



**FCTUC** DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

# **Fugas e Perdas em Sistemas de Abastecimento de Água**

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia do Ambiente na Especialidade de Território e Gestão Ambiental

Autor

**Andreia Sofia Borges Cortês**

Orientadores

**Professor Doutor Alfeu Sá Marques**

**Professor Doutor Nuno Eduardo Simões**

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

**Coimbra, julho, 2015**

## AGRADECIMENTOS

A conclusão da dissertação marca o final de mais uma importante etapa. Nesse sentido, não posso deixar de expressar aqui o meu profundo agradecimento a todos aqueles que, de alguma forma, contribuíram para a realização deste trabalho, em especial:

Aos meus orientadores, Professor Doutor Alfeu Sá Marques e Professor Doutor Nuno Eduardo Simões, por tudo o que aprendi, pela disponibilidade, empenho e incentivo que foram essenciais ao longo destes meses.

Aos Professores Doutores Joaquim Sousa e João Muranho pela disponibilidade que sempre demonstraram.

Ao departamento de Engenharia Civil, em particular ao Laboratório de Hidráulica e Recursos Hídricos.

Ao Sr. Joaquim Cordeiro para quem com boa vontade tudo é possível.

À minha colega e amiga, Eliana, pela amizade e companheirismo nesta jornada.

Aos meus amigos, em particular Júlia, Natacha, Noela, Isabel, Liliana, Hugo, Filipa, Raquel e Margarida pelo apoio incondicional e pelos importantes momentos de descontração.

Aos meus pais, António e Isabel, pelo incentivo, confiança e amor que sempre demonstraram. Sem vocês isto não seria possível!

Aos meus tios, Eduardo e Anabela, pelo apoio e por todo o carinho.

À minha irmã, Ana, e aos meus avós por sempre acreditarem em mim.

Ao David, porque cada vitória ao teu lado tem outro sentido.

A todos, um sincero muito obrigada!

## RESUMO

Estima-se que, até 2025, mais de 8 mil milhões de pessoas, em cerca de 48 países, irão enfrentar stress hídrico ou situações de escassez de água. A par desta realidade os dados do Banco Mundial revelam que mais de 32 mil milhões de metros cúbicos de água tratada são perdidos anualmente nos sistemas de distribuição de água, em consequência da existência de fugas e perdas.

No decurso da revisão bibliográfica foram estudadas diversas técnicas de quantificação de fugas e perdas e de equipamentos de combate às mesmas.

A presente dissertação apresenta dois objetivos complementares. Um objetivo inicial consistiu na tentativa de obter coeficientes para as equações que regem as fugas e perdas nos sistemas, em particular nos orifícios, tirando partido de uma instalação experimental existente e construída para o estudo de fugas e perdas em sistemas pressurizados e para o estudo de afluições indevidas a sistemas de drenagem, no Laboratório de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente, do Departamento de Engenharia Civil, da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Um segundo objetivo consistiu em comparar a modelação numérica de sistemas em pressão quando são utilizadas abordagens orientadas pela procura “*demand-driven-analysis*” (DDA) e orientadas pela pressão “*pressure-driven-analysis*”(PDA). Para tal foi utilizada a estrutura computacional, WaterNetGen (<http://www.dec.uc.pt/~WaterNetGen>), desenvolvida a partir do EPANET. Foram estudadas as diferenças entre modelos *pressure-driven* e *demand-driven* em 3 exemplos de redes de distribuição de água.

**Palavras – chave:** WaterNetGen, Modelação Matemática, Leis de Vazão, Coeficientes de Vazão, *Pressure-Driven-Analysis*, *Demand-Driven-Analysis*.

## ABSTRACT

It is estimated that, till 2025, more than 8 billion people, across around 48 countries, will face hydric stress or water shortage situations. Alongside this reality, data from the World Bank, reveal that more than 32 billion cubic meters of treated water are annually wasted through water distribution systems, in consequence of the existence of leakage and losses.

In the course of the bibliographic review, several leakage and losses quantifying techniques as well as preventing equipment were studied.

The present dissertation presents two complementary objectives. An initial objective is to obtain coefficients for the equations that rule the leakage and losses in systems, particularly in orifices, taking advantage of an experimental setup and built for the study of leakage and losses in pressurized systems and the undue inflows in drainage systems, in the Laboratory of Hydraulics, Water Resources and Environment of Department Civil Engineering, Faculty of Science and Technology, University of Coimbra.

A second objective is to compare the numerical modeling of the pressure systems with “demand-driven-analysis” (DDA) and pressure oriented approaches “pressure-driven-analysis” (PDA). For this purpose it was used the computational structure, WaterNetGen (<http://www.dec.uc.pt/~WaterNetGen>), developed from the EPANET. It were studied the differences between pressure-driven and demand-driven models in three examples of water distribution networks.

**Key –words:** WaterNetGen, Mathematical Modeling, Leakage Laws, Leakage Coefficients, *Pressure-Driven-Analysis*, *Demand-Driven-Analysis*.

---

## ÍNDICE

Índice de Figuras .....	vi
Índice de Quadros .....	vii
Abreviaturas .....	viii
Simbologia .....	ix
1 Introdução .....	1
1.1 Enquadramento.....	1
1.2 Motivação e objetivos do trabalho .....	2
2 Revisão Bibliográfica .....	3
2.1 Introdução.....	3
2.2 Perdas de água .....	3
2.2 Balanço hídrico.....	4
2.3 Nível económico de perdas.....	6
2.4 Gestão da pressão.....	9
2.5 Indicadores de desempenho.....	9
2.6 Detecção das perdas de água .....	10
2.6.1 Sistema de medição zonada.....	10
2.6.2 Localização de fugas.....	13
2.7 Modelação matemática e simulação hidráulica.....	16
2.7.1 Leis de vazão .....	16
2.7.2 Modelação hidráulica de sistemas sobre pressão .....	19
2.7.3 Modelo <i>pressure-driven</i> .....	20
2.8 Modelação experimental .....	22
2.9 Síntese final.....	23
3 Ensaio Laboratoriais.....	24
3.1 Introdução.....	24
3.2 Descrição da instalação experimental.....	24
3.3 Determinação da rugosidade .....	26

---

3.4	Orifícios .....	28
3.5	Fendas .....	29
3.6	Fugas e roturas reais .....	30
3.7	Resultados .....	33
3.7.1	Parâmetros caracterizadores da conduta .....	33
3.7.2	Coeficientes de vazão de orifícios .....	34
3.7.3	Coeficientes de vazão de fendas .....	36
3.7.4	Coeficientes de vazão de fugas e roturas reais .....	38
4	Modelação Matemática .....	39
4.1	Introdução .....	39
4.2	WaterNetGen .....	39
4.3	Estudo de caso 1 – rede simples .....	41
4.3.1	Dimensionamento .....	41
4.3.2	Simulação para o dia de maior consumo .....	43
4.3.3	Comparação entre <i>demand-driven-analysis</i> e <i>pressure-driven-analysis</i> .....	45
4.3.4	Simulação com incêndio para o dia de maior consumo .....	48
4.3.5	Inclusão de emissores .....	49
4.3.6	Simulação <i>pressure-driven</i> com inclusão de fugas.....	51
4.4	Estudo de caso 2 - exemplo de Todini (2006) .....	53
4.4.1	Simulação DDA .....	55
4.4.2	Inclusão de emissores .....	56
4.4.3	Simulação PDA.....	57
4.5	Estudo de caso 3 - rede sintética .....	58
4.5.1	Dimensionamento da rede.....	59
4.5.2	Cenário com todos os consumos dependentes da pressão .....	60
4.5.3	Cenário com consumos dependentes e independentes da pressão .....	62
4.5.4	Fugas ao nível das condutas.....	62
5	Conclusões e trabalhos futuros.....	64
5.1	Conclusões.....	64
5.2	Sugestões para trabalhos futuros .....	66
	Referências Bibliográficas .....	67

