã

Fonte: Autor, 2023.

Para o caudal de entrada na ZMC Ponte Eiras, foram feitas as leituras na conduta T1 em ambas as simulações DDA e PDA, e obteve-se valores coincidentes mostrado no Figura 4.2.

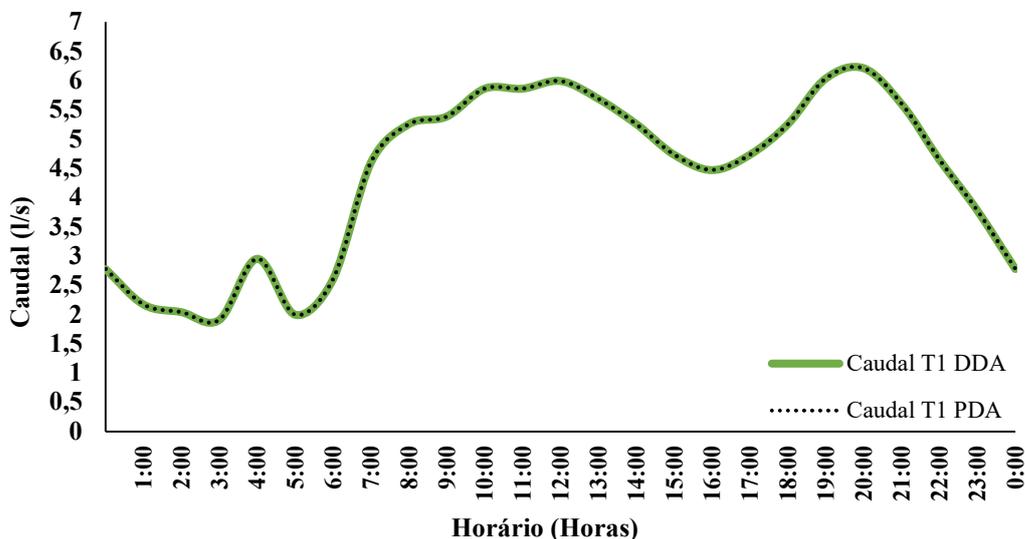


Figura 4.2 - Caudal de entrada ZMC Ponte Eiras (Cenário I).

Fonte: Autor, 2023.

No entanto, houve pequenas variações na ordem dos centésimos das unidades medidas nos dois casos de simulação, visualizados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Caudais de entrada ZMC (Cenário I).

	PDA	DDA		PDA	DDA
0:00	2,7793	2,7784	12:00	5,9918	5,9908
1:00	2,1715	2,1706	13:00	5,6879	5,687
2:00	2,0413	2,0403	14:00	5,2539	5,2528
3:00	1,9111	1,9101	15:00	4,7329	4,7319
4:00	2,9529	2,952	16:00	4,4725	4,4714
5:00	1,9979	1,9969	17:00	4,7329	4,7319
6:00	2,6058	2,6047	18:00	5,2538	5,2528
7:00	4,6027	4,6016	19:00	6,0352	6,0342
8:00	5,2539	5,2528	20:00	6,2089	6,2079
9:00	5,3841	5,383	21:00	5,6011	5,6001
10:00	5,8616	5,8606	22:00	4,6459	4,645
11:00	5,8616	5,8606	23:00	3,7777	3,7768

Fonte: Autor, 2023.

Já a Tabela 4.2, mostra que os consumos nodais nos pontos N3, ponto onde apresentou menor pressão na rede e N16, ponto onde apresentou maior pressão na rede, assumem valores praticamente iguais, com uma variação de 0,1647 e 0,0004. Uma vez que a pressão de referência não é satisfeita em alguns pontos, nomeadamente do nó N3, o consumo na análise PDA houve uma pequena alteração, visto que a simulação PDA o consumo depende diretamente da pressão. Já para o nó N16 a pressão é superior à de referência, portanto não houve alterações no consumo para as duas análises.

Tabela 4.2 - Resultado simulação com caudais médios.

Horas	Nó N3				Nó N16			
	Pressão		Consumo		Pressão		Consumo	
	PDA	DDA	PDA	DDA	PDA	DDA	PDA	DDA
0:00	28,2779	28,2779	0,0563	0,0623	50,0267	50,0263	0,0110	0,0110
1:00	28,3080	28,3080	0,0440	0,0487	50,0719	50,0717	0,0086	0,0086
2:00	28,3136	28,3137	0,0413	0,0458	50,0804	50,0802	0,0081	0,0081
3:00	28,3190	28,3190	0,0387	0,0428	50,0884	50,0882	0,0076	0,0076
4:00	28,2681	28,2682	0,0598	0,0662	50,0120	50,0116	0,0117	0,0117
5:00	28,3154	28,3155	0,0405	0,0448	50,0831	50,0829	0,0079	0,0079
6:00	30,4271	30,4272	0,0547	0,0584	52,1804	52,1802	0,0103	0,0103
7:00	30,2910	30,2911	0,0965	0,1032	51,9756	51,9751	0,0183	0,0182
8:00	30,2330	30,2330	0,1100	0,1178	51,8883	51,8876	0,0208	0,0208
9:00	30,2206	30,2207	0,1127	0,1207	51,8697	51,8689	0,0214	0,0213
10:00	30,1729	30,1730	0,1226	0,1314	51,7980	51,7971	0,0232	0,0232
11:00	30,1729	30,1730	0,1314	0,1314	51,7970	51,7971	0,0232	0,0232
12:00	30,1594	30,1595	0,1253	0,1343	51,7776	51,7766	0,0238	0,0237
13:00	30,1907	30,1908	0,1190	0,1275	51,8247	51,8238	0,0226	0,0225
14:00	30,2330	30,2330	0,1100	0,1178	51,8883	51,8876	0,0208	0,0208
15:00	30,2799	30,2800	0,0992	0,1061	51,9589	51,9584	0,0188	0,0188
16:00	30,3018	30,3019	0,0937	0,1003	51,9919	51,9914	0,0177	0,0177
17:00	30,2799	30,2800	0,0992	0,1061	51,9589	51,9584	0,0188	0,0188
18:00	30,2330	30,2330	0,1100	0,1178	51,8883	51,8876	0,0208	0,0208
19:00	30,1548	30,1549	0,1262	0,1353	51,7707	51,7697	0,0239	0,0239
20:00	30,1362	30,1363	0,1298	0,1392	51,7427	51,7417	0,0246	0,0246
21:00	30,1993	30,1994	0,1172	0,1256	51,8378	51,8369	0,0222	0,0222
22:00	27,9273	27,9274	0,0935	0,1042	49,6106	49,6095	0,0184	0,0184
23:00	27,9950	27,9951	0,0761	0,0847	49,7123	49,7116	0,0150	0,0150
Total	709,4098	709,4116	2,2077	2,3724	1.229,8342	1.229,8201	0,4195	0,4191
Diferença	0,0018		0,1647		-0,0141		-0,0004	

Fonte: Autor, 2023.

Para os resultados obtidos nos caudais médios entre 26 de abril e 1 de maio, observam-se valores satisfatórios em todos os parâmetros de pressão e caudal. Nas condições mencionadas anteriormente, a simulação DDA é considerada a mais adequada para analisar a rede em estudo, uma vez que os resultados obtidos são semelhantes com a simulação PDA. Portanto, como a simulação DDA requer menos esforço computacional, deve ser priorizada em relação à análise PDA, uma vez que não é necessário executar uma parte da matriz de cálculo e trata-se de pequenas diferenças nos resultados.

4.2.2 Cenário II – Fuga Localizada

O segundo cenário foi simulado de acordo com o dia de maior consumo, e foi utilizado o padrão de consumo calculado em relação ao dia 27 de abril. Para isso, foram considerados os caudais medidos na entrada da ZMC conforme Tabela 3.5 na alínea 3.5.2 (Investigação dos Caudais da ZMC).

Para este cenário, foi definido um coeficiente emissor com a finalidade de simular a fuga, com o *software* EPANET é possível fazer esta simulação, e foi calculado um coeficiente de 0.09, localizado junto ao Nó C1 pelo método de simulação, ou seja, uma vez que conhece o caudal de fuga da rede, na ordem dos 2,5 a 3 m³/h, foi realizado várias simulações até definir um coeficiente emissor pontual que cumpre os valores da fuga (Figura 4.3).

Para os resultados, foram considerados os dados mais importantes e relevantes para o estudo, a leitura do caudal de entrada na ZMC, com o nó onde apresenta maior pressão no sistema (Nó N16) e o nó que apresenta menor pressão no sistema (Nó N3), ainda com o incremento do caudal emissor no ponto C1 para a simulação da fuga de água.

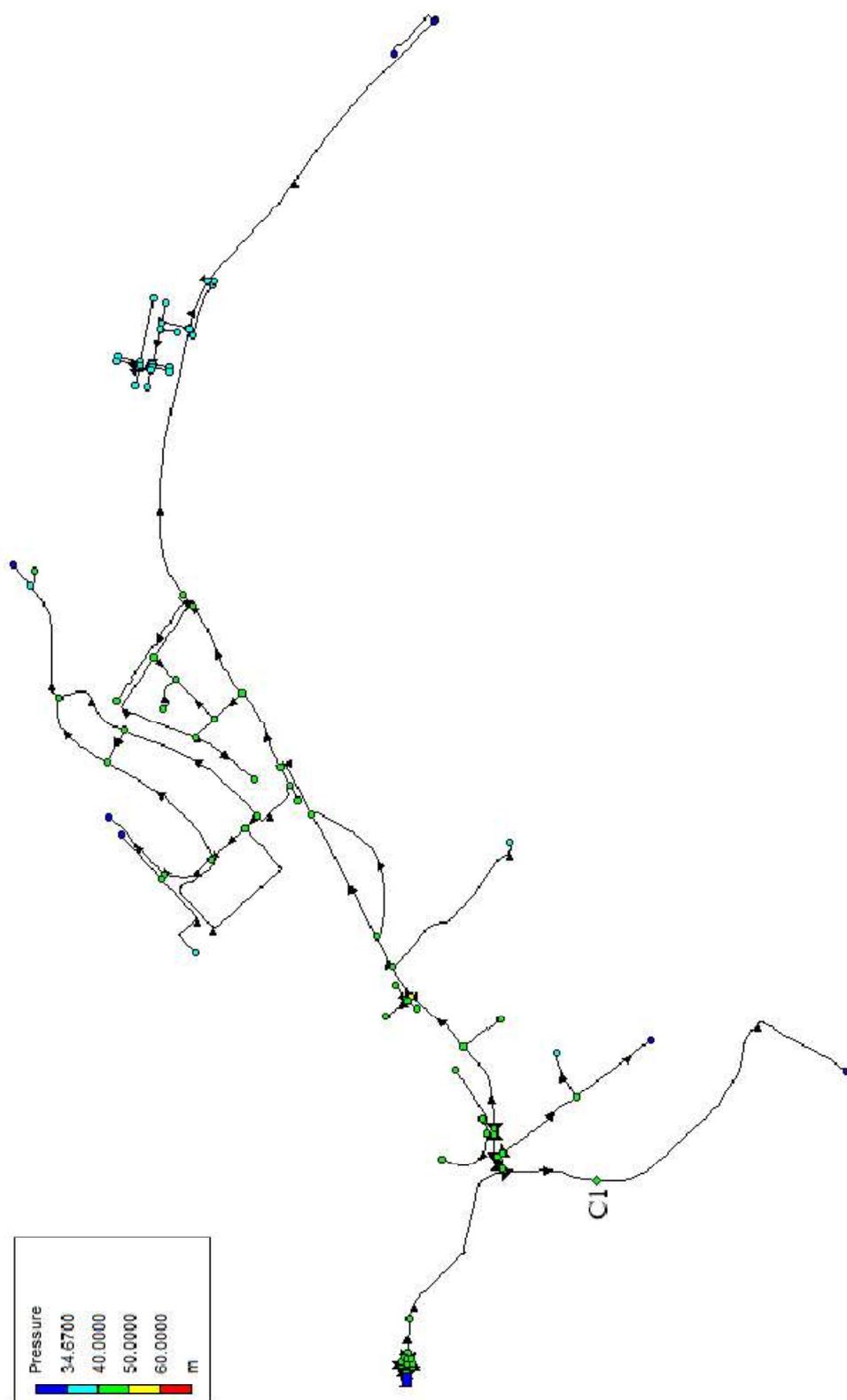


Figura 4.3 – Modelação Fuga Localizada – Pressões às 3h00 da manhã.

Fonte: Autor, 2023.

O caudal de entrada na ZMC Ponte Eiras, foram feitas as leituras em ambas as simulações DDA e PDA, e obteve-se valores coincidentes mostrado na Figura 4.4.