---

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Sustentabilidade.....	2
Figura 2.1 – Nível económico de perdas. Fonte: Gomes (2011). .....	8
Figura 2.2 - Relação entre o nível económico de perdas e o nível de intervenção. Fonte: Gomes (2011). .....	8
Figura 2.3 - Implantação de ZMC's. Adaptado de Farley (2001). .....	11
Figura 2.4 - Relação entre a pressão e o volume de água perdido na fuga. Adaptado de Wu <i>et al.</i> (2011). .....	17
Figura 2.5 - Rácio de satisfação do consumo em função da pressão. Fonte: Muranho (2012). .....	21
Figura 2.6 – Orifícios simulados. Fonte: Paola e Giugni (2014). .....	23
Figura 3.1 – Instalação Experimental. ....	25
Figura 3.2 – Bomba utilizada. ....	26
Figura 3.3 – Exemplo de uma conduta onde ocorria uma fuga. ....	31
Figura 3.4 – Troço de conduta com uma fenda de 24 cm. ....	31
Figura 3.5 – Troço de conduta com uma fenda de 8.3 cm. ....	32
Figura 3.6 – Troço de conduta com uma fenda de 8.5 cm na junção de duas partes. ....	32
Figura 3.7 – Troço de uma conduta com uma fenda de 8 cm. ....	33
Figura 3.8 – Representação do diâmetro dos orifícios em relação à espessura da conduta. ....	35
Figura 4.1 – Rede simples desenhada em WaterNetGen. ....	42
Figura 4.2 – Diagrama de Consumos. ....	44
Figura 4.3 – Pressão nós para a simulação DDA. ....	44
Figura 4.4 – Comparação entre os resultados obtidos pela simulação PDA e DDA. ....	45
Figura 4.5 – Comparação entre os resultados obtidos pela simulação DDA e PDA para o caudal de 1 l/s no nó 3. ....	45
Figura 4.6 – Comparação entre os resultados obtidos pela simulação DDA e PDA para o caudal de 5 l/s no nó 3. ....	46
Figura 4.7 – Comparação entre os resultados obtidos pela simulação DDA e PDA para o caudal de 14 l/s no nó 3. ....	47
Figura 4.8 – Pressão nos nós para a simulação PDA na situação de incêndio no nó 3. ....	48
Figura 4.9 – Caudal perdido a partir de cada nó com emissor. ....	50
Figura 4.10 – Caudal em cada conduta. ....	51
Figura 4.11 – Caudal escoado pelas fugas em cada conduta. ....	52
Figura 4.12 – Caudal vs. Fugas na conduta 1. ....	52
Figura 4.13 – Rede do exemplo de Todini (2006) em WaterNetGen. ....	53
Figura 4.14 – Rede sintética gerada por Muranho (2012). ....	59
Figura 4.15 – Dimensionamento obtido e caudal requerido em cada nó. ....	60

Figura 4.16 – Pressão e velocidades obtidas para a simulação PDA com a conduta P 489 fechada. ...	61
Figura 4.17 – Caudal fornecido e velocidades obtidas para a simulação PDA com a conduta P 489 fechada.....	61
Figura 4.18 – Pressão e velocidades para o cenário com consumos dependentes e independentes da pressão. ....	62
Figura 4.19 – Fugas simuladas ao nível das condutas.....	63

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Componentes do balanço hídrico. Adaptado de Thornton (2002).....	5
Quadro 2.2 - Componentes do caudal mínimo noturno. Fonte: Gomes (2011).....	13
Quadro 3.1 – Valores obtidos para a rugosidade e rugosidade média.....	33
Quadro 3.2 – Coeficientes de vazão para os furos de diâmetros 1, 2 e 4 mm. ....	34
Quadro 3.3 – Coeficiente de vazão para cada furo.....	35
Quadro 3.4 – Coeficientes de vazão globais para dois furos (em duas posições) e três furos. ....	36
Quadro 3.5 – Coeficiente de vazão e expoente para as fendas de 3 e 4 cm. ....	37
Quadro 3.6 – Valores para os coeficientes de vazão com $\alpha=0.9$ . ....	37
Quadro 3.7 – Valores de $\alpha$ para valores de $C_k/L^\beta$ fixos, para a fenda de 3 cm.....	38
Quadro 3.8 - Valores de $\alpha$ para valores de $C_k/L^\beta$ fixos, para a fenda de 4 cm. ....	38
Quadro 3.9 – Coeficiente de vazão e expoente para uma fenda real com 8.5 cm.....	38
Quadro 3.10 – Valores do coeficiente de vazão genérico para fendas em matérias plásticas e do expoente, $\beta$ . ....	38
Quadro 4.1 – Solução de dimensionamento.....	42
Quadro 4.2 – Solução de dimensionamento com edifícios com 1 piso acima do solo. ....	43
Quadro 4.3 – Volume necessário e volumes fornecidos para as simulações DDA e PDA para o caudal de 5 l/s no nó 3.....	46
Quadro 4.4 – Volume necessário e volumes fornecidos para as simulações DDA e PDA para o caudal de 14 l/s no nó 3.....	47
Quadro 4.5 – Caudal requerido e caudal fornecido para cada nó durante o período de incêndio. ....	49
Quadro 4.6 – Coeficientes dos emissores para cada nó da rede. ....	50
Quadro 4.7 – Características das condutas da rede. Adaptado de Todini (2006). ....	54
Quadro 4.8 – Características dos nós da rede. Adaptado de Todini (2006). ....	54
Quadro 4.9 – Resultados com a introdução de reservatórios artificiais. Adaptado de Todini (2006)..	55
Quadro 4.10 – Resultados obtidos para a simulação DDA.....	56
Quadro 4.11 – Resultados obtidos para inclusão de emissores nos nós 8, 11 e 12. ....	57
Quadro 4.12 – Resultados obtidos para a simulação PDA. ....	58

## ABREVIATURAS

CMN – Consumo Mínimo Noturno;

DDA – *demand-driven-analysis*;

DN – Diâmetro Nominal;

ERSAR – Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos;

FAVAD – *Fixed and Variable Area Discharges*;

IWA – *International Water Association*;

NEP – Nível Económico de Perdas;

ONU – Organização das Nações Unidas;

PDA – *pressure-driven-analysis*;

PEAD – Polietileno de Alta Densidade;

PN – Pressão Nominal;

PNUEA – Programa Nacional para o Uso Eficiente da Água;

PVC – Policloreto de Vinilo;

RGSPDADAR – Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais;

VRP – Válvula Redutora de Pressão;

ZMC – Zona de Medição e Controlo.

## SIMBOLOGIA

$A$  – Área do orifício;

$A_0$  – Área inicial de rotura;

$A_1$  - Área da fuga;

$A_1^f$  – Área fixa da fuga;

$A_1^v$  – Área variável da fuga;

$A_{nm}$  – Matriz diagonal cujos elementos correspondem à procura independente da pressão;

$A_{pn}, A_{p0}$  – Sub-matriz que resulta da matriz global  $\bar{A}_{pn}$ ;

$A_{pp}$  – Matriz diagonal das perdas nos nós;

$C$  – Coeficiente de Vazão;

$c$  – Coeficiente;

$C_d$  – Coeficiente de vazão;

$C_k, \delta_k$  – Parâmetros do modelo de perdas *Burst*;

$C_k'$  – Coeficiente de vazão genérico para fendas de materiais plásticos;

$D$  – Diâmetro da conduta;

$D$  – Distância entre sondas;

$f$  – Coeficiente de resistência ou de Darcy-Weisbach;

$g$  – Aceleração gravítica;

$H$  – Pressão mínima;

$H$  – Pressão no sistema;

$H$  – Vetor dos valores de pressão desconhecidos nos nós;

$H_0$  – Vetor dos valores de pressão conhecidos nos nós;

$k$  – Rugosidade absoluta das paredes da conduta;

$L$  – Comprimento da conduta;

---

L – Comprimento da fenda;  
L – Localização da fuga;  
 $l_k$  – Comprimento da conduta;  
m – Inclinação da reta que representa a relação pressão-caudal;  
n – Número de pisos;  
N1 – Expoente da fuga;  
p – Pressão;  
 $P_i$  – Pressão;  
 $P_i^{\min}$  – Pressão mínima;  
 $P_i^{\text{ref}}$  – Pressão de referência;  
 $P_k$  – Pressão média;  
Q – Caudal escoado pela fuga;  
q – Caudal escoado pelo emissor;  
Q – Caudal;  
q – Vetor da procura independente;  
Q – Vetor dos valores de caudais desconhecidos nas condutas;  
 $q_i^{\text{forn}}$  – Caudal fornecido;  
 $q_i^{\text{fuga}}$  – Caudal escoado no nó i pela fuga;  
 $q_k^{\text{fuga}}$  – Caudal pedido pela fuga;  
 $R_e$  – Número de Reynolds;  
t – Diferença entre tempos;  
V – Velocidade de propagação do som no meio;  
V – Velocidade limite;  
V – Velocidade média do escoamento;  
 $\alpha$  – Expoente da relação pressão-consumo;  
 $\alpha_k, \beta_k$  – Parâmetros do modelo de perdas *Background*;  
 $\gamma$  – Expoente do emissor;  
 $\Delta H_c$  – Perda de carga contínua.

---

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Enquadramento

As deficiências na distribuição de água doce quer espacial, quer temporalmente, aliadas ao crescimento da população constituem um grave problema com a qual as sociedades atuais se debatem. Desta forma, a eficiência dos sistemas de abastecimento de água mostra-se cada vez mais essencial para dar resposta a este e outros problemas. Como o referido por Gumier e Junior (2007), já em 1993, o relatório *Water Resources Management Policy Paper*, da Organização das Nações Unidas (ONU), apontava a gestão eficiente dos sistemas de abastecimento de água urbanos como uma das medidas para determinar um bom uso dos recursos hídricos disponíveis.

A realidade portuguesa, nesta matéria, é condizente com o panorama mundial. Um estudo realizado, em novembro de 2013, pela Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos (ERSAR), no âmbito da avaliação da qualidade dos serviços públicos de abastecimento de água, revelou que, em média, cerca de 35% do volume de água captado, tratado e distribuído pelos sistemas de abastecimento não é faturado chegando este valor, em casos mais graves, nas zonas rurais e mediantemente urbanas, a rondar os 70%. Considerando que o limiar técnico aceitável deverá ser da ordem dos 20% para o volume de água não faturado, as Entidades Gestoras incorrem em custos de cerca de 167 milhões de euros.

O Programa Nacional para o Uso Eficiente da Água (PNUEA) refere que, em 2009, a ineficiência nacional associada ao uso da água no sector urbano, relativamente às perdas no armazenamento, transporte e distribuição, rondavam os 25%, existindo, ainda, um grande potencial para melhorias.

A implementação 2012-2020 do PNUEA tem como objetivo atingir os 20% de eficiência hídrica para o sector urbano, tendo para tal definido como objetivo estratégico para este sector uma redução, para níveis aceitáveis, das perdas de água nos sistemas de abastecimento.

A importância da redução do volume de água perdida torna-se especialmente relevante se se atender a que a água distribuída é subtida a um tratamento prévio e é pressurizada o que acarreta, por parte das Entidades Gestoras, encargos económicos elevados que se tornam prejuízos em função da água perdida nos sistemas (Wu *et al.*, 2011). Por outro lado, com a

---

diminuição do volume de água perdido pode ser possível responder ao aumento das solicitações sem realizar qualquer investimento, ou até mesmo reduzir o custo unitário da água.

Uma gestão eficiente e sustentável dos recursos hídricos torna-se, portanto, cada vez mais um desafio para as Entidades Gestoras de água por razões económicas, sociais e ambientais, sendo portanto um problema totalmente transversal ao conceito de desenvolvimento sustentável, Figura 1.1 (Delgado-Galván *et al.*, 2010).

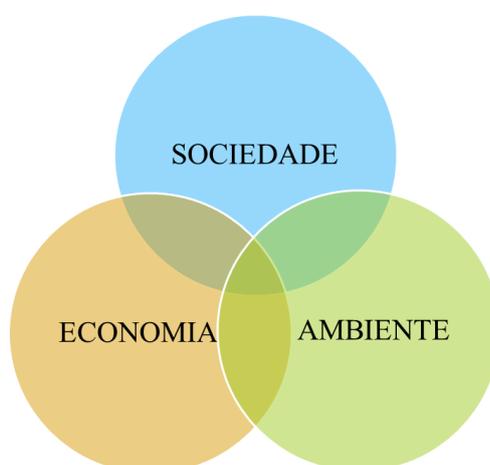


Figura 1.1 – Sustentabilidade.

## 1.2 Motivação e objetivos do trabalho

Um combate a fugas e perdas é, nos dias de hoje, um imperativo para qualquer entidade gestora. O objetivo geral deste trabalho consiste na utilização de algoritmos numéricos e respetivas estruturas computacionais para a quantificação de fugas e perdas em redes de distribuição de água, que será concretizado através dos seguintes objetivos específicos:

1. Pesquisa bibliográfica sobre a temática das fugas e perdas;
2. Quantificação experimental de coeficientes de vazão em orifícios e fendas;
3. Modelação matemática de sistemas com base em análise orientada pelo consumo (DDA) e com base em análise orientada pela pressão (PDA), com a aplicação a três estudos de caso.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Introdução

O segundo capítulo, da presente dissertação, consiste numa pesquisa bibliográfica sobre o estado da arte e das metodologias existentes de combate a fugas e perdas em sistemas de abastecimento de água.

### 2.2 Perdas de água

De acordo com o referido por Morais e Almeida (2007), a *International Water Association* (IWA), refere que qualquer reflexão acerca das perdas de água deve, em primeiro lugar, começar por esclarecer os tipos de fugas e perdas associados à distribuição de água. Deste modo, as perdas de água podem ser divididas em duas grandes categorias:

Perdas Reais: constituem as perdas físicas de água a partir dos sistemas de distribuição, incluem fugas e transbordo de armazenamento. Como mencionado por Thornton (2002), estas perdas não são de facto reais, uma vez que, apenas representam o retorno de água para a bacia hidrográfica, implicando, no entanto, custos consideráveis de transporte e tratamento de água que não têm retorno para as Entidades Gestoras. As fugas são o tipo mais comum de perdas reais e podem ocorrer como consequência de inúmeras razões, das quais se destacam (Thornton, 2002):

- Instalações inadequadas;
- Materiais impróprios;
- Uso inadequado de materiais antes da instalação;
- Colocação incorreta na vala;
- Transitórios de pressão;
- Flutuações de pressão;
- Excessos de pressão;
- Corrosão;
- Vibrações originadas pelo tráfego;
- Condições ambientais, tais como temperaturas baixas;

- Falta de programação e de manutenção adequada.

Perdas Aparentes: Por vezes, também designadas como perdas de “papel”, consistem em volumes de água que são consumidos mas que não são devidamente contabilizados e que, acontecem como resultado de erros de mediação, erros de dados do sistema de faturação ou consumos não autorizados ou ilegais. Estas perdas penalizam as Entidades Gestoras dos sistemas de abastecimento de água e alteram os dados sobre os padrões de consumo dos utilizadores (Thornton, 2002).

## 2.2 Balanço hídrico

Determinar o volume de água perdido nos sistemas de abastecimento de água é um excelente indicador da eficiência e constitui um bom instrumento para avaliar uma Entidade Gestora. Desta forma, uma auditoria aos volumes de água entrados e saídos do sistema, bem como o cálculo do balanço hídrico, devem ser realizados anualmente (Gomes, 2005). No entanto, é de referir que, sempre que se pretenda comparar a eficiência quer entre Entidades Gestoras quer entre partes do próprio sistema, com características distintas, este instrumento não deve ser utilizado, uma vez que não tem em consideração as características do próprio sistema como o material, o comprimento das condutas, a manutenção, o estado de conservação, a topografia, as solicitações do sistema, a pressão média de serviço, etc. Assim, para estabelecer comparações entre Entidades Gestoras diferentes é aconselhável o uso dos indicadores de desempenho mais adequados para o que se pretende estudar (Gomes, 2011).

Como o referido, o balanço hídrico é normalmente calculado para um período de 12 meses (Gomes, 2011). No Quadro 2.1, encontra-se a base de cálculo do balanço hídrico, de acordo com a terminologia indicada pela IWA (Thornton, 2002).