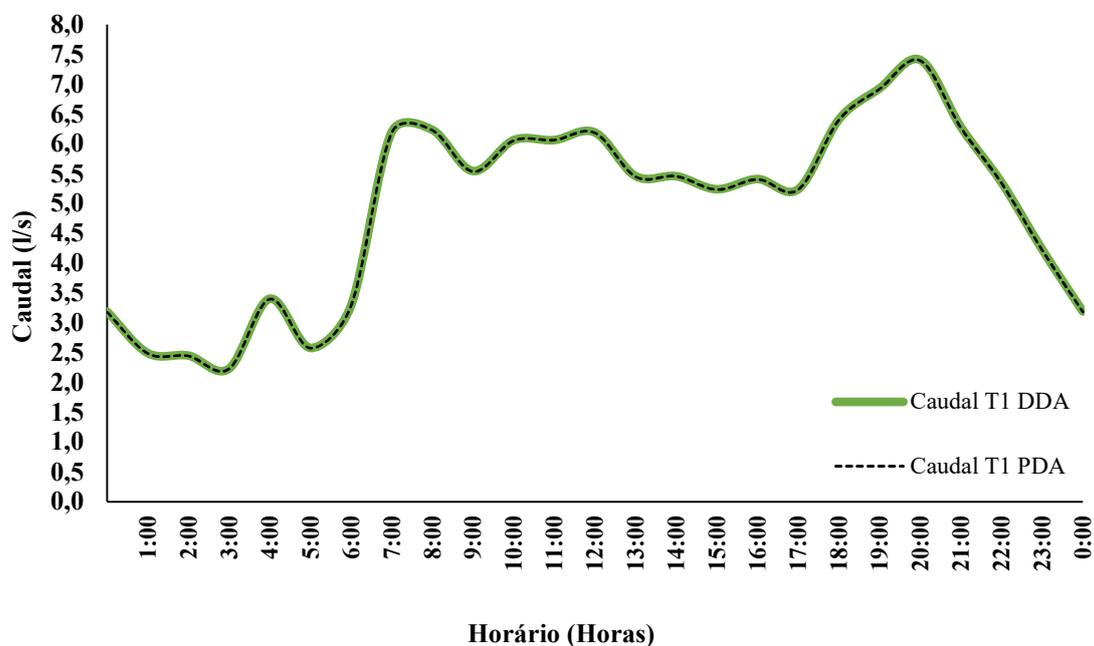


Figura 4.4 - Caudal de entrada ZMC Ponte Eiras (Cenário II).

Fonte: Autor, 2023.

No entanto, houve pequenas variações na ordem dos centésimos das unidades medidas nos dois casos de simulação, e o volume de entrada do caudal na ZMC representa um valor total de 429,66 m³ durante todo o dia (Um grau de fiabilidade da modelação de 90,27%, visto que o caudal real de entrada da rede para o dia 27 de maio foi de 475,3 m³). Os valores podem ser visualizados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Caudais de entrada ZMC (Cenário II).

	PDA	DDA		PDA	DDA
0:00	3,1802	3,1868	12:00	6,1846	6,1942
1:00	2,4878	2,4925	13:00	5,4486	5,4567
2:00	2,4446	2,4491	14:00	5,4573	5,4567
3:00	2,2282	2,2321	15:00	5,2322	5,2398
4:00	3,3965	3,4038	16:00	5,4053	5,4133
5:00	2,5744	2,5793	17:00	5,2322	5,2398
6:00	3,2834	3,2873	18:00	6,401	6,4111
7:00	6,1846	6,1942	19:00	6,9204	6,9317

	PDA	DDA		PDA	DDA
8:00	6,2279	6,2376	20:00	7,3963	7,4089
9:00	5,5352	5,5435	21:00	6,2712	6,2810
10:00	6,0547	6,0640	22:00	5,3409	5,3548
11:00	6,0646	6,0641	23:00	4,2166	4,2268

Fonte: Autor, 2023.

Na Tabela 4.4, os consumos nodais nos pontos N3, ponto onde apresentou menor pressão na rede e N16, ponto onde apresentou maior pressão na rede, assumem valores praticamente semelhantes, com variações de 0,1644 e 0,0005 respetivamente. Uma vez que a pressão de referência não é satisfeita em alguns pontos, nomeadamente o nó N3, o consumo e a pressão neste ponto na análise PDA e DDA houve pequenas discrepâncias, visto que a simulação PDA o consumo depende diretamente da pressão. Já para o nó N16 a pressão é superior à de referência, portanto não houve alterações no consumo para as duas análises.

Tabela 4.4 - Resultado da simulação com fuga pontual.

Horas	Nó N3				Nó N16			
	Pressão		Consumo		Pressão		Consumo	
	PDA	DDA	PDA	DDA	PDA	DDA	PDA	DDA
0:00	28,0627	28,0579	0,0517	0,0574	50,0135	50,0131	0,0102	0,0102
1:00	28,1062	28,1030	0,0377	0,0419	50,0669	50,0667	0,0074	0,0074
2:00	28,1086	28,1056	0,0368	0,0409	50,0698	50,0696	0,0072	0,0072
3:00	28,1205	28,1178	0,0324	0,0360	50,0837	50,0835	0,0064	0,0064
4:00	28,0475	28,0422	0,0560	0,0623	49,9943	49,9939	0,0110	0,0110
5:00	28,1012	28,0978	0,0394	0,0438	50,0609	50,0607	0,0078	0,0077
6:00	30,1867	30,1833	0,0554	0,0594	52,1450	52,1448	0,0105	0,0105
7:00	29,9166	29,9064	0,1158	0,1246	51,7872	51,7862	0,0220	0,0220
8:00	29,9116	29,9013	0,1166	0,1256	51,7804	51,7794	0,0222	0,0222
9:00	29,9879	29,9796	0,1023	0,1100	51,8844	51,8837	0,0195	0,0194
10:00	29,9313	29,9216	0,1131	0,1217	51,8074	51,8065	0,0215	0,0215
11:00	29,9217	29,9216	0,1217	0,1217	51,8064	51,8065	0,0215	0,0215
12:00	29,9166	29,9064	0,1158	0,1246	51,7872	51,7862	0,0220	0,0220
13:00	29,9970	29,9889	0,1005	0,1081	51,8967	51,8960	0,0191	0,0191
14:00	29,9890	29,9889	0,1081	0,1081	51,8959	51,8960	0,0191	0,0191
15:00	30,0191	30,0116	0,0960	0,1032	51,9265	51,9259	0,0183	0,0182
16:00	30,0015	29,9935	0,0996	0,1071	51,9027	51,9020	0,0189	0,0189
17:00	30,0191	30,0116	0,0960	0,1032	51,9265	51,9259	0,0183	0,0182
18:00	29,8914	29,8806	0,1202	0,1295	51,7527	51,7516	0,0229	0,0229
19:00	29,8284	29,8159	0,1309	0,1412	51,6655	51,6642	0,0250	0,0250

Horas	Nó N3				Nó N16			
	Pressão		Consumo		Pressão		Consumo	
	PDA	DDA	PDA	DDA	PDA	DDA	PDA	DDA
20:00	29,7673	29,7532	0,1407	0,1519	51,5803	51,5788	0,0269	0,0268
21:00	29,9066	29,8962	0,1175	0,1266	51,7735	51,7725	0,0224	0,0224
22:00	27,6602	27,6482	0,0948	0,1061	49,5506	49,5493	0,0188	0,0188
23:00	27,7645	27,7564	0,0723	0,0808	49,6910	49,6902	0,0143	0,0143
Total	703,1632	702,9895	2,1713	2,3357	1.228,8490	1.228,8332	0,4132	0,4127
Diferença	-0,1737		0,1644		-0,0158		-0,0005	

Fonte: Autor, 2023.

Nas condições mencionadas anteriormente, tanto o cenário I quanto o cenário II da simulação DDA é definida como mais adequada para analisar a rede, pelo facto de ambos os valores serem aproximados. Como na simulação PDA ocorre pequenas alterações no consumo e na pressão, a simulação DDA requer menos esforço computacional, portanto a análise DDA deve ser priorizada em relação à análise PDA, quando se trata destas pequenas diferenças.

Um dos pontos mais relevantes da simulação do cenário II, foi a possível obtenção da curva do caudal emissor, ou da fuga (Figura 4.5). É possível analisar que a emissão do caudal varia de acordo com a pressão, ou seja, onde a pressão é mais elevada, a fuga é maior e quando a pressão é menor, a fuga é menor.

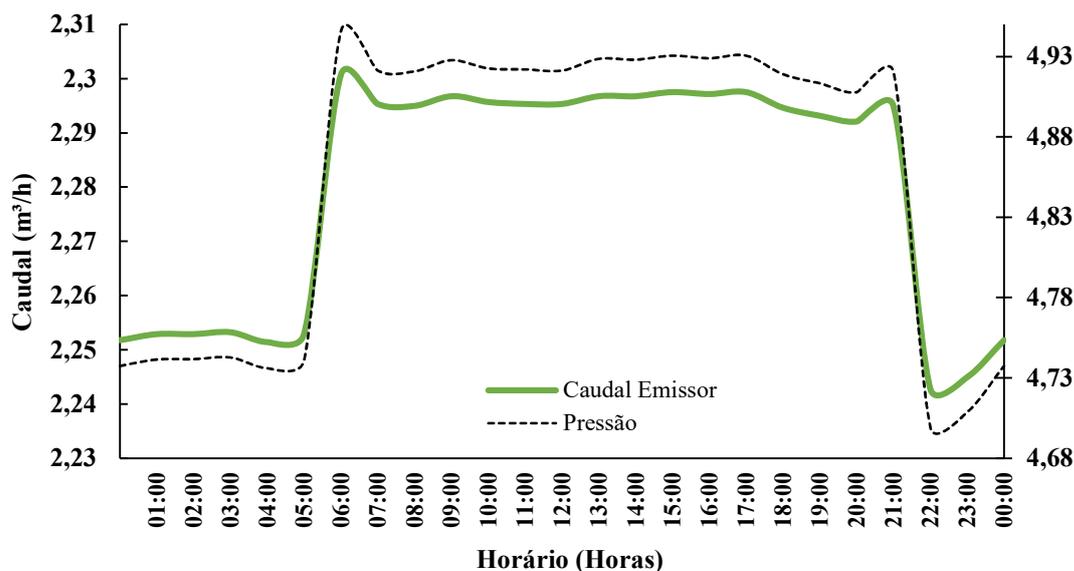


Figura 4.5 - Caudal emissor ponto C1.

Fonte: Autor, 2023.

4.2.3 Cenário III – Fugas Distribuídas

O terceiro cenário foi simulado de acordo com o dia de maior consumo, e foi utilizado o padrão de consumo calculado em relação ao dia 27 de abril. Para isso foram considerados os caudais medidos na entrada da ZMC conforme Tabela 3.5 na alínea 3.5.2 (Investigação dos Caudais da ZMC).

Neste cenário, foi definido um coeficiente emissor de distribuição igual para todos os nós com a finalidade de simular a fuga distribuída, além de manter a fuga localizada no ponto C1. Portanto com o *software* EPANET é possível fazer esta simulação, e foi calculado um valor de descarga de 0.0011 para os emissores distribuídos e 0.09 para a fuga localizada, junto ao Nó C1 (Figura 4.3).

Foram considerados os dados mais importantes e relevantes para o estudo, a leitura do caudal de entrada na ZMC, com o nó onde apresenta maior pressão no sistema (Nó N16) e o nó que apresenta menor pressão no sistema (Nó N3), ainda se passou a incrementar o caudal emissor no ponto C1 para a simulação da fuga de água.

Em relação ao caudal de entrada na ZMC Ponte Eiras, foram feitas as leituras em ambas as simulações DDA e PDA, e obteve-se valores coincidentes, segundo mostrado na figura com as linhas sobrepostas (Figura 4.6).

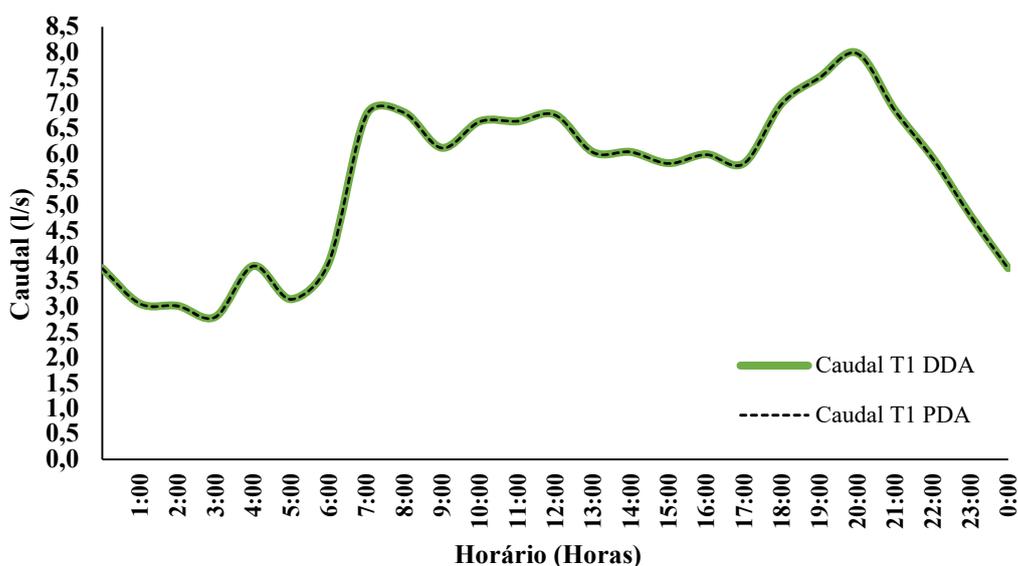


Figura 4.6 - Caudal de entrada ZMC Ponte Eiras (Cenário III).

Fonte: Autor, 2023.

No entanto, em semelhança aos cenários I e II, houve pequenas variações na ordem dos centésimos das unidades medidas nos dois casos de simulação, e o volume de entrada do caudal na ZMC representa um valor total de 478,30 m³/dia durante todo o dia, que em relação a medição real feita pelo caudalímetro no dia 27 de abril com valor de 475,30 m³/dia, representou um aumento no caudal de 0,63%. Os valores podem ser visualizados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 - Caudais de entrada ZMC (Cenário III).

	PDA	DDA		PDA	DDA
0:00	3,7504	3,7571	12:00	6,7655	6,7754
1:00	3,0587	3,0634	13:00	6,0307	6,0389
2:00	3,0154	3,0200	14:00	6,0394	6,0389
3:00	2,7992	2,8032	15:00	5,8145	5,8222
4:00	3,8000	3,8000	16:00	5,9875	5,9956
5:00	3,1451	3,1501	17:00	5,8145	5,8222
6:00	3,8679	3,8719	18:00	6,9816	6,9920
7:00	6,7655	6,7754	19:00	7,5001	7,5117
8:00	6,8087	6,8187	20:00	7,9752	7,9881
9:00	6,1172	6,1255	21:00	6,8520	6,8620
10:00	6,6359	6,6454	22:00	5,9071	5,9212
11:00	6,6460	6,6454	23:00	4,7842	4,7945

Fonte: Autor, 2023.

Na Tabela 4.6, visualiza que os consumos nodais nos pontos N3, ponto onde apresentou menor pressão na rede e N16, ponto onde apresentou maior pressão na rede, assumem valores praticamente semelhantes com pequena diminuição no consumo PDA do Nó N3. Visto que a pressão de referência não é satisfeita em alguns pontos, o consumo é simbolicamente menor, e na simulação PDA o consumo depende diretamente da pressão. Já para o nó N16 a pressão é superior à de referência, portanto não houve alterações no consumo para as duas análises.

Tabela 4.6 - Resultado da simulação com fuga distribuída.

Horas	Nó N3				Nó N16			
	Pressão		Consumo		Pressão		Consumo	
	PDA	DDA	PDA	DDA	PDA	DDA	PDA	DDA
0:00	28,0257	28,0207	0,0575	0,0633	49,9626	49,9621	0,0179	0,0179
1:00	28,0751	28,0718	0,0435	0,0477	50,0255	50,0252	0,0152	0,0152
2:00	28,0780	28,0747	0,0426	0,0467	50,0290	50,0288	0,0150	0,0150
3:00	28,0917	28,0889	0,0383	0,0418	50,0460	50,0458	0,0142	0,0141
4:00	19,5590	15,9248	0,0517	0,0667	41,4564	37,8195	0,0181	0,0178
5:00	28,0694	28,0658	0,0452	0,0496	50,0183	50,0180	0,0155	0,0155
6:00	30,1477	30,1442	0,0614	0,0654	52,0914	52,0911	0,0185	0,0184
7:00	29,8541	29,8435	0,1216	0,1306	51,6960	51,6950	0,0300	0,0299
8:00	29,8488	29,8381	0,1225	0,1316	51,6887	51,6876	0,0301	0,0301
9:00	29,9305	29,9218	0,1082	0,1160	51,8013	51,8005	0,0274	0,0274
10:00	29,8698	29,8597	0,1190	0,1277	51,7178	51,7169	0,0294	0,0294
11:00	29,8597	29,8597	0,1277	0,1277	51,7168	51,7169	0,0294	0,0294
12:00	29,8541	29,8435	0,1216	0,1306	51,6960	51,6950	0,0300	0,0299
13:00	29,9402	29,9318	0,1064	0,1141	51,8147	51,8139	0,0270	0,0270
14:00	29,9318	29,9318	0,1141	0,1141	51,8138	51,8139	0,0270	0,0270
15:00	29,9641	29,9562	0,1020	0,1092	51,8472	51,8465	0,0262	0,0262
16:00	29,9450	29,9367	0,1055	0,1131	51,8213	51,8205	0,0269	0,0268
17:00	29,9641	29,9562	0,1020	0,1092	51,8472	51,8465	0,0262	0,0262
18:00	29,8273	29,8160	0,1261	0,1355	51,6588	51,6577	0,0308	0,0308
19:00	29,7603	29,7473	0,1368	0,1472	51,5654	51,5640	0,0329	0,0329
20:00	29,6957	29,6810	0,1465	0,1579	51,4745	51,4729	0,0348	0,0347
21:00	29,8435	29,8326	0,1234	0,1326	51,6813	51,6802	0,0303	0,0303
22:00	27,6061	27,5936	0,1005	0,1119	49,4722	49,4707	0,0265	0,0265
23:00	27,7191	27,7108	0,0780	0,0866	49,6266	49,6258	0,0220	0,0220
Total	693,4608	689,6512	2,3021	2,4768	1 218,5688	1 214,9150	0,6013	0,6004
Diferença	-3,8096		0,1747		-3,6538		-0,0009	

Fonte: Autor, 2023.

Comparando-se o valor real de entrada da ZMC de 475,30 m³/dia medido a 27 de abril, com o valor da simulação de 478,30 m³/dia, é possível calcular o valor da fuga de base, que são caracterizadas por um caudal muito baixo que são difíceis de serem detetadas por equipamentos acústicos ou similares, e que podem permanecer na rede por um longo período. O valor calculado é de aproximadamente 3 m³/dia, e trata-se da diferença do valor real medido com o valor simulado.

A Figura 4.7 ilustra a variação das fugas de base na rede, sendo o volume medido no modelo na ordem de 3 m³.

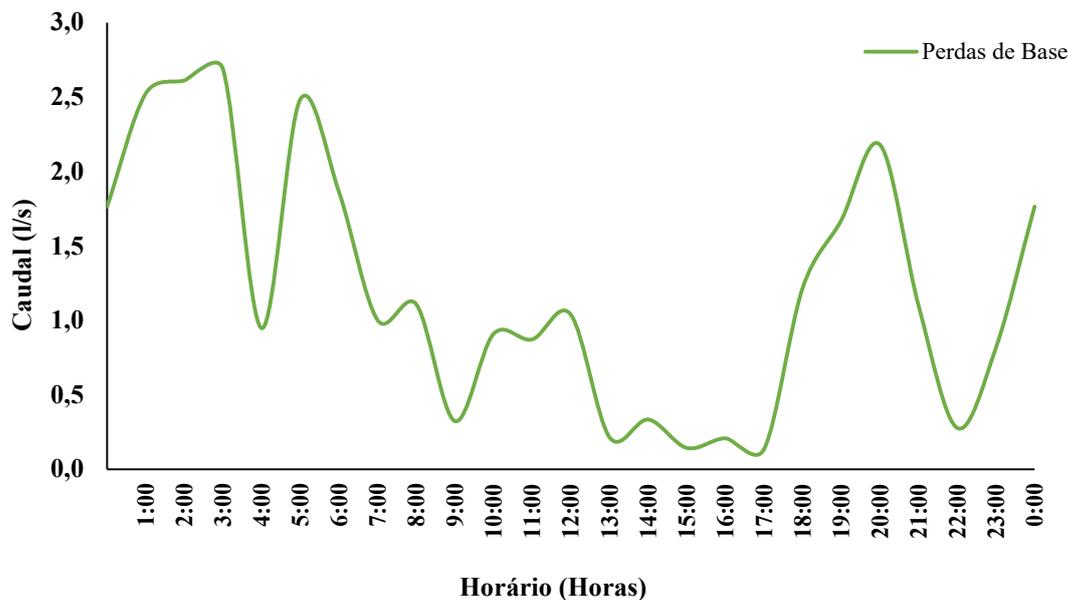


Figura 4.7 - Análise das perdas de base.

Fonte: Autor, 2023.

4.3 Verificação Regulamentares

Em conformidade com o Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais (RGSPPDADAR), é imperativo realizar uma verificação minuciosa para garantir que a rede esteja em conformidade com os requisitos regulatórios, especificamente em termos de velocidades e pressões. Essa avaliação é fundamental para assegurar o pleno cumprimento das diretrizes estabelecidas, garantindo a segurança e eficiência do sistema em questão.

4.3.1 Análise das velocidades regulamentares

Segundo o RGSPPDADAR no Artigo 21.º (Dimensionamento hidráulico):

“A velocidade de escoamento para o caudal de ponta no horizonte de projeto não deve exceder o valor calculado pela equação (3)”:

$$V = 0,127 \times D^{0,4} \quad (3)$$

Sendo que,

V: Velocidade limite de escoamento (m/s);

D: Diâmetro interno da tubagem (mm);

Em complemento, a norma diz que na fase inicial de exploração do sistema, é essencial que a velocidade de escoamento para o caudal máximo não seja inferior a 0,30 m/s e superior a 2 m/s. Caso haja condutas em que não seja possível verificar esse limite, é imprescindível que sejam previstos dispositivos apropriados para a descarga periódica. Essa medida é necessária para garantir o adequado funcionamento do sistema e evitar qualquer obstrução que possa comprometer seu desempenho. A implementação desses dispositivos assegura a manutenção da integridade e eficiência da rede ao longo do tempo, promovendo uma operação segura e contínua.

Em análise ao cenário mais crítico com fugas distribuídas (Cenário III), conclui-se que as velocidades máximas de 2m/s são cumpridas, no entanto pode observar na Figura 4.8 que a rede apresenta 17 troços cumprem com a velocidade superior a mínima de 0,3 m/s, as demais condutas não cumprem com o mínimo estabelecido pela norma, portanto é necessário a utilização de fundos de descargas ou hidrantes para que possa permitir o esvaziamento dos troços das condutas.

Portanto, considerando que não está no ano de início da exploração do sistema, é aceitável assumir a presença de dispositivos de descarga periódica, os usos efetivos desses dispositivos são fundamentais para manter a integridade do sistema, garantindo seu desempenho estável e contínuo ao longo do tempo.



Figura 4.8 – Análise das velocidades regulamentares do sistema 20h00.

Fonte: Autor, 2023.

4.3.2 Análise das pressões regulamentares

Segundo o RGSPDADAR no Artigo 21.º (Dimensionamento hidráulico):

“A pressão máxima, estática ou de serviço, em qualquer ponto de utilização não deve ultrapassar a 600 KPa (61,18 m.c.a) medida ao nível do solo”.

“Não é aceitável grande flutuação de pressões em cada nó do sistema, impondo-se uma variação máxima ao longo do dia de 300 KPa (30,60 m.c.a)”.

“A pressão de serviço em qualquer dispositivo de utilização predial para o caudal de ponta não deve ser, em regra, inferior a 100 KPa (10,19 m.c.a) o que, na rede pública e ao nível do arruamento, corresponde aproximadamente (Equação 2);

$$H = 100 + 40 n \quad (2)$$

Sendo que,

H: Pressão mínima (KPa);

n: número de pisos acima do solo, incluindo o piso térreo (nº de pisos);

Percebe-se que o sistema não ultrapassa o valor de pressão máxima (Figura 4.9), da mesma maneira é verificado que a pressão mínima estipulada pelo regulamento também não é atingida. No entanto, a pressão de referência para o número de 6 pisos no sistema, de 34, 67m.c.a não é verificada em 3 nós, N3, N6 e N37 (Figura 4.10). Visto que para estes Nós a rede não apresenta edificações acima de 1 piso, os valores de pressão estão dentro do esperado e satisfaz as normativas regulamentares.



Figura 4.9 - Análise da pressão máxima às 6h00.

Fonte: Autor, 2023.



Figura 4.10 - Análise da pressão de referência às 6h00.

Fonte: Autor, 2023.