Quadro 2.1 - Componentes do balanço hídrico. Adaptado de Thornton (2002).

Fontes Próprias	Água Entrada no Sistema (Permitir Erros Conhecidos)	Água Exportada	Consumo Autorizado	Consumo Autorizado Faturado	Água Faturada	Água Exportada Faturada
		Água Fornecida		Consumo Autorizado Não Faturado		Consumo Faturado Medido
						Consumo Faturado Não Medido
				Perdas de Água	Perdas Aparentes	Consumo Não Faturado Medido
Perdas Reais			Consumo Não Faturado Não Medido			
		Água Não Faturada	Consumo Não Autorizado			
			Imprecisão de Medição ao Consumidor			
			Fugas nas Conduitas			
	Água Importada	Perdas de Água	Perdas Reais	Água Não Faturada	Fugas e Extravasamentos nos Reservatórios	
Fugas nos Ramais de Ligação a Montante do Ponto de Medição dos Consumidores						

Antes de iniciar o processo é necessário definir os limites exatos do sistema (ou sector da rede) a auditar, bem como, as datas de referência, considerando que o período deverá corresponder a um ano.

A metodologia para o cálculo da água não faturada e das perdas de água é a seguinte (Gomes, 2011):

1. Determinar o volume de água entrado no sistema;
2. Calcular o consumo faturado medido e consumo faturado não medido, calculando o total deste por forma a obter o consumo total autorizado e a água faturada;
3. Determinar o volume de água não faturado subtraindo à água entrada no sistema, a água faturada;
4. Definir o consumo não faturado medido e o consumo não faturado não medido, obtendo o consumo autorizado não faturado pela soma das duas parcelas;
5. Calcular o consumo autorizado, somando os consumos autorizados faturados e os consumos autorizados não faturados;

6. Determinar a diferença entre a água entrada no sistema e o consumo autorizado, obtendo assim, as perdas de água;
7. Estimar o consumo não autorizado e os erros de medição, usando as melhores técnicas disponíveis, e somar as duas parcelas para obter as perdas aparentes;
8. Subtrair as perdas aparentes às perdas de água, determinando, assim, o volume de perdas reais;
9. Avaliar o melhor possível, usando os melhores métodos disponíveis (como por exemplo, análise de caudais noturnos, dados de medição zonada, cálculos de frequência/caudal/duração das roturas, modelação de perdas com base em dados locais sobre o nível base de perdas) as várias parcelas do volume de perdas reais, procedendo, de seguida, à soma e posterior comparação com o resultado estimado no passo anterior (Gomes, 2011).

A “água entrada no sistema” consiste no total anual do volume de água que chega ao sistema em estudo, podendo ser obtido a partir de captações de água bruta e/ou transferida de outros sistemas de adução de outras Entidades Gestoras (Canha, 2008).

A parcela de “água fornecida”, indicada no Quadro 2.1, refere-se ao volume anual de água que aflui ao sistema em estudo enquanto a “água exportada” se refere ao volume anual de água que é injetado noutros sistemas de distribuição ou adução (Gomes, 2011).

A componente do “consumo autorizado” corresponde ao volume anual de água faturado, ou não faturado, e medido, ou não medido, fornecido como a água exportada para outros sistemas, a consumidores registados, ou a consumidores autorizados. Neste volume estão incluídos os volumes anuais correspondentes aos “consumos autorizados faturados”, que constituem o volume do qual a entidade gestora tem efetivamente receita e os “consumos autorizados não faturados”, que correspondem à água que a entidade gestora autoriza o consumo mas do qual não obtém qualquer receita (Canha, 2008).

O volume anual correspondente às perdas de água é, como já referido, facilmente obtido a partir da diferença entre o volume total de “água entrada no sistema” e o “consumo autorizado” (Alegre *et al.*, 2005).

### **2.3 Nível económico de perdas**

A redução total das perdas de água num sistema de abastecimento é um objetivo inatingível do ponto de vista prático, uma vez que são inúmeras as razões que impossibilitam a estanquidade total das condutas (Puust *et al.*, 2010). O que sucede na realidade é que existe um limiar a partir do qual as tentativas de reduzir as perdas no sistema acarretam mais

encargos económicos do que a redução da própria perda em si. Desta forma, é importante que as Entidades Gestoras estabeleçam o denominado nível económico de perdas (NEP) isto é, o nível a partir do qual não se pretende reduzir mais as perdas de água no sistema (Gomes, 2011).

Farley (2001) realça que o estabelecimento de uma relação entre os custos de controlo das perdas e os custos associados à recuperação da água torna-se numa tarefa árdua, uma vez que, necessita do conhecimento de uma série de variáveis, o que implica que a forma das curvas deverá alterar-se ao longo do tempo. Desta forma, Gomes (2011) salienta que qualquer ação desenvolvida no sentido de reduzir as perdas de água num sistema, deve estar integrada num programa contínuo para o qual deve ser realizado um estudo custo/benefício, a disponibilidade de recursos e do período de retorno do capital investido no projeto.

No gráfico da Figura 2.1, está representado o custo anual para a Entidade Gestora de um plano de combate a perdas em função do nível de perdas diárias. Como é possível depreender, com o aumento da quantidade de água perdida os encargos por parte da empresa aumentam, e pelo contrário, os custos relacionados com o programa de controlo ativo de perdas diminuem. Se contrariamente as perdas no sistema diminuírem, realça-se que o custo do controlo ativo de perdas tende a aumentar exponencialmente. A curva do custo total corresponde, então, à soma das duas curvas (custo de água e custo do controlo ativo de perdas). Nesta curva, o ponto de inflexão corresponde, portanto, ao NEP (Gomes, 2011).

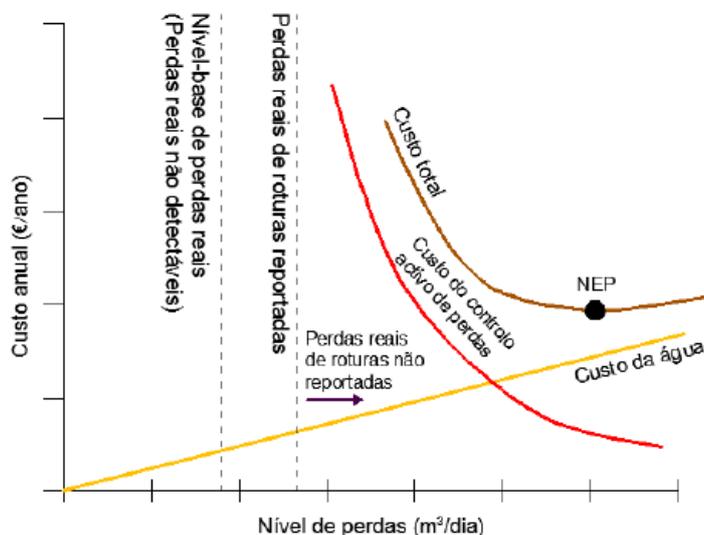


Figura 2.1 – Nível económico de perdas. Fonte: Gomes (2011).

Destaca-se que, uma vez que são vários os fatores a contribuir para determinar o NEP será de esperar que este tenda a variar ao longo do tempo, sendo portanto de referir que as curvas descritas são curvas dinâmicas. Uma vez atingido o NEP é importante que o nível de perdas do sistema permaneça entre dois níveis: o nível económico e o nível tecnicamente viável, devendo, sempre que se atinge o segundo, serem tomadas as devidas medidas para que se possa retornar novamente ao NEP. Este mecanismo de monitorização dos sistemas de abastecimento está esquematicamente representado na Figura 2.2.