4.4 Indicadores de desempenho hídricos

Para avaliar a qualidade dos serviços prestados pela entidade de abastecimento público de água na ZMC de estudo, foram empregues os seguintes indicadores de desempenho com base na avaliação proposta pela IWA, para avaliar a eficiência e eficácia do sistema utilizando o modelo da ERSAR. Com isso foram verificados para o cenário III, na simulação DDA, se a ZMC apresenta índices dentro da média nacional e conforme a média da própria EG.

4.4.1 *WR1 - Ineficiência na utilização dos recursos hídricos*

O indicador de desempenho WR1 (Equação 6) é utilizado para avaliar as perdas reais de água como uma percentagem do volume total de entrada no sistema durante o período de referência. A Tabela 4.7 a seguir mostra os dados e resultados para o cálculo deste indicador.

Tabela 4.7 - Dados WR1 (Ineficiência na utilização dos recursos hídricos).

Indicadores	Valores	Un
A3 - Água entrada no sistema	429,65	[m ³]
A19 - Perdas reais	48,79	[m ³]
WR1	11,36	[%]

Fonte: Autor, 2023.

Embora seja recomendado que o cálculo desse indicador não seja realizado para períodos inferiores a um ano, pelo facto de os valores obtidos poderem levar a erros de interpretação. Foi realizado a análise deste parâmetro para o dia 27 de abril, e obteve-se um valor de 11,36%, definido como bom para parâmetros do IRAR (Figura 4.11). Já que o indicador foi calculado para um pequeno período, as comparações internas devem ser feitas com prudência e devem ser evitadas comparações externas.

WR1	Se $WR1 > 50\%$ (ruim)
	Se $25\% < WR1 \leq 50\%$ (insatisfatório)
	Se $15\% < WR1 \leq 25\%$ (satisfatório)
	Se $WR1 \leq 15\%$ (bom)

Figura 4.11 – Parâmetro WR1 recomendado pelo IRAR.

Fonte: ERSAR - Relatório Anual dos Serviços de Águas e Resíduos em Portugal, 2022.

4.4.2 *op23 – Perda de Água por Ramal (AA15)*

Os dados e resultados para o cálculo do indicador op23 (Equação 7) são apresentados na Tabela 4.8 abaixo e serve para analisar as perdas de água ocorridas durante um período de referência, em relação a percentagem do número de ramais.

Tabela 4.8 - Dados op23 (Perdas por Ramais).

Indicadores	Valores	Un
A15 – Perdas de água	48797,64	[litros]
H1 – Duração do período de referência	365	[dias]
C24 – Número de Ramais	251	[nº]
Op23	85,46	[l/(ramal.dia)]

Fonte: Autor, 2023.

A Figura 4.12 mostra os índices de referência adotados pela ERSAR, e que comparado os valores, este indicador com 85,46 [l/(ramal.dia)] apresenta uma qualidade boa de serviço. Quando comparado ao relatório de contas da EG do ano de 2022, com valor de 107 [l/(ramal.dia)], a ZMC se destaca pelo bom desempenho.

Qualidade do serviço boa	[0; 100]
Qualidade do serviço mediana]100; 150]
Qualidade do serviço insatisfatória]150; +∞[

Figura 4.12 - Valores de referência: densidade de ramais igual ou superior a 20/km de rede [l/(ramal.dia)].

Fonte: ERSAR - Relatório Anual dos Serviços de Águas e Resíduos em Portugal, 2022.

4.4.3 op24 – Perda de Água por comprimento da conduta

Os dados e resultados para o cálculo do indicador op24 (Equação 8) são apresentados na Tabela 4.9 abaixo e serve para analisar as perdas de água ocorridas durante um período de referência, em relação ao comprimento das condutas da ZMC.

Tabela 4.9 - Dados op24.

Indicadores	Valores	Un
A15 – Perdas de água	48,79	[m ³]
H1 – Duração do período de referência	365	[dias]
C8 – Comprimento das condutas	8,03	[km]
Op24	6,07	[l/(km.dia)]

Fonte: Autor, 2023.

A Figura 4.13 abaixo, encontram-se os índices de referência adotados pela ERSAR. Este indicador específico apresenta um valor de 6,07 [l/(km.dia)]. De acordo com os parâmetros estabelecidos pela ERSAR, este valor indica uma qualidade de serviço insatisfatória. No entanto, é importante observar que esse cálculo foi feito considerando uma única perda de água durante 1 dia. Como este indicador de desempenho deve ser analisado anualmente, levando em conta as perdas acumuladas ao longo do ano, é esperado que ele diminua ao longo do tempo, atingindo um nível de qualidade do serviço bom.

Qualidade do serviço boa	[0,0; 3,0]
Qualidade do serviço mediana]3,0; 5,0]
Qualidade do serviço insatisfatória]5,0; +∞[

Figura 4.13 - Valores de referência: densidade de ramais inferior a 20/km de rede [$\text{m}^3 / (\text{km} \cdot \text{dia})$].

Fonte: ERSAR - Relatório Anual dos Serviços de Águas e Resíduos em Portugal, 2022.

4.5 Soluções para melhorias

Quando analisado os resultados da rede e todos os parâmetros em relação ao regulamento RGSPDADAR, define-se que para o melhoramento da rede deve ter em consideração os seguintes itens;

- Ao elaborar ensaios para a deteção de fugas e perdas de água no sistema de abastecimento e for localizado alguma anomalia, é necessário agir de maneira rápida e reparar as fugas do sistema.
- Em algumas zonas, quando detetadas condutas com materiais antigos, é necessária a substituição.
- É necessário a instalação de válvulas reductoras de pressão (VRP) em zonas definidas na modelação, para o melhor controlo da pressão onde os valores são mais elevados. Além de ser uma medida preventiva, ajuda no controlo das fugas, uma vez que se diminuir a pressão da rede, as fugas consequentemente terão menores probabilidade de ocorrer.
- A rede apresenta velocidades que não atendem ao regulamento estabelecido, é necessária implantação de dispositivos de descarga periódica, devido as baixas velocidades e que garanta o desempenho estável e contínuo ao longo do tempo.

4.5.1 Exemplo para melhoria (Cenário IV)

Como a rede carece de algumas melhorias em pontos específicos, foi elaborado um novo cenário, utilizando a gestão da pressão, com a utilização de VRP. Este mecanismo é a melhor maneira para otimizar o sistema, visto que são facilmente reguláveis e podem ser definidos valores conforme melhor sensibilidade do operador.

A pressão instalada deve ser ajustada de forma a atender aos consumos dependentes e independentes da pressão, conforme avaliado em uma análise PDA. No entanto, é importante ressaltar que a redução da pressão instalada, embora resulte em uma diminuição das perdas, especialmente as perdas de base, também leva à redução do consumo nodal dependente da pressão.

Uma solução para os problemas da rede foram a instalação de duas válvulas redutoras de pressão, VRP1 (Conduta T9) e VRP2 (Conduta T17) com *settings* de 36,50 m.c.a e 36,00 m.c.a respectivamente, de maneira que fossem respeitados nos pontos de consumo a pressão de referência de 34,67 m.c.a (Figura 4.14). Estas válvulas permitiram a redução da pressão dos nós a jusante e consequentemente a redução do consumo do N9, N10, N11, N12 e N13 para a conduta T9 e N17, N18, N19 e N20 para a conduta T17. A Tabela 4.10 faz uma comparação entre o caudal na conduta e a pressão antes da instalação da válvula e depois da instalação da válvula, durante um dia na simulação PDA.

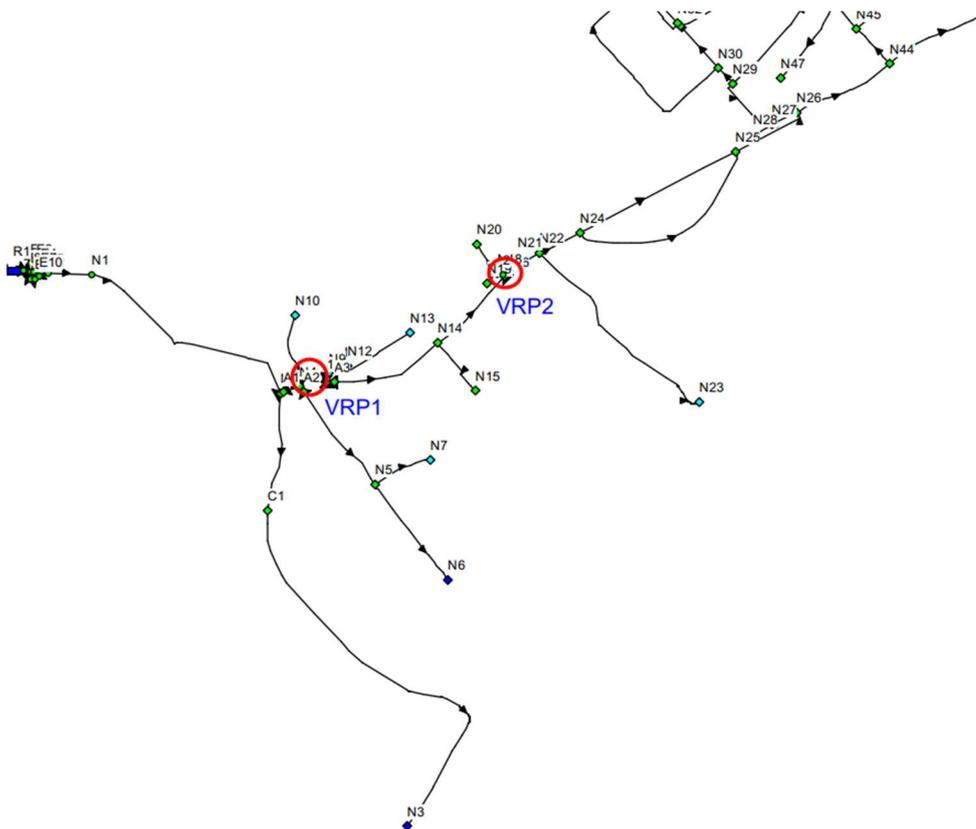


Figura 4.14 - Localização VRP1 e VRP2.

Fonte: Autor, 2023.

Tabela 4.10 - Análise antes e depois do melhoramento da rede.

	Conduta T9	Conduta T17
	Caudal (m ³ /dia)	Caudal (m ³ /dia)
Sem VRP	13,03	33,93
Com VRP ativa	12,51	32,20
Varição da Perda	0,52	1,73

Fonte: Autor, 2023.

Utilizando a simulação PDA no cenário IV, com a otimização e utilização das VRP's, observa-se que para as condutas em análise ocorrem uma redução no caudal a jusante da válvula. Portanto, é possível visualizar que consequentemente a redução nas perdas durante todo o dia, resulta na conduta T9 um valor de redução da perda de 0,52 m³/dia e na conduta T17 de 1,73 m³/dia.

Ao analisar a Figura 4.15, obtemos uma redução de perda de base em relação ao caudal de entrada real do dia 27 de abril, de 3,00 m³/dia e 0,38 m³/dia em relação aos cenários III e IV respectivamente.

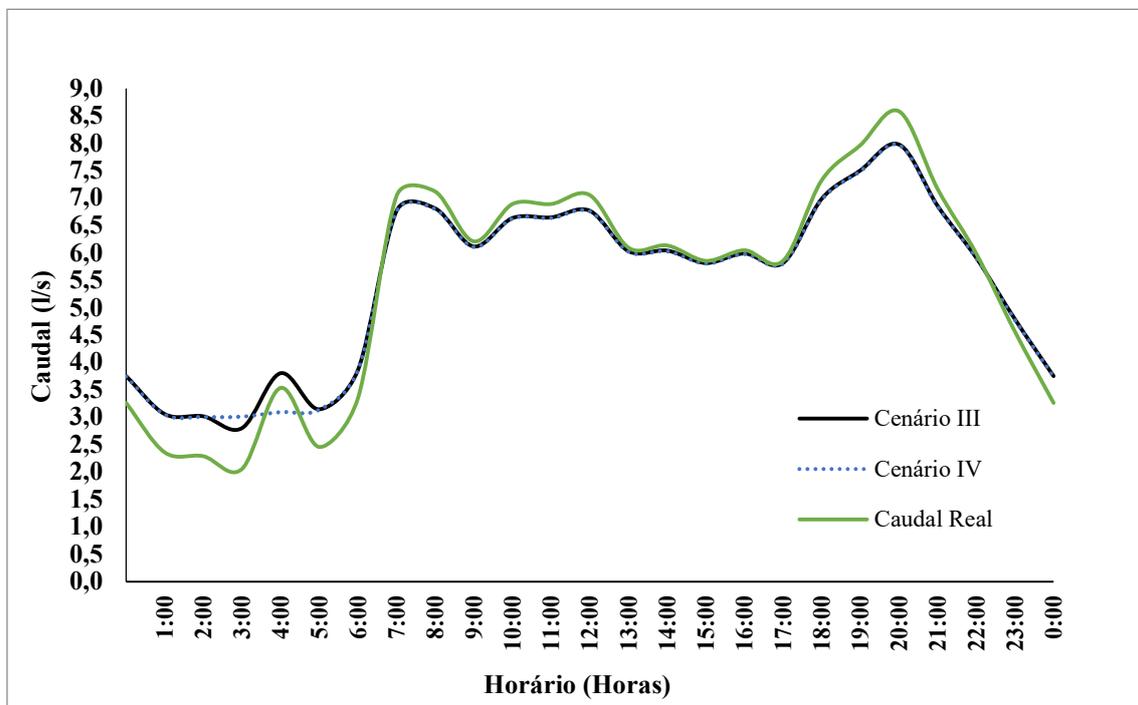


Figura 4.15 - Comparativo entre Cenários (Conduta T1 - Entrada da ZMC).

Fonte: Autor, 2023.

5 CONCLUSÃO E TRABALHOS FUTUROS

5.1 Conclusão

A questão das fugas e perdas de água nos sistemas de distribuição é, de facto, um tema importante que deve ser continuamente discutido tanto pelas entidades gestoras (EG) como pelos consumidores. Essas fugas e perdas têm impactos negativos em várias áreas, incluindo a economia, o meio ambiente, a sociedade e a parte técnica dos sistemas.

Portugal enfrenta vários desafios relacionados à perda de água em seus sistemas de abastecimento, o que resulta em grandes quantidades de água sendo desperdiçadas. Além das consequências óbvias do desperdício deste recurso, essas perdas também acarretam custos significativos. Os esforços para tratar e distribuir a água são dispendiosos e, quando essa água é perdida ao longo do sistema de distribuição e abastecimento, esses investimentos não são totalmente aproveitados.

Neste trabalho, realizou-se uma pesquisa bibliográfica abrangente acerca do assunto, com questões pertinentes ao enquadramento dos órgãos administrativos e a situação de Portugal no atual cenário do abastecimento de água, foi mostrado as características do sistema de abastecimento de água, e como é realizado a captação, armazenamento e distribuição de água das entidades de Alta e Baixa. Em seguida, é mostrado os diferentes tipos de perdas de água, tanto perdas aparentes quanto perdas reais e os fatores que as influencia, além de explicar quais são os métodos que uma Entidade Gestora utiliza para a deteção das fugas, como o balanço hídrico e o caudal mínimo noturno, e quais técnicas para a deteção de fugas, como o *step-test* e os geofones. Foi abordado os indicadores de desempenho que são utilizados para avaliar de maneira objetiva o desempenho de uma EG em relação a uma atividade específica, sobretudo as fugas e perdas de águas no sistema. Por fim, a simulação hidráulica é de extrema importância em relação a análise de uma rede de abastecimento, e este trabalho investiga os dois diferentes modelos matemáticos, de modo a clarificar o conceito de análise com base no consumo, DDA, e análise com base na pressão, PDA utilizados no *software* EPANET, juntamente com a extensão *WaterNetGen*. Contudo, vale salientar a importância da gestão de pressão no sistema, pois a correta gestão e regulação é a uma das técnicas mais eficientes no combate as perdas de água, além de testar novas soluções para posterior implantação na ZMC.

Na segunda parte da dissertação, aborda a elaboração do modelo desde a raiz, e relata uma breve história da EG, com os dados publicados no relatório de contas do ano de 2022, o balanço hídrico e a percentagem de perda de água no ano. Posteriormente, é tratado a ZMC de estudo, Ponte Eiras, com a topografia do terreno, a tipografia do sistema, os caudais e pressões ao longo de 6 dias (26 de abril à 01 de maio) além do consumo faturado do ano de 2022, ao qual possibilitou a construção dos padrões de consumo da rede e elaborar o estudo dos consumos nos pontos definidos na modelação.

O estudo de caso foi escolhido tendo em consideração os alertas gerados pelo sistema de telemetria a possibilidade de anomalia, devido a alta da CMN com valores por volta de 7,39 m³/h, demasiado alto para a ZMC em questão. O autor foi convidado pela AC, para a saída de campo, e foi possível acompanhar o *step-test* a partir do caudalímetro de entrada da ZMC, e o fecho de 3 válvulas e possibilitou a conclusão de uma fuga no ponto C1 de aproximadamente 3 m³/h. Esta vista de campo, permitiu a obtenção de dados que foram utilizados para a calibração da rede, de maneira que foram simulados os fechos das 3 válvulas e obteve-se valores próximos a realidade, validando ainda mais o sistema simulado.

Os resultados foram obtidos por 3 cenários de simulação, o cenário I representa a simulação do consumo com os caudais médios fornecidos pela EG entre 26 de abril a 01 de maio, o cenário II representa a simulação com fuga localizada no ponto C1 no dia 27 de abril, com um coeficiente emissor de 0,09, e, o cenário III representa a simulação com fuga distribuída no sistema no dia 27 de abril, com coeficiente emissor em todas as condutas de 0,0011. Todos os três cenários, foram simulados nas duas abordagens, com base no consumo DDA, e com base na pressão PDA.

No entanto, como a pressão de referência é de 34,67 m.c.a em alguns pontos das simulações obteve-se valores menores que a de referência, uma vez que os consumos são dependentes da pressão no PDA, os consumos foram ligeiramente inferiores na ordem dos centésimos. Entretanto em uma análise mais crítica ao sistema, os pontos onde as pressões de referência para 6 pisos não são atendidas, as habitações presentes nestes pontos apresentam apenas 1 piso, então a pressão mínima de 14,29 m.c.a é suficiente. Logo conclui que para esta simulação a análise DDA é a mais indicada, por analisar a simulação com pressões iguais ou superiores a de referência, e se tratar de um cálculo mais simplificado.

É compreendida a importância do uso de indicadores de desempenho, uma vez que eles possibilitam a avaliação da rede e sua eficiência. Uma vez que alguns indicadores não são satisfeitos, observa-se que a rede apresenta alguns problemas relacionados à pressão e velocidade, o que configura um cenário IV com soluções para o melhoramento destas questões, e são introduzidas duas válvulas VRP na conduta T9 e na conduta T17, com o objetivo de melhorar a pressão e reduzir as perdas de água. Assim, obteve-se um melhoramento a jusante da conduta T9 com a válvula VRP1 de 0,53 m³/dia, redução de 4,00% e a jusante da conduta T17 com a válvula VRP2 de 1,73 m³/dia, redução de 5,10%.

Este trabalho tem como resultado central a criação e análise de um modelo de simulação simplificado, que possibilite a manipulação e experimentação da rede, assim como a avaliação das diferentes soluções de melhoramento propostas. Observa-se que os modelos de simulação de redes, embora sejam representações da realidade e não gerem resultados fiéis, desempenham um papel valioso na gestão da rede. Esses modelos constituem ferramentas úteis que permitem testar novos cenários e soluções de maneira ágil e econômica, evitando os custos associados à implementação física.

Contudo, tendo em conta os impactos ambientais, todos nós, cidadãos, devemos adotar uma postura proativa no que diz respeito ao controlo das perdas de água, através da comunicação às EG da localização de fugas de água visíveis. É necessário enfrentar essa problemática por meio de ações que visem a redução das perdas de água nos sistemas de abastecimento, como a melhoria da infraestrutura, a adoção de tecnologias avançadas de deteção de vazamentos e o estabelecimento de práticas eficientes de gestão da água, mas também otimizar os recursos financeiros investidos no tratamento de água. Isso contribuirá para uma gestão mais sustentável dos sistemas de abastecimento de água em Portugal, proporcionando benefícios econômicos e ambientais para o país e seus cidadãos.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Durante a elaboração desta dissertação, surgiram aspetos relevantes que poderiam ser explorados, e que poderiam cada vez mais contribuir com as Entidades Gestoras e não foi possível abordá-los. A seguir, são apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros:

- Realizar estudos que investigue a viabilidade e sustentabilidade das ZMC's, levando em consideração a incorporação de parâmetros que avaliem a qualidade da água;
- Abranger o estudo é expandi-lo para outras Zonas de Monitorização com o objetivo de identificar e localizar as perdas, bem como investigar a gestão da pressão para reduzir o volume de perdas de água.
- Realizar uma análise dos custos energéticos relacionados à pressurização da rede.
- Realizar um estudo de deteção de perdas por meios acústicos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANTÓNIO, João Carlos - **Controlo de Perdas em Sistemas de Abastecimento de Água – Câmara Municipal de Miranda do Corvo**. Coimbra: Instituto Superior de Engenharia de Coimbra - ISEC, mai. 2015. Tese de Mestrado.

BARROS, Joana Maria Correia Brandão Simões - **Perdas Aparentes em Sistemas de Abastecimento de Água - Erros de Medição**. [Em linha]. Porto: Universidade do Porto, jul. 2015. Disponível em WWW: URL:<http://www.fe.up.pt>. Mestrado.

BAEK, C., JUN, H., KIM, J. (2009). Development of a PDA Model for Water Distribution Systems Using Harmony Search Algorithm. **KSCE Journal of Civil Engineering**, 14, 613-625. DOI: 10.1007/S12205-010-0613-7.

CARVALHO, Hugo Ricardo Fontes - **Redução de Perdas Reais de Água em Sistemas de Abastecimento de Água: Definição de Critérios para Delimitação de Zonas de Medição e Controlo**. [Em linha]. Porto: Universidade do Porto, 30 set. 2014. Disponível em WWW: URL:<http://www.fe.up.pt>. Mestrado.

COELHO, S.T.; LOUREIRO, D.; ALEGRE, H.; PRAÇA, P. (2005). **Modelação e Análise de Sistemas de Abastecimento de Água, Série Guias Técnicos**, IRAR.

COSTA, Diogo Manuel Da Costa - **O Sistema de Abastecimento de Águas: Um Estudo Comparativo entre o Setor Público e o Setor Privado**. Lisboa: Instituto Politécnico de Lisboa, jan. 2019. Tese de Mestrado.

DIAS, N. (2004). **"Diagnóstico de Sistemas de Abastecimento de Água para Diferentes Condições de Operacionalidade e Segurança"**. Trabalho Final de Curso de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

ERSAR - Relatório Anual dos Serviços de Águas e Resíduos em Portugal (2022) - Volume 2 – Controlo da Qualidade da Água para Consumo Humano. [Em linha]. ERSAR ed. Disponível em WWW: <URL: www.ersar.pt>. ISBN 9789898360434.

ERSAR, 2011. Relatório Anual do Setor de Águas e Resíduos em Portugal – **RASARP** (2009). Volume 1, 2 e 3.

FANTOZZI, M., LAMBERT, A. (2007). **"Including the Effects of Pressure Management in Calculations of Short-Run Economic Leakage Levels."** In Water Loss 2007, Specialized Conference Proceedings, IWA, 23-26 Sep, Bucharest (Romania).

FARLEY, M., TROW, S. (2003). **"Losses in Water Distribution Networks."** IWA PUBLISHING, UK.

FERREIRA, Ana Raquel Miranda Gomes Da Costa - **Deteção e Avaliação de Fugas e Perdas Em Sistemas de Abastecimento de Água.** Coimbra: Universidade de Coimbra, 24 jul. 2017. Mestrado.

FERREIRA, Cristina Sofia De Jesus - **Indicadores de Desempenho das Redes de Abastecimento de Água – Aplicação Prática ao Município de Santiago do Cacém.** Lisboa: Universidade Nova de Lisboa, 2010. Tese de Mestrado.

FIGUEIREDO, M.P., MARTINS, J.P. (2012). **Perdas em Sistemas de Abastecimento de Água – Quantificação das Perdas de Água.** Apontamentos da Disciplina de Sistemas de Abastecimento de Água, MIEC, FEUP, Porto.

FONTES, Hugo André da Cruz Monteiro Vilela - **Modelação de Fugas e Perdas: o Caso da Zona de Monitorização e Controlo da Malavada em Coimbra.** Coimbra: Universidade de Coimbra, set. 2022. Mestrado.

GODINHO, Tânia Sontos - **Controlo Ativo de Perdas de Água – Estudo de Viabilidade Económica (Águas de Coimbra)**. Coimbra: Instituto Superior de Engenharia de Coimbra - ISEC, mai. 2018. Tese de Mestrado.

GOMES, Ricardo De Jesus - **Modelação Matemática como Ferramenta de Gestão e Exploração de Sistemas de Distribuição de Água**. Coimbra: Universidade de Coimbra, 19 dez. 2011. Tese de Doutoramento.

GONÇALVES, Rui Manuel Pereira - **Evolução dos Sistemas de Abastecimento de Água e de Saneamento de Águas Residuais**. [Em linha]. Porto: Universidade do Porto, jun. 2013. Disponível em WWW: URL:<http://www.fe.up.pt>. Dissertação de Mestrado.