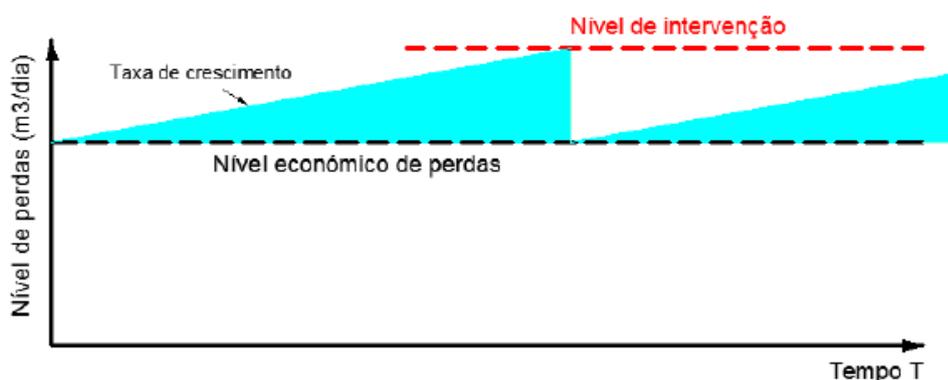


Figura 2.2 - Relação entre o nível económico de perdas e o nível de intervenção. Fonte: Gomes (2011).

## 2.4 Gestão da pressão

A gestão da pressão é um instrumento fundamental para uma adequada implementação de um sistema de gestão de fugas. O volume de água perdido numa fuga está diretamente relacionado com a pressão do sistema, isto é, quanto maior a pressão, maior o volume de água perdido pela fuga. (Wu *et al.*, 2011) Em muitas situações o que acontece é que a pressão no sistema é superior à necessária, principalmente no período noturno (Gomes, 2011).

Como refere Cardoso *et al.* (2013), uma gestão adequada da pressão pode diminuir consideravelmente o volume total de perdas. Apesar de uma redução da pressão acarretar um perda de factoração (redução do consumo), uma diminuição da pressão para além de permitir reduzir o volume de perdas, pode também permitir aumentar a oferta do sistema de abastecimento sem que isso implique uma expansão do sistema, manter ou reduzir os pontos de captação de água, diminuir o incómodo para os utilizadores, bem como, diminuir os custos de produção (já que permite uma redução do consumo energético, de produtos químicos usados no tratamento da água, etc.). Por outro lado, é importante garantir uma gestão eficiente da pressão na rede para assegurar o conforto dos consumidores (Marunga *et al.*, 2006).

A otimização da pressão nas redes de distribuição pode ser atingida fazendo um correto uso das estações elevatórias com grupos de elevação com velocidade variável. Este método é mais indicado quando existem estações elevatórias ligadas à rede (Gomes, 2011). Um outro método, aconselhado para situações em que se pretende que a redução da pressão seja permanente, ou durante um longo período de tempo, consiste em dividir corretamente a rede por patamares de pressão, de acordo, com as condições topográficas do terreno. Para além destas, existem outras soluções diferentes que podem passar pela utilização de bombas de velocidade variável, câmaras de perda de carga ou válvulas reductoras de pressão (VRP), sendo este último, o método comumente utilizado por ser o que confere melhores resultados a menor custo (Wu *et al.*, 2011). As VRP's podem ser instaladas em qualquer ponto da rede e têm a vantagem de poder ajustar a pressão a jusante destas em conformidade com o consumo, permanentemente ou durante certos períodos de tempo (Gomes, 2011).

## 2.5 Indicadores de desempenho

Os indicadores de desempenho de um sistema de abastecimento de águas são parâmetros que permitem medir a eficiência e a eficácia das Entidades Gestoras, no que respeita à forma como realizam as suas atividades ou à forma como os próprios sistemas se comportam. Enquanto a eficiência quantifica a forma como os recursos que estão ao dispor da entidade são

utilizados para a realização do serviço, a eficácia avalia se os objetivos de gestão previamente definidos foram ou não atingidos (Gomes, 2005).

A IWA criou um sistema de indicadores para serviços de abastecimento de água, por forma, a poder facilitar a avaliação e a comparação entre diferentes sistemas. Este instrumento de avaliação tem em consideração aspetos intrinsecamente ligados à gestão, aos recursos hídricos, aos recursos humanos, a questões físicas e de operação dos sistemas (Gomes, 2005).

De acordo com Wu *et al.* (2011), os indicadores de desempenho são classificados pela função e pelo nível:

Nível 1 (básico): Fornecem uma visão geral da eficiência e eficácia da entidade gestora.

Nível 2 (intermédio): São indicadores adicionais que permitem uma perceção do sistema mais profunda dos que os indicadores de nível 1.

Nível 3 (detalhado): Indicadores que permitem um detalhe grande e específico dos sistemas.

## **2.6 Deteção das perdas de água**

### **2.6.1 Sistema de medição zonada**

A problemática da gestão de perdas e fugas em sistemas de abastecimento torna-se bastante complexa devido à dimensão das redes de distribuição. Assim, uma divisão e sectorização da rede de distribuição em Zonas de Medição e Controlo (ZMC) apresenta-se como um instrumento essencial para otimizar a gestão e exploração de sistemas de abastecimento de água. O conceito de ZMC, como o mencionado por Li *et al.* (2011), foi introduzido pela primeira vez no início da década de 1980, tendo vindo a ser utilizado desde então como um dos principais instrumentos associados a uma gestão eficiente dos sistemas de abastecimento de água. No entanto, para que se possa aplicar esta técnica é essencial que se conheça as condições topológicas da rede, bem como, o modo de operação e comportamento global do sistema.

Estas zonas devem ser definidas, sempre que possível, tendo em conta as condições de fronteira naturais da rede, grupos elevatórios, reservatórios e Válvulas Redutoras de Pressão (VRP). Deve, ainda, tentar isolar-se as partes do sistema que demonstrem comportamento hidráulico idêntico, padrões de consumo e estado de conservação das condutas semelhante, assim como estabilidade dos padrões relativos à qualidade da água. É geralmente aconselhável que, primeiro, se divida a rede em sectores de grande dimensão (normalmente entre 10 000 e 50 000 ramais, constituindo “ andares de pressão” e/ou áreas abastecidas a partir de pontos de origem de água distintos). Também aqui, é importante ter-se em

---

consideração os custos de implementação de ZMC, pois quanto mais zonas se tiverem, mais dispendiosa se tornará a sua implementação. No entanto, quanto maiores forem as ZMC, maiores serão os custos associados a uma gestão eficiente. Gomes (2011) refere que a experiência tem demonstrado que em áreas urbanas a dimensão média das ZMC deve estar compreendida entre os 500 e os 3 000 ramais ou em casos de sistemas mais antigos poder vir a ser reduzida para 500 a 1 000 ramais. A Figura 2.3 representa um exemplo da implementação de ZMC's.

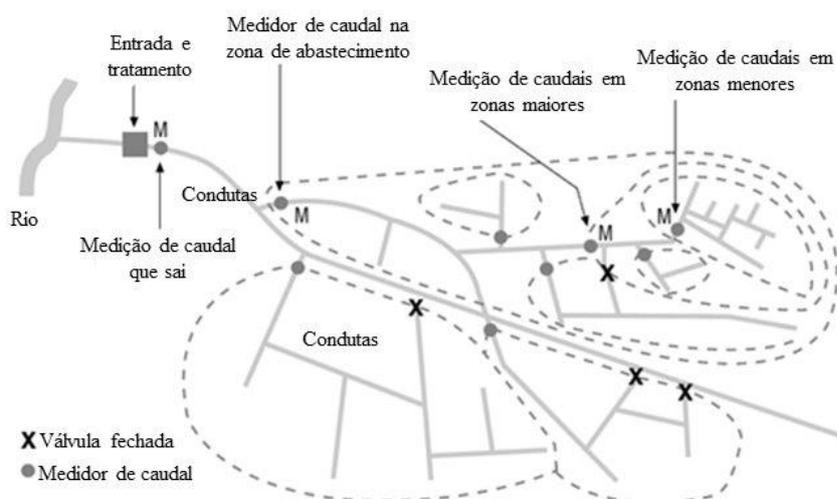


Figura 2.3 - Implantação de ZMC's. Adaptado de Farley (2001).