GONÇALVES, E., e ALVIM, P. R. A. (2007). **Técnicas de Operação em Sistemas de Abastecimento de Água. Pesquisa e Combate a Vazamentos não Visíveis**. Programa de Modernização do Setor Saneamento Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental, Brasília.

GRILO, Tomáz Velez - **Técnicas de Reabilitação de Sistemas de Abastecimento de Água - Metodologia Conceptual e Aplicação a Casos de Estudo**. Lisboa: Universidade Técnica de Lisboa, set. 2007. Tese de Mestrado.

HAVLIK, V. (2006). **"Vulnerability of Water Distribution Systems to Leakage."** NATO Security Through Science Series - C: Environmental Security, Security of Water Supply Systems: From Source to Tap 8: 51-63.

INE (2021). **Censo 2021**. Lisboa: Instituto Nacional de Estatística.

INAG, I.P. 2001. **Plano de Bacia Hidrográfica do Rio Douro - Normas Regulamentares**. Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional. Instituto da Água, I.P.

LAMBERT, A. (1994). **"Accounting for Losses: The Bursts and Background Estimates (BABE) Concept."** Water and Environment Journal 8(2): 205-214.

LAMBERT, A. (2000). **"What do we Know about Pressure-Leakage Relationships in Distribution Systems?"** In System Approach to Leakage Control and Water Distribution Systems Management, Specialized Conference Proceedings, IWA, May, Brno (Czech Republic).

LOVEDAY, M., DIXON, J. (2005). **"DMA Sustainability in Developing Countries."** In Leakage 2005, Specialized Conference Proceedings, IWA, 12-14 Sep, Halifax (Canada).

MARQUES, Patrícia Angélica Alves - **Modelo Computacional para Determinação do Risco Econômico em Culturas Irrigadas.** Piracicaba: Universidade de São Paulo, Jul. 2005. Tese de Mestrado.

MARQUES, Rui Cunha (2011). **A Regulação dos Serviços de Abastecimento de Água e de Saneamento de Águas Residuais – Uma Perspetiva Internacional.** Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos (ERSAR) e Centro de Sistemas Urbanos e Regionais (CESUR), Lisboa.

MARTINHO, Samuel De Oliveira - **Perdas em Sistemas de Abastecimento de Água - INOVA (Cantanhede).** Coimbra: Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, dez. 2013. Mestrado.

MENDES, P. (2003). **Metodologia de Implementação de um Sistema de Indicadores de Desempenho em Serviços Municipais de Abastecimento de Água.** Mestrado, Universidade do Algarve. Faro.

MIYA, 2010. **MIYA.** [Online] Available at: <http://www.miya-water.com/facts-and-definitions/industry-methodology> [Acedido em maio 2023].

MOURA, André Filipe Costa Do Amaral - **Fugas e Perdas em Redes de Distribuição de Água - Estudo de Caso: Zmc - Carvalhosas/palheirosa**. Coimbra: Universidade de Coimbra, 21 fev. 2017. Mestrado.

MORRISON, J., TOOMS, S., ROGERS, D. (2007). **IWA District Metered Areas (draft)**. International Water Association (IWA), Specialist Group on Efficient Operation and Management of Urban Water Distribution Systems, Water Loss Task Force.

MURANHO, J. M. (2012). **Gestão de Sistemas de Abastecimento de Água - Geração de Modelos, Dimensionamento e Avaliação de Desempenho**. Tese de Doutoramento, Universidade de Coimbra, Coimbra.

MURANHO, J., FERREIRA, A., SOUSA, J., GOMES, A., SÁ MARQUES, A. (2012). **WaterNetGen – An. EPANET Extension for Automatic Water Distribution Networks Models Generation and Pipe Sizing, Water Science and Technology: Water Supply**. 12, 117-121.

MURANHO, J., FERREIRA, A., SOUSA, J., GOMES, A., SÁ MARQUES, A. (2014). **Pressure-Depend Demand and Leakage Modelling with an EPANET Extension – WaterNetGen**, Procedia Engineering. 89, 632-639.

OLIVEIRA, Flávio Miguel Reis - **Redução de Perdas Reais em Sistemas de Abastecimento de Água: Otimização das Pressões Numa Grande Rede de Distribuição de Água – Aplicação ao Caso do Porto**. [Em linha]. Porto: Universidade do Porto, jun. 2013. Disponível em WWW: URL:<http://www.fe.up.pt>. Dissertação de Mestrado.

PEAASAR, I. (2020). **Plano Estratégico de Abastecimento de Água e de Saneamento de Águas Residuais 2014-2020**. Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional, Lisboa.

PEARSON, D., FANTOZZI, M., SOARES, D., WALDRON, T. (2005). "**Searching for N2: How does Pressure Reduction Reduce Burst Frequency?**" In Leakage 2005, Specialized Conference Proceedings, IWA, 12-14 Sep, Halifax (Canada).

PEDROSO, V.M.R. - **Manual dos Sistemas Prediais de Distribuição e Drenagem de Águas**. 3ª edição. Lisboa: LNEC, 2007.

PEREIRA, Mariana Ventura Fernandes Granado - **Implementação e Monitorização de uma Zona de Medição e Controlo no Sistema de Abastecimento de Matosinhos**. [Em linha]. Porto: Universidade do Porto, jul. 2012. Disponível em WWW: URL:<http://www.fe.up.pt>. Tese de Mestrado.

PILCHER, R., HAMILTON, S., CHAPMAN, H., FIELD, D., RISTOVSKI, B., STAPELY, S. (2007). **IWA Leak Location and Repair**. International Water Association (IWA), Specialist Group on Efficient Operation and Management of Urban Water Distribution Systems, Water Loss Task Force.

PUUST, R., KAPELAN, Z., SAVIC, D., KOPPEL, T. (2010). "**A Review of Methods for Leakage Management in Pipe Networks**." Urban Water Journal 7(1): 25-45.

RASARP (2020), Relatório Anual dos Serviços de Águas e Resíduos em Portugal, **ERSAR**. Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional, Lisboa.

RGSPDADAR (1995). **Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais**, Ministério das Obras Públicas, Transportes e Comunicações.

ROSSMAN, Lewis A.; SUPPLY, Water. **EPANET 2 USERS MANUAL**. 2000.

SARDINHA, José *et al.* - **EPAL Technical Editions: Controlo Ativo de Perdas de Água**. ISBN 9789898490025.

SILVA, José Henrique Ferreira Da - **Exploração das Potencialidades do Programa EPANET na Simulação Hidráulica de Sistemas de Abastecimento de Água.** [Em linha]. Porto: Universidade do Porto, jun. 2008. Disponível em WWW: URL:<http://www.fe.up.pt>. Mestrado.

SILVA JÚNIOR, João Ferreira Da - **Deteção de Perdas em Sistemas de Distribuição de Água Através de Rede de Sensores Sem Fio.** Recife - PE: Universidade Federal de Pernambuco - UFPE, 15 fev. 2016. Mestrado.

Tardelli Filho, J. **Controle e Redução de Perdas.** In: TSUTIYA, M. T. (Ed.). Abastecimento de Água. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006. Cap. 10, p.457-525.

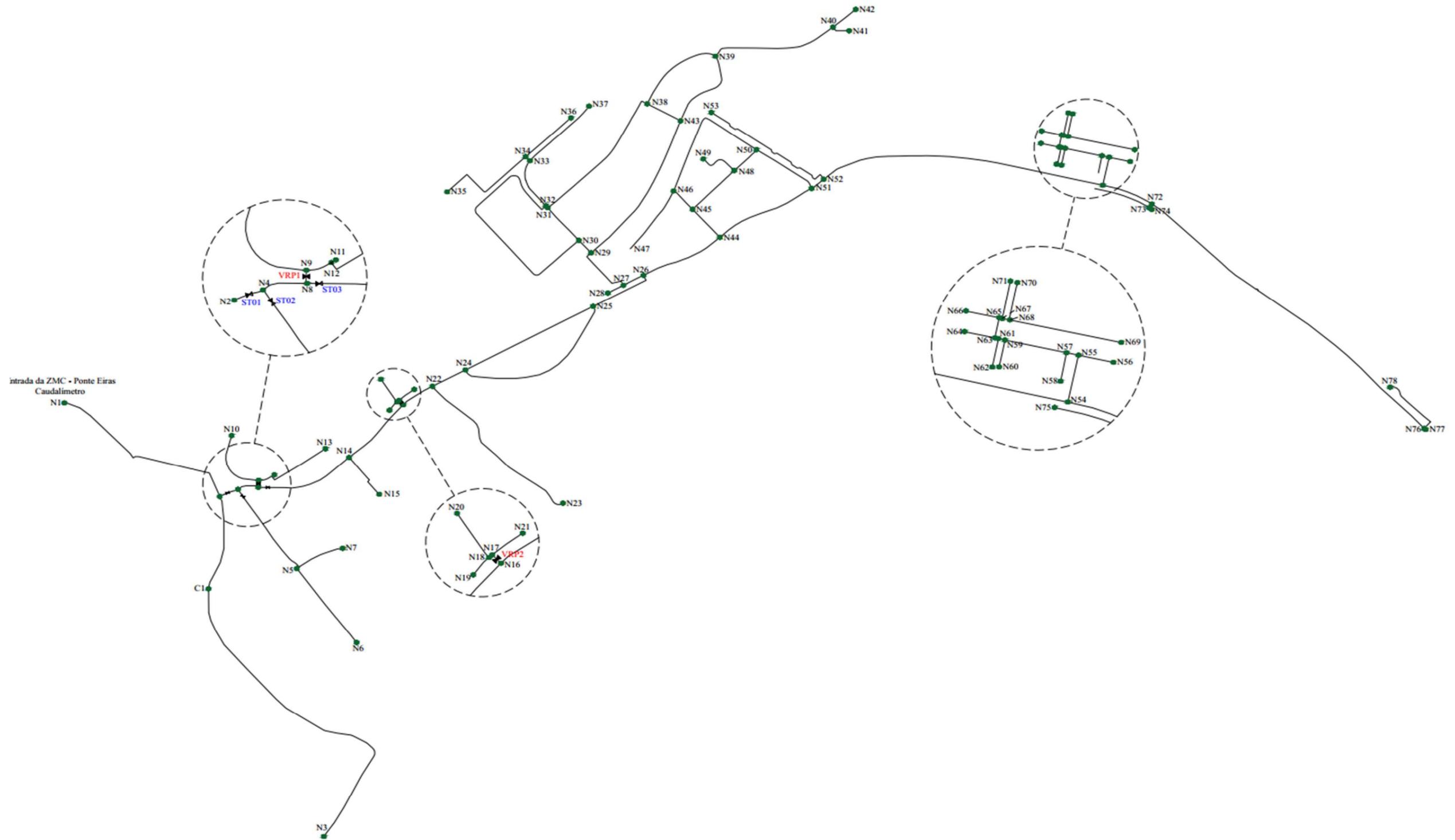
THORNTON, J. (2003). "**Managing Leakage by Managing Pressure: A Practical Approach.**" Water 21, IWA Water Loss Task Force: October.

THORNTON, J., STURM, R., KUNKEL, G. (2008). **Water Loss Control.** McGraw-Hill Companies.

ZANIBONI, Nilton - **Equipamentos e Metodologias para o Controle e Redução de Perdas Reais em Sistemas de Abastecimento de Água.** São Paulo: Universidade de São Paulo - USP, jun. 2009. Tese de Mestrado.

WRc (1994). **Managing Leakage Reports,** A-J. WRc plc, Water Services Association, Water Companies Association, Swindon (United Kingdom).