A procura de ligações ilegais pode fazer-se a partir do estudo do consumo mínimo noturno (CMN). Conhecendo o CMN é possível determinar com maior precisão o tipo de perdas que ocorrem na rede uma vez que, durante este período (que para zonas essencialmente residenciais ocorre entre a 1 e as 5 horas da manhã) não ocorrem grandes consumos. Se existirem consumos noturnos elevados e não justificáveis, poderão existir roturas ou ligações ilegais. No entanto, para que esta metodologia dê resultados fiáveis, e que permitam obter conclusões, é necessário determinar ou estimar os consumos existentes durante o período noturno. Para que as pequenas variações de consumo instantâneo não influenciem os resultados, é frequente usar a hora como período de referência e realizar um programa de monitorização com a duração mínima de 7 dias. É ainda importante verificar, no caso de sistemas onde o fornecimento de água não é contínuo, a existência de reservatórios prediais que possam efetuar o seu enchimento durante o período noturno (Gomes, 2011). As diferentes componentes do CMN estão discriminadas no Quadro 2.2.

A terminologia recomendada pela *UK Water Industry* é a que se segue (Gomes, 2011):

- Caudal mínimo noturno: Corresponde ao caudal à entrada do sistema, ou subsistemas, durante o período de menor consumo, que normalmente se verifica entre a 1 e as 5 horas da manhã;
- Caudal medido e/ou estimado no ponto de entrega: Refere-se ao caudal medido e/ou estimado, durante o período de menor consumo, no ponto de entrega;
- Perdas a montante do ponto de entrega: Corresponde à diferença entre o caudal mínimo noturno e o caudal medido e/ou estimado no ponto de entrega;
- Consumo medido e/ou estimado: Somatório do consumo autorizado medido e/ou estimado, no ponto de entrega;
- Perdas Reais: Correspondem à diferença entre o caudal mínimo noturno e o consumo medido e/ou estimado;
- Perdas no Ramal de ligação a jusante do ponto de entrega: Diferença entre os caudais medidos e/ou estimados no ponto de entrega e os consumos medidos e/ou estimados.

A partir dos consumos medidos e/ou estimados para o período noturno, é possível, através da variação da pressão entre o período noturno e diurno, extrapolar estes valores para as várias horas do dia.

Quadro 2.2 - Componentes do caudal mínimo noturno. Fonte: Gomes (2011)

Caudal Mínimo Noturno [m <sup>3</sup> /h]	Caudal Medido e/ou estimado no Ponto de Entrega* [m <sup>3</sup> /h]	Consumo Médio e/ou Estimado [m <sup>3</sup> /h]	Grandes Consumos Não Domésticos [m <sup>3</sup> /h]	
			Pequenos Consumos Não Domésticos [m <sup>3</sup> /h]	
			Consumos Domésticos [m <sup>3</sup> /h]	
	Perdas a Montante do Ponto de Entrega* [m <sup>3</sup> /h]	Perdas no Ramal de Ligação a Jusante do Ponto de Entrega [m <sup>3</sup> /h]	Perdas Reais [m <sup>3</sup> /h]	
				Perdas no Ramal de Ligação a Montante do Ponto de Entrega [m <sup>3</sup> /h]
				Perdas na Rede de Distribuição [m <sup>3</sup> /h]
			Serviço de Manutenção, Lavagem de Filtros e Limpeza de Reservatórios [m <sup>3</sup> /h]	

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

Como o referido por Gomes (2011), no início da década de 1990, no Reino Unido, foram realizadas várias experiências que permitiram estimar as várias componentes do consumo e das perdas durante o período noturno. Estes valores têm desde então sido usados como referências, nestes estudos.

### 2.6.2 Localização de fugas

Verificando-se a existência de fugas no sistema de abastecimento, através da realização de balanços hídricos, é determinante que se proceda à sua localização e reparação. Para tal, existem dois grandes conjuntos de métodos que permitem localizar as fugas: meios físicos e modelos matemáticos computacionais.

#### a. Meios físicos

##### i. Métodos de localização aproximada

Após a detecção da existência de fugas pretende-se, numa primeira fase, determinar a localização aproximada ao nível da ZMC em questão. Para tal, é comumente usada a técnica do fecho progressivo de válvulas, começando na zona mais afastada do medidor de caudal. É importante que, assim como o caudal, o instante em que cada válvula é fechada seja devidamente registado. Assim que se verificar uma diminuição acentuada do caudal após o fecho de uma válvula, está encontrado o trecho da conduta que conterà a fuga (Wu *et al.*, 2011).

#### ii. Métodos de localização/ detecção exata

Após ter sido detetado o troço da rede onde se verifica existência de uma fuga torna-se necessário proceder à sua localização exata, na ordem dos metros, para posteriormente dar início aos trabalhos de reparação, minimizando a etapa de escavação (Gomes, 2005). Importa referir que é determinante que estes trabalhos se realizem com o maior rigor possível, para que se minimizem os custos inerentes a esta etapa (Wu *et al.*, 2011).

#### Sensores Acústicos

Nas zonas que foram previamente identificadas como contendo fugas excessivas, Gomes (2005) refere que a localização exata deve ser realizada mediante a utilização de dispositivos acústicos. O som ou a vibração induzida pela água ao sair da tubagem, apresenta uma gama de frequências dominantes que são detetadas pelos dispositivos acústicos. O tipo de material, as características da fuga em si, da pressão de funcionamento e do tipo e grau de saturação do solo, influenciam as frequências emitidas. O som produzido pela fuga é difundido ao longo da conduta, a uma determinada velocidade, que depende das características do material constituinte da tubagem ou mesmo, através do solo. Ao ser difundido, dadas as irregularidades solo, ou do material, as altas frequências podem ser atenuadas e outras podem ser amplificadas. Desta forma, o som que irá ser detetado dependerá da posição da fuga relativamente ao dispositivo acústico. Os problemas relacionados com o ruído de fundo podem ser atenuados se se realizar a sondagem no período noturno. Esta metodologia pode ser aplicada diretamente em pontos de fácil acesso das condutas, ou pode ser realizada à superfície do solo. Dependendo das características do próprio solo, do desconhecimento da localização das condutas ou da possibilidade de existência de outras, a aplicação deste método pode ficar condicionada (Gomes, 2005).

#### Método de Correlação Acústica

A correlação acústica baseia-se na comparação de sinais entre dois pontos distintos. O ruído proveniente da fuga propaga-se para ambos os lados da conduta. Colocando sondas em dois pontos distintos da tubagem, é possível comparar as diferenças entre o tempo de percurso. Com base na equação (1), em que  $D$  é a distância entre sondas,  $L$  a localização da fuga,  $V$  a

velocidade de propagação do som no meio e  $t$  a diferença entre tempos, é possível determinar-se a localização da fuga.

$$D = 2L + V.t \quad (1)$$

### Injeção de Gás e Inspeção com Recurso a Câmara

Para fugas difíceis de localizar a injeção de gás traçador nas condutas ou uma inspeção visual são métodos referidos por Wu *et al.* (2011) como passíveis de serem utilizados. A primeira técnica consiste em injetar hidrogénio industrial na conduta, uma vez que, este gás tem a capacidade de passar através de fendas de pequeníssimas dimensões. O gás é posteriormente detetado através de um “nariz eletrónico”, na posição da fuga. O segundo método consiste na introdução de um sensor com uma câmara e um microfone através de um hidrante. A câmara permite que se consiga facilmente guiar o sensor para que o microfone detete o ruído da fuga (Wu *et al.*, 2011).

### Sensores Térmicos

A utilização de sensores térmicos permite, através da alteração das características térmicas em torno do local da fuga, identificar as zonas de rotura de condutas. Essas anomalias podem ser captadas usando, por exemplo, câmaras de infravermelhos em aviões (Gomes, 2005).

### Radar de Penetração no Solo

O vácuo criado no solo pelo movimento de água perto da conduta na zona da fuga pode ser detetado usando um radar. As ondas do radar penetram no solo, sendo refletidas quando se verifica uma alteração do padrão normal, revelando uma imagem do tamanho e da forma da cavidade. O tempo entre a emissão e a reflexão permite determinar a localização da fuga (Gomes, 2005).