ANEXO I – TIPOLOGIA DA REDE: NÓS



ANEXO II – TIPOLOGIA DA REDE: CONDUTAS



ANEXO III – CARACTERÍSTICAS DOS NÓS DA REDE

Nó	Cota (m)	Consumo (l/s)	Nó	Cota (m)	Consumo (l/s)
N1	22,22	0,0000	N41	24,89	0,0033
N2	18,01	0,1259	N42	34,51	0,0000
N3	39,44	0,0974	N43	22,66	0,1726
N4	18,02	0,0041	N44	24,24	0,2223
N5	24,53	0,0328	N45	22,03	0,1516
N6	36,13	0,0132	N46	21,36	0,1611
N7	28,68	0,0168	N47	21,72	0,0487
N8	18,00	0,0185	N48	23,09	0,1833
N9	18,12	0,0491	N49	22,39	0,0563
N10	19,69	0,0473	N50	23,51	0,1843
N11	18,00	0,0018	N51	25,85	0,0984
N12	18,00	0,0071	N52	26,96	0,1166
N13	18,35	0,0071	N53	22,48	0,1048
N14	18,00	0,0345	N54	31,00	0,0342
N15	21,57	0,0043	N55	30,76	0,0212
N16	17,65	0,0172	N56	31,00	0,0000
N17	17,75	0,0000	N57	30,60	0,0167
N18	17,74	0,1779	N58	30,39	0,0167
N19	18,01	0,0000	N59	29,00	0,0238
N20	17,74	0,1779	N60	29,39	0,0238
N21	17,83	0,0000	N61	28,96	0,0230
N22	18,39	0,0151	N62	29,28	0,0230
N23	31,55	0,0095	N63	28,93	0,0000
N24	18,05	0,0286	N64	28,50	0,0000
N25	20,07	0,0286	N65	28,91	0,0000
N26	23,81	0,0623	N66	28,50	0,0000
N27	22,97	0,0335	N67	28,92	0,0258
N28	21,86	0,0000	N68	28,96	0,0182
N29	20,94	0,1516	N69	30,05	0,0000
N30	20,96	0,3598	N70	28,48	0,0182
N31	21,51	0,1513	N71	28,47	0,0258
N32	21,61	0,3224	N72	31,52	0,0172
N33	26,76	0,0193	N73	31,78	0,0717
N34	27,04	0,0477	N74	31,85	0,0026
N35	30,07	0,0410	N75	30,73	0,0082
N36	34,97	0,0067	N76	34,54	0,0160
N37	37,55	0,0173	N77	34,37	0,0000
N38	25,07	0,1808	N78	33,46	0,0000
N39	25,93	0,1320	C1	19,20	0,0000
N40	27,82	0,0119			

ANEXO IV - CARACTERÍSTICAS DAS CONDUTAS DA REDE

Conduta	Comprimento (m)	Diâmetro (mm)	Conduta	Comprimento (m)	Diâmetro (mm)
T1	287,86	150,00	T43	186,17	76,80
T2	146,30	59,20	T44	42,79	76,80
T3	521,85	59,20	T45	26,41	76,80
T4	24,30	150,60	T46	128,63	76,80
T5	149,49	76,80	T47	244,30	76,80
T6	142,93	76,80	T48	126,77	150,60
T7	74,62	59,20	T49	58,53	93,80
T8	34,92	150,60	T50	39,68	93,80
T9	10,85	117,60	T51	109,42	76,80
T10	101,81	117,60	T52	210,54	76,80
T11	20,86	84,60	T53	58,41	76,80
T12	4,14	84,60	T54	84,98	93,80
T13	95,11	84,60	T55	45,64	93,80
T14	147,07	150,60	T56	101,28	93,80
T15	74,53	59,20	T57	154,07	150,60
T16	113,03	150,60	T58	22,68	117,60
T17	9,26	84,60	T59	208,69	84,60
T18	3,15	84,60	T60	419,82	117,60
T19	17,88	84,60	T61	43,87	117,60
T20	41,72	84,60	T62	31,31	84,60
T21	28,28	84,60	T63	10,73	117,60
T22	51,22	150,60	T64	26,57	84,60
T23	272,35	59,20	T65	54,84	117,60
T24	54,12	150,60	T66	5,93	117,60
T25	209,90	150,60	T67	26,43	84,60
T26	250,61	84,60	T68	3,19	117,60
T27	95,61	150,60	T69	26,52	84,60
T28	32,99	150,60	T70	27,06	117,60
T29	25,55	84,60	T71	18,82	84,60
T30	83,97	93,80	T72	29,87	84,60
T31	26,22	93,80	T73	2,72	84,60
T32	67,23	93,80	T74	35,18	84,60
T33	371,06	76,80	T75	6,99	84,60
T34	4,09	93,80	T76	35,53	84,60
T35	80,94	76,80	T77	99,08	84,60
T36	120,78	76,80	T78	77,67	117,60
T37	9,00	76,80	T79	7,14	117,60
T38	155,91	76,80	T80	4,75	84,60
T39	89,22	76,80	T81	84,70	84,60
T40	224,37	93,80	T82	526,80	117,60
T41	55,14	76,80	T83	2,74	117,60
T42	135,26	76,80	T84	95,72	76,80

**ANEXO V – CAUDAIS FORNECIDOS PELA AC, ÁGUAS DE
COIMBRA, E.M.**

Hora (h:min)	Caudal (m³/h)					
	26/jul	27/abr	28/abr	29/abr	30/abr	01/mai
0:00	11,23	12,96	15,09	16,07	13,55	10,01
0:05	12,26	12,46	12,17	13,81	13,04	12,33
0:10	12,81	12,14	13,21	13,84	13,52	10,10
0:15	12,52	13,83	13,86	13,09	13,21	8,80
0:20	11,14	13,44	12,89	14,10	11,93	9,32
0:25	11,17	12,54	8,62	13,53	13,18	10,33
0:30	11,52	10,90	11,26	10,33	12,40	10,26
0:35	11,44	9,95	11,04	11,33	12,51	8,45
0:40	11,06	10,93	9,25	10,64	12,33	7,76
0:45	11,28	11,06	9,73	10,18	12,96	7,01
0:50	9,91	9,95	7,34	9,69	10,18	8,33
0:55	10,27	10,67	10,46	9,45	10,43	7,48
1:00	9,71	11,56	9,51	9,94	10,54	7,88
1:05	9,46	9,77	8,79	10,79	11,82	6,67
1:10	8,03	9,01	7,17	10,06	8,64	6,56
1:15	8,04	8,33	8,59	9,03	10,16	6,97
1:20	7,85	8,41	7,92	9,08	9,49	6,76
1:25	7,85	8,55	11,07	11,23	10,04	7,15
1:30	8,74	8,47	10,20	9,84	8,63	7,31
1:35	8,12	8,36	9,77	10,53	9,22	7,32
1:40	8,21	8,02	10,00	9,09	8,70	7,71
1:45	7,10	6,75	8,71	9,55	8,37	5,92
1:50	7,52	7,08	8,76	10,28	8,55	6,90
1:55	9,42	7,51	9,18	9,81	9,35	7,64
2:00	8,88	8,64	9,36	9,95	8,31	7,40
2:05	8,50	7,87	9,96	9,79	11,20	7,73
2:10	8,47	7,80	8,66	9,48	10,15	6,08
2:15	9,79	7,90	8,16	9,77	10,51	6,97
2:20	8,87	9,80	7,99	9,53	11,35	6,68
2:25	8,01	8,06	7,52	7,63	8,91	5,60
2:30	8,10	8,17	7,40	8,40	8,97	5,85
2:35	7,87	8,65	7,96	8,71	10,09	7,58
2:40	8,16	8,01	7,46	9,07	8,83	6,13
2:45	8,53	8,39	9,12	9,76	9,26	6,17
2:50	8,57	7,81	7,55	9,39	7,89	6,40
2:55	7,70	7,85	8,74	9,23	7,77	5,83
3:00	8,19	7,79	8,62	9,17	7,02	6,33
3:05	7,87	7,61	9,07	8,69	7,65	6,01
3:10	7,54	7,01	8,51	8,62	7,24	6,62
3:15	6,74	6,37	8,95	9,23	9,66	6,72

**ANEXO V – CAUDAIS FORNECIDOS PELA AC, ÁGUAS DE
COIMBRA, E.M.**

Hora (h:min)	Caudal (m³/h)					
	26/jul	27/abr	28/abr	29/abr	30/abr	01/mai
3:20	6,57	7,15	8,76	9,38	8,83	6,07
3:25	6,79	6,73	8,98	9,54	8,62	6,56
3:30	7,52	6,44	8,33	10,47	7,80	6,92
3:35	9,16	6,48	8,53	8,50	8,20	6,80
3:40	8,14	7,40	7,82	6,62	8,49	5,45
3:45	8,19	8,95	6,64	7,85	8,67	4,78
3:50	9,21	7,88	6,77	7,34	8,38	4,12
3:55	8,64	8,85	7,29	7,70	8,14	4,18
4:00	8,95	9,16	6,97	7,66	8,55	4,46
4:05	16,48	18,46	15,02	15,18	17,42	12,52
4:10	17,25	17,33	15,12	18,74	16,47	15,60
4:15	16,67	17,90	16,00	17,58	15,26	14,22
4:20	16,80	18,06	16,80	17,00	14,45	15,00
4:25	11,21	13,02	12,90	11,93	10,59	8,69
4:30	10,90	11,70	11,25	11,53	10,16	8,80
4:35	10,69	11,10	11,62	12,48	10,37	8,78
4:40	10,75	10,83	11,88	11,96	10,47	8,51
4:45	11,47	10,08	11,61	11,47	10,33	9,27
4:50	8,19	7,24	8,96	9,44	9,51	6,26
4:55	7,68	7,92	9,17	9,04	8,55	5,35
5:00	8,01	7,10	8,38	9,35	8,67	5,58
5:05	9,25	7,64	8,81	7,08	8,53	3,15
5:10	9,23	10,21	8,72	8,04	8,74	4,12
5:15	9,12	8,23	9,19	8,51	9,04	5,00
5:20	8,91	8,84	8,61	8,27	7,27	5,70
5:25	9,77	9,36	7,31	8,68	7,27	4,93
5:30	8,98	9,03	8,21	8,63	7,82	4,23
5:35	9,78	8,69	8,27	8,95	6,96	4,71
5:40	9,00	9,29	7,49	10,48	7,97	4,68
5:45	9,50	9,64	8,59	11,64	8,78	5,91
5:50	9,27	9,90	9,69	10,99	7,99	7,32
5:55	9,64	8,14	8,60	9,50	9,70	6,49
6:00	9,93	8,36	9,40	9,20	8,59	5,86
6:05	10,86	9,29	10,07	10,02	8,73	5,88
6:10	12,62	9,50	10,93	9,84	9,08	5,99
6:15	12,14	11,03	10,73	10,27	8,94	5,88
6:20	12,56	11,53	12,06	10,44	9,55	5,69
6:25	14,14	10,78	12,26	9,82	9,32	6,38
6:30	12,40	10,64	11,92	9,45	9,92	6,14
6:35	11,93	11,99	13,03	10,60	9,17	6,75

**ANEXO V – CAUDAIS FORNECIDOS PELA AC, ÁGUAS DE
COIMBRA, E.M.**

Hora (h:min)	Caudal (m³/h)					
	26/jul	27/abr	28/abr	29/abr	30/abr	01/mai
6:40	12,79	14,12	12,57	9,50	9,73	6,68
6:45	16,45	15,37	11,36	9,55	10,50	7,58
6:50	16,93	15,27	14,60	9,49	10,30	8,87
6:55	18,34	16,87	16,27	11,42	12,70	8,42
7:00	18,65	16,95	14,43	12,66	11,95	8,01
7:05	19,93	18,89	17,76	13,16	11,78	8,54
7:10	22,07	21,48	21,16	15,68	13,40	8,44
7:15	22,46	25,01	20,02	13,60	11,69	10,76
7:20	19,60	22,91	19,61	15,26	14,51	8,39
7:25	23,08	24,77	32,45	16,33	12,53	8,96
7:30	24,49	27,13	30,50	15,35	12,58	10,18
7:35	28,51	29,57	29,04	15,53	13,91	11,02
7:40	29,30	29,75	28,47	15,04	12,95	10,39
7:45	24,82	29,17	29,83	13,23	15,45	9,78
7:50	24,64	30,71	26,76	16,55	15,55	11,41
7:55	26,31	27,92	29,41	16,90	14,30	12,61
8:00	29,78	30,36	29,37	14,91	16,33	12,19
8:05	29,12	30,18	31,93	17,07	17,45	12,62
8:10	27,17	25,01	25,95	20,35	18,87	12,04
8:15	26,78	22,46	25,68	19,98	17,92	11,56
8:20	28,22	24,74	25,07	18,53	16,82	10,76
8:25	27,32	27,03	24,62	19,71	18,22	13,07
8:30	25,67	26,65	22,85	21,93	18,66	12,37
8:35	22,53	25,42	21,50	26,82	19,05	10,29
8:40	22,76	23,68	22,68	23,47	18,15	11,39
8:45	24,08	24,59	20,70	25,82	19,91	15,28
8:50	21,99	23,49	20,24	25,82	19,03	12,90
8:55	22,22	23,81	19,35	22,65	19,69	15,79
9:00	24,07	23,56	21,87	21,22	22,62	15,97
9:05	23,37	23,82	21,54	24,40	25,60	12,16
9:10	21,46	22,18	20,26	24,74	22,28	15,51
9:15	23,03	22,37	21,25	25,95	23,02	18,59
9:20	22,73	21,09	20,70	26,55	22,65	17,19
9:25	22,51	20,43	21,62	25,61	24,97	22,17
9:30	26,32	19,39	22,97	22,47	14,67	17,16
9:35	25,11	18,82	24,21	26,22	14,91	18,27
9:40	21,85	21,75	20,53	22,82	18,52	22,57
9:45	22,55	24,93	21,12	26,65	20,87	19,47
9:50	21,71	25,34	23,61	28,43	17,03	19,16
9:55	21,41	24,47	21,07	23,96	20,11	20,48