#### b. Modelos matemáticos

A utilização de modelos hidráulicos para prever quais as áreas que são passíveis de conter fugas tem tido, recentemente, grandes desenvolvimentos. As fugas podem ser modeladas como procuras dependentes da pressão. A aplicação destes modelos considerando as fugas como emissores permite determinar a localização e a dimensão da fuga, bem como os possíveis consumos ilegais, facilitando bastante, o trabalho das equipas de operação no terreno. No entanto, para que os modelos hidráulicos possam apresentar resultados satisfatórios, é importante que as fugas possam ser modeladas da forma mais correta. Existem diversas equações que permitem determinar o caudal escoado, no entanto, dada a quantidade de parâmetros que as influenciam, torna-se ainda hoje bastante difícil a sua aplicação (Wu *et al.*, 2011).

## 2.7 Modelação matemática e simulação hidráulica

### 2.7.1 Leis de vazão

Uma fuga pode, em termos genéricos, ser comparada a um orifício. O caudal que sai a partir de um orifício, com área fixa, pode ser descrito pela equação do orifício (equação 2), obtida a partir da equação de Torricelli, na qual  $Q$  representa o volume de água perdido pela fuga,  $C_d$  o coeficiente de vazão do orifício,  $A$  a área do orifício e  $H$  a pressão no sistema (Miranda *et al.*, 2014).

$$Q=C_d A \sqrt{2gH} \quad (2)$$

A equação (2) corresponde a um modelo bastante simplificado da realidade, uma vez que, o comportamento de uma fuga depende de vários fatores, entre os quais se destacam os materiais das condutas, o tipo de fuga em questão, a forma do orifício, a dimensão das condutas, a condutividade hidráulica e as características do solo. Para além destes fatores existem, ainda, outros que dizem respeito à variação do coeficiente de vazão e da área da secção transversal do orifício com a variação da pressão.

Experiências realizadas demonstraram que o coeficiente de vazão de um orifício varia com o número de Reynolds, que por sua vez, caracteriza o tipo de escoamento em questão. Em particular para valores de Reynolds menores que 3000,  $C_d$  aumenta rapidamente com o aumento do número de Reynolds. Desta forma, conclui-se que a velocidade de descarga de pequenas roturas é sensível à variação da pressão, devido à variação do  $C_d$  (Wu *et al.*, 2011).

Lencastre (1996) refere que usualmente os valores do coeficiente de vazão, para orifícios de pequenas dimensões, devem estar compreendidos entre 0.63 e 0.59, podendo em casos em que a pressão no sistema é muito baixa atingir o valor de 0.7. Experiências realizadas demonstraram que com o aumento da pressão o valor do coeficiente de vazão para pequenos orifícios tende a convergir para o valor de 0.59.

A variação da área de rotura com a pressão é um fator de suma importância que acaba por complicar, determinantemente, a análise hidráulica da rotura (Wu *et al.*, 2011).

A equação 2 pode, na prática, ser reescrita de um modo mais geral (a mesma forma usada para emissores em softwares que simulam hidraulicamente a rede), tomando a forma da equação (3), onde  $c$  e  $N1$  são o coeficiente e o expoente da fuga, respetivamente (Zyl e Cassa, 2014).

$$Q=cH^{N1} \quad (3)$$

Como é referido por Miranda *et al.* (2014), foram realizados diversos estudos numéricos e experimentais que mostraram que o caudal escoado a partir da fuga é determinante afetado

pela pressão, e desta forma, conclui-se que o expoente de fuga,  $NI$ , pode ser bastante maior do que os 0.5 da equação do orifício.

A relação entre a pressão no sistema e o volume de água perdido é representada no gráfico da Figura 2.4, em que  $NI$  é um fator escalar que pretende integrar as diferentes características das condutas e da própria rede. Os valores  $NI$  podem variar entre 0.5, para condutas de materiais mais rígidos, e 2.5 em casos de condutas mais flexíveis. (Thornton e Lambert, 2005). Desta forma, é usado (Wu *et al.*, 2011):

$NI=0.5$  para redes de condutas metálicas de características diferentes;

$NI=1$  para a maioria das redes com materiais de condutas diferentes (este é o caso em que o volume de água perdido é diretamente proporcional à pressão na rede);

$NI=1.5$  para pequenas fugas de ligações e de acessórios da rede;

$NI=2.5$  Em casos pouco regulares, como em separações de condutas feitas de materiais plásticos, o fator  $NI$  pode atingir o valor de 2.5.

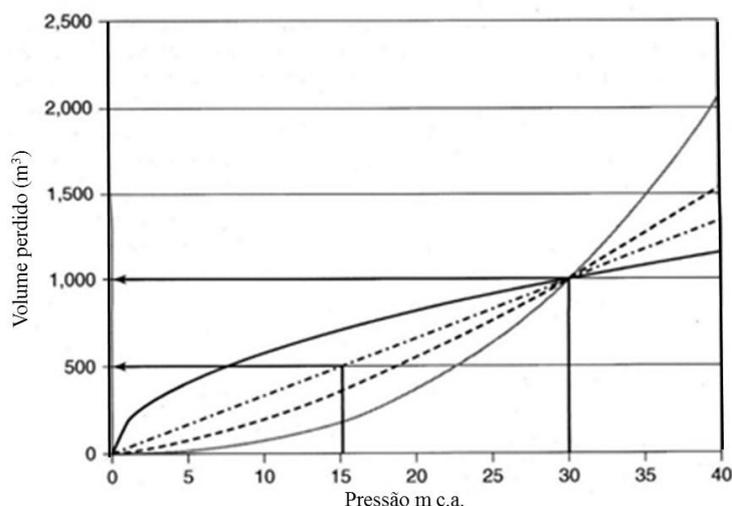


Figura 2.4 - Relação entre a pressão e o volume de água perdido na fuga. Adaptado de Wu *et al.* (2011).

May (1994, citado por Zyl, 2014) introduziu o conceito de áreas de vazão fixas e variáveis (*Fixed and Variable Area Discharges – FAVAD*), assumindo que algumas fugas apresentavam comportamento rígido, enquanto outras se expandiam com o aumento da pressão. A área fixa da fuga implica que área não varia independentemente da pressão variar. Por outro lado, a área variável aumenta com o aumento da pressão e diminui com a sua

redução. Este conceito pode ser descrito pela equação (4), em que  $A_l^f$  e  $A_l^v$  se referem à área fixa e variável da fuga, respetivamente (Wu et al., 2011).

$$Q=C_d A_l^f \sqrt{2gH}+C_d A_l^v \sqrt{2gH} \quad (4)$$

Tendo presente que as deformações criadas no tubo estão diretamente relacionadas com a elasticidade do material, presumiu-se que a deformação gerada é função linear da pressão. Este pressuposto veio a ser confirmado, pelos autores Cassa, Van Zyl e Laubscher (2010, citados por Wu *et al.*, 2011). Este estudo revelou que em condições de elevada elasticidade das condutas, as áreas das roturas aumentam linearmente com a pressão. Desta forma, a variação da área do orifício pode ser descrita pela equação (5), na qual  $m$  é a inclinação da reta que representa a relação pressão - área,  $H$  é a pressão e  $A_0$  a área inicial da rotura (Zyl, 2014).

$$A_l=mH+A_0 \quad (5)$$

Substituindo a equação (5) na equação (4), obtém-se a equação (6).

$$Q=C_d \sqrt{2g}(A_0 H^{0.5}+m H^{1.5}) \quad (6)$$

Apesar da equação (6) ser idêntica à proposta por May (1994, citado por Zyl, 2014), contém uma distinção que importa salientar: enquanto que a equação (4) considera que as fugas podem ser fixas ou variáveis, a equação (6), considera que todas as fugas são variáveis, isto é, dependentes da pressão. A equação (6) mostra que os expoentes de fuga podem variar entre 0.5 e 1.5, bem como, para condições elásticas, consegue demonstrar que o comportamento da fuga em relação à pressão depende apenas do conhecimento da área inicial ( $A_0$ ) e do valor  $m$  (Cassa e Zyl, 2014).

A investigação realizada por Cassa, Van Zyl e Laubscher (2010, citada por Wu *et al.*, 2011) estudou ainda a variação do coeficiente  $m$  com o aumento da área do orifício para roturas redondas, longitudinais e aproximadamente circunferenciais, para condutas de PVC, aço e ferro fundido. Os resultados permitem concluir que a área da fuga varia consideravelmente para pequenas alterações de valores de  $m$  inferiores a uma milésima.