**ANEXO V – CAUDAIS FORNECIDOS PELA AC, ÁGUAS DE
COIMBRA, E.M.**

Hora (h:min)	Caudal (m³/h)					
	26/jul	27/abr	28/abr	29/abr	30/abr	01/mai
10:00	22,57	23,62	25,12	23,03	20,98	21,53
10:05	25,22	24,23	22,58	24,76	29,60	19,88
10:10	22,94	23,16	24,06	22,14	28,53	17,36
10:15	26,22	23,62	26,49	21,58	28,21	22,01
10:20	23,60	24,05	28,28	20,90	25,88	19,04
10:25	22,12	25,51	26,89	24,13	21,11	21,06
10:30	22,20	23,99	21,12	28,09	23,46	23,38
10:35	27,77	21,79	20,86	23,09	21,51	22,04
10:40	25,75	28,24	22,60	23,21	21,39	23,30
10:45	22,42	26,65	25,40	23,58	18,65	25,16
10:50	25,18	24,64	24,72	25,81	25,04	26,10
10:55	25,15	28,07	22,71	21,85	22,17	26,25
11:00	24,15	25,96	21,32	25,08	23,07	26,75
11:05	23,40	24,76	22,55	24,74	19,64	23,91
11:10	25,63	25,24	22,69	29,38	24,42	25,80
11:15	23,44	27,25	24,74	26,41	25,22	23,69
11:20	25,11	27,39	24,15	24,25	23,37	24,16
11:25	25,57	26,63	28,41	27,14	24,91	26,26
11:30	25,56	24,43	25,03	22,40	22,92	25,31
11:35	23,50	25,35	24,49	24,29	22,08	23,41
11:40	21,63	24,21	25,76	22,14	24,19	23,27
11:45	23,98	23,61	24,76	21,64	25,58	24,64
11:50	26,42	24,40	23,46	19,17	22,45	22,15
11:55	25,99	27,55	24,93	23,37	18,79	21,76
12:00	24,92	26,02	27,35	22,65	22,73	17,85
12:05	25,37	24,54	25,87	22,47	22,58	20,64
12:10	26,65	27,81	24,94	28,17	21,65	18,96
12:15	25,18	23,47	24,45	27,03	21,70	20,14
12:20	22,77	27,77	25,18	27,48	24,52	22,09
12:25	22,97	24,58	23,77	26,50	24,86	26,73
12:30	22,51	24,62	27,06	26,41	23,56	25,75
12:35	23,95	25,45	26,62	26,98	22,07	24,69
12:40	24,08	24,29	25,30	27,28	18,98	25,28
12:45	25,14	25,51	25,90	27,22	19,06	22,51
12:50	25,69	25,87	24,11	28,32	22,83	22,30
12:55	25,36	24,83	24,47	27,94	23,03	21,16
13:00	28,96	25,83	22,11	28,51	23,25	21,54
13:05	27,71	25,37	23,98	26,75	26,07	22,09
13:10	27,35	21,62	21,87	25,31	23,80	23,66
13:15	28,43	19,49	23,09	22,47	20,72	24,63

**ANEXO V – CAUDAIS FORNECIDOS PELA AC, ÁGUAS DE
COIMBRA, E.M.**

Hora (h:min)	Caudal (m³/h)					
	26/jul	27/abr	28/abr	29/abr	30/abr	01/mai
13:20	25,95	19,65	21,45	24,49	21,14	24,14
13:25	24,71	22,15	19,83	24,26	20,53	18,31
13:30	23,61	22,50	21,17	23,53	20,65	19,13
13:35	23,92	22,01	21,98	23,37	21,64	23,06
13:40	24,38	20,81	24,75	24,71	23,81	24,57
13:45	22,87	21,64	22,21	24,48	20,53	23,47
13:50	21,91	21,84	21,98	21,64	23,50	21,62
13:55	22,16	20,17	23,71	23,93	20,96	19,69
14:00	22,08	20,77	21,76	26,62	19,89	18,83
14:05	21,06	22,21	22,98	25,87	23,13	17,93
14:10	21,45	22,70	22,03	24,51	18,48	19,63
14:15	20,28	20,63	24,32	24,16	18,94	18,28
14:20	21,37	20,99	25,66	23,42	19,70	18,83
14:25	21,95	22,45	26,30	21,15	22,10	19,84
14:30	22,88	23,59	26,99	20,23	17,17	21,84
14:35	22,10	22,77	26,40	23,41	18,40	17,30
14:40	22,03	21,67	24,79	21,53	16,02	17,13
14:45	21,91	21,08	24,89	20,38	15,55	16,38
14:50	21,39	22,51	23,29	20,90	19,44	17,36
14:55	20,58	23,53	23,63	20,95	16,78	18,99
15:00	23,07	22,05	24,07	22,66	14,79	18,04
15:05	21,17	21,80	23,27	22,96	17,20	19,24
15:10	18,76	24,17	22,81	20,17	16,60	17,76
15:15	21,16	21,63	24,24	19,59	14,98	16,71
15:20	22,79	19,84	20,65	21,65	15,66	15,88
15:25	19,38	21,83	22,33	21,54	16,85	15,60
15:30	20,09	20,73	21,57	20,88	15,68	14,30
15:35	19,78	19,67	22,22	16,79	14,83	15,21
15:40	18,59	20,18	25,06	17,93	13,13	13,67
15:45	21,87	20,45	22,57	17,62	14,51	12,10
15:50	22,87	20,34	22,81	19,13	15,57	13,07
15:55	22,83	20,22	21,51	20,10	13,42	14,32
16:00	19,48	23,03	25,77	17,51	13,49	12,48
16:05	20,90	24,34	25,60	16,31	16,00	16,90
16:10	21,60	26,36	25,44	16,37	14,55	12,87
16:15	18,35	22,73	26,27	19,80	14,18	12,54
16:20	18,68	21,11	22,48	16,10	13,75	12,97
16:25	20,45	21,18	19,73	20,06	14,03	12,81
16:30	19,66	20,06	19,94	16,75	12,80	15,37
16:35	18,96	19,69	19,01	17,69	13,28	15,73

**ANEXO V – CAUDAIS FORNECIDOS PELA AC, ÁGUAS DE
COIMBRA, E.M.**

Hora (h:min)	Caudal (m³/h)					
	26/jul	27/abr	28/abr	29/abr	30/abr	01/mai
16:40	23,03	19,54	19,64	16,10	13,38	12,04
16:45	24,40	20,78	18,16	18,43	10,72	12,53
16:50	18,59	22,46	18,89	18,80	12,02	14,55
16:55	20,10	19,86	19,30	21,67	11,95	18,28
17:00	17,70	17,74	17,78	20,37	11,76	14,58
17:05	17,27	21,61	18,95	16,69	12,91	14,27
17:10	19,31	23,15	18,46	17,90	14,92	17,88
17:15	22,17	20,44	23,50	17,01	17,04	15,58
17:20	20,46	20,34	20,63	15,82	16,02	17,78
17:25	25,51	22,26	22,46	16,85	15,43	18,96
17:30	24,45	18,01	23,75	19,50	16,34	17,16
17:35	23,17	19,81	21,93	18,02	14,65	16,21
17:40	27,88	21,36	24,35	20,08	13,68	17,72
17:45	26,97	25,81	22,34	20,55	17,28	14,34
17:50	23,89	21,89	23,20	22,41	18,10	12,06
17:55	22,64	20,40	24,64	20,79	13,38	11,96
18:00	24,67	21,65	25,53	19,00	11,43	17,42
18:05	26,58	25,55	27,58	20,95	14,83	15,75
18:10	28,03	23,43	30,01	21,89	14,77	14,97
18:15	22,26	22,53	27,05	19,95	16,42	13,47
18:20	18,44	23,27	24,68	20,78	14,44	16,78
18:25	19,39	25,01	26,33	21,43	12,63	15,39
18:30	22,34	26,17	23,70	21,46	13,18	18,93
18:35	19,29	28,01	24,71	21,72	13,28	21,03
18:40	22,50	31,00	25,96	21,78	13,68	18,42
18:45	24,14	31,62	27,92	20,46	13,05	21,89
18:50	22,98	26,35	25,20	22,83	13,55	23,82
18:55	22,97	31,63	24,49	23,70	13,96	20,75
19:00	25,31	27,75	25,01	25,05	14,31	19,95
19:05	21,90	32,23	25,06	24,40	16,14	25,42
19:10	28,11	25,09	26,02	25,51	18,11	22,77
19:15	28,82	28,08	25,79	23,02	18,31	21,14
19:20	29,02	27,51	24,71	18,95	18,00	21,35
19:25	30,91	25,96	25,66	18,41	19,20	19,25
19:30	30,18	27,64	24,70	17,58	18,41	22,87
19:35	31,80	29,25	26,31	18,50	16,10	23,65
19:40	36,06	30,18	28,13	20,10	18,44	24,69
19:45	35,32	28,51	29,70	19,75	16,53	29,60
19:50	31,65	30,44	29,53	20,62	16,40	27,91
19:55	32,36	31,43	25,56	22,26	17,22	26,44

**ANEXO V – CAUDAIS FORNECIDOS PELA AC, ÁGUAS DE
COIMBRA, E.M.**

Hora (h:min)	Caudal (m³/h)					
	26/jul	27/abr	28/abr	29/abr	30/abr	01/mai
20:00	29,34	33,96	28,43	21,94	14,24	25,50
20:05	30,16	31,23	27,93	24,50	15,14	24,23
20:10	28,41	30,70	27,55	22,68	18,90	24,94
20:15	25,52	29,83	25,80	24,25	17,18	23,87
20:20	27,14	28,34	25,50	21,90	18,70	25,22
20:25	35,25	31,02	24,31	21,77	17,71	24,84
20:30	28,90	33,97	27,18	23,73	21,76	26,08
20:35	27,52	30,67	31,76	22,51	20,47	23,57
20:40	28,73	35,73	30,63	22,25	22,58	23,78
20:45	27,79	30,78	24,56	21,02	20,18	20,95
20:50	27,90	27,71	23,50	18,51	20,74	25,38
20:55	25,68	26,73	21,70	18,78	21,41	23,67
21:00	25,51	26,98	21,16	20,06	21,32	23,50
21:05	26,65	22,86	23,00	20,12	20,85	24,34
21:10	26,19	25,30	24,48	23,43	18,31	25,36
21:15	27,26	25,12	26,38	19,87	19,86	24,69
21:20	24,87	26,60	23,14	17,86	20,30	20,45
21:25	21,93	23,90	22,86	22,68	18,83	18,89
21:30	24,62	28,34	26,27	19,37	18,47	22,53
21:35	21,34	28,22	28,86	20,34	19,83	19,84
21:40	21,57	27,61	28,05	20,58	16,96	19,42
21:45	23,22	26,03	25,69	21,62	16,90	22,50
21:50	23,86	25,89	24,54	22,89	16,54	24,63
21:55	23,90	22,27	21,62	20,92	16,65	22,43
22:00	22,76	26,49	25,66	22,67	14,67	19,14
22:05	23,61	24,80	25,08	20,07	13,96	17,77
22:10	23,19	24,65	22,71	17,45	16,91	16,93
22:15	20,03	22,63	18,60	17,57	18,10	19,80
22:20	19,08	21,15	18,87	16,71	14,34	21,90
22:25	17,39	18,93	17,95	16,79	17,21	20,65
22:30	19,74	18,68	16,15	18,47	13,92	20,59
22:35	20,32	17,67	17,96	17,24	15,36	21,53
22:40	21,17	16,62	17,63	16,28	14,24	20,28
22:45	20,16	17,61	17,03	16,54	13,29	17,87
22:50	17,79	24,73	16,37	15,20	15,01	15,69
22:55	18,57	24,53	17,57	16,13	15,30	15,88
23:00	16,87	19,20	17,59	14,79	16,10	14,65
23:05	19,62	18,05	21,61	14,98	15,55	16,01
23:10	15,84	16,92	20,62	15,30	15,38	18,99
23:15	15,18	14,08	19,07	15,49	16,88	18,40

ANEXO V – CAUDAIS FORNECIDOS PELA AC, ÁGUAS DE COIMBRA, E.M.

Hora (h:min)	Caudal (m³/h)					
	26/jul	27/abr	28/abr	29/abr	30/abr	01/mai
23:20	17,43	15,77	19,58	15,78	14,78	15,75
23:25	19,12	17,76	20,02	15,41	12,32	11,34
23:30	18,08	16,20	17,90	15,02	10,42	10,14
23:35	14,66	16,84	18,87	12,48	10,60	11,84
23:40	12,45	16,98	16,43	12,81	11,77	11,25
23:45	12,92	15,08	16,87	14,17	10,68	10,82
23:50	14,62	14,32	17,14	13,79	11,07	10,09
23:55	14,22	15,68	15,59	15,01	11,16	12,43