Ambas a abordagens, tanto a equação de vazão do orifício como o conceito de FAVAD, foram um importante contributo para que se pudesse modelar o comportamento de uma fuga. No entanto, a dificuldade reside ainda na aplicação destas equações, dificultando a análise global de fugas em todo o sistema usando um modelo hidráulico (Wu *et al.*, 2011).

### 2.7.2 Modelação hidráulica de sistemas sobre pressão

Para estudar e poder simular o comportamento dos sistemas é importante, em primeiro lugar, proceder a uma correta modelação hidráulica dos mesmos, isto é, obter um conjunto de equações que descrevam o comportamento do sistema.

Os modelos matemáticos usados nos sistemas de abastecimento de água regem-se segundo três leis essenciais, a lei da conservação da massa (em cada nó), da conservação da energia (em cada troço) e uma lei de resistência, partindo da qual, é possível obter a perda de carga nas condutas (Quintela, 2011).

Genericamente um sistema de abastecimento de água pode ser simulado por dois tipos essenciais de modelos: estáticos e dinâmicos. Os modelos estáticos eram tradicionalmente usados no estudo de sistema e distribuição de água, sendo a análise realizada para a situação mais desfavorável na rede (caudal de ponta instantâneo de horizonte de projeto). Pode comparar-se esta abordagem a uma “fotografia” tirada ao sistema no momento em que este suporta a carga máxima. Hoje em dia, no entanto, é possível com alguma facilidade estudar o sistema não só para a condição mais desfavorável, mas também, para as várias situações pelas quais o sistema passa como acontece, de facto, na realidade. Este tipo de modelos são denominados de simulação dinâmica (Marques e Sousa, 2011).

Os modelos de simulação de dinâmica podem ser divididos em dois grandes grupos, modelos inerciais e não inerciais, conforme considerem, ou não, a inércia do movimento da água através dos vários componentes constituintes do sistema. Por outro lado, também os modelos inerciais podem ser divididos em modelos elásticos e modelos rígidos, conforme se consideram os efeitos elásticos do fluido e dos elementos constituintes da rede (Chaudhry, 2014).

Os modelos não inerciais podem ser denominados de modelos quase permanente se as condições de fronteira variarem muito lentamente no tempo, o que implica que possam ser desprezadas as forças inerciais e elásticas, podendo estes modelos serem usados sem grande perda de rigor (Marques e Sousa, 2011).

Por outro lado, se se considerar uma abordagem em que os consumos são conhecidos e constantes, isto é, independentes da pressão do sistema, o modelo é denominado como orientado pelos consumos (*demand-driven*). Se contrariamente se considerar que os consumos variam com a pressão da rede, então, o modelo classifica-se como orientado pela pressão (*pressure-driven*). Ambas as abordagens referidas são úteis do ponto de vista prático, sendo os modelos *demand-driven* mais adequados quando o sistema de abastecimento trabalha segundo condições de pressão adequadas, enquanto que o modelo *pressure-driven* é mais

utilizado em situações mais peculiares, como em cenários de rotura de condutas, de combate a incêndios, avaria de bombas, etc. (Muranho, 2012).

### 2.7.3 Modelo *pressure-driven*

Inúmeros métodos foram estudados ao longo dos anos para que fosse possível considerar que os consumos não são fixos e constantes, mais sim, dependentes da pressão disponível no sistema. Os diversos métodos propostos podem ser divididos em duas grandes categorias: os métodos baseados na *demand-driven-analysis*, que implicam a adição de forma iterativa de novos reservatórios artificiais, e os métodos que têm por base expressões que relacionam o caudal com a pressão (Todini, 2006). Os primeiros métodos apresentam a vantagem de não introduzir novos parâmetros no modelo, no entanto, modificam a tipologia da rede, o que, para redes maiores, pode implicar um aumento do tempo de computação. Os métodos que se baseiam em expressões que permitem relacionar o caudal e a pressão têm a desvantagem de acrescentar novos parâmetros ao modelo, o que irá implicar dificuldades acrescidas aquando da sua calibração, contudo, são bastante mais simples de resolver.

O modelo *pressure-driven* considera que a pressão afeta duas componentes essenciais: o caudal fornecido e as perdas de água (Muranho *et al.*, 2014).

As expressões pressão-caudal permitem determinar qual o caudal fornecido,  $q_i^{form}$ , para uma determinada pressão,  $P_i$ . Desta forma, considera-se que o consumo requerido no nó,  $q_i^{req}$ , será completamente satisfeito se a pressão na rede for superior a uma dada pressão de referência,  $P_i^{ref}$ , não sendo fornecida, no entanto, qualquer água quando a pressão no nó for inferior a um dado valor mínimo,  $P_i^{min}$ . Para qualquer valor de pressão intermédio, o que acontece é que existe uma satisfação apenas parcial do caudal requerido (Muranho, 2012).

Como Muranho (2012) refere, têm sido apresentadas ao longo dos anos diversas expressões que tentam traduzir a relação pressão-caudal. Aqui irá ser abordada apenas a expressão de Wager *et al.* (1988, citado por Muranho, 2012), equação (7).

$$q_i^{form}(P_i) = q_i^{req} \times \begin{cases} 1 & P_i \geq P_i^{ref} \\ \left( \frac{P_i - P_i^{min}}{P_i^{ref} - P_i^{min}} \right)^\alpha & P_i^{min} < P_i < P_i^{ref} \\ 0 & P_i \leq P_i^{min} \end{cases} \quad (7)$$

O rácio de satisfação do consumo em função da pressão para diferentes valores de  $\alpha$  está representado no gráfico da Figura 2.5, considerando a pressão mínima 3 m c.a. e a pressão de referência 14 m c.a. (Muranho, 2012).

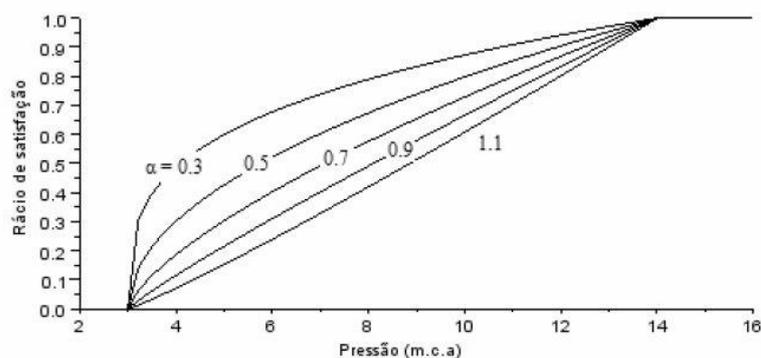


Figura 2.5 - Rácio de satisfação do consumo em função da pressão. Fonte: Muranho (2012).

A equação (8), utilizada para modelar as perdas de água, foi obtida por Germanoupoulos (1985, citado por Muranho, 2012). Esta equação permite considerar as perdas de água causadas por roturas (*burst leakage*) e por pequenos orifícios, juntas ou fendas (*background leakage*). A equação 8 permite, então, obter o caudal escoado através da fuga,  $q_k^{fuga}$ , para uma conduta  $k$  de comprimento  $l_k$ , para a pressão média,  $P_k$  (obtida pela média da pressão verificada nos nós extremidade).  $\beta_k$  e  $\alpha_k$  são parâmetros que dizem respeito ao modelo de perdas *background*, enquanto que,  $C_k$  e  $\delta_k$  são parâmetros do modelo de perdas *burst* ( para orifícios  $\delta_k$  toma o valor de 0.5).

$$q_k^{fuga} = \begin{cases} \beta_k l_k (P_k)^{\alpha_k} + C_k (P_k)^{\delta_k} & P_k > 0 \\ 0 & P_k \leq 0 \end{cases} \quad (8)$$

O parâmetro  $\alpha_k$  pode tomar valores entre 0.5 e 2.5, em função do material da conduta.  $\beta_k$  é um parâmetro associado ao estado de deterioração do material, sendo que, o seu valor deve ser atribuído por calibração (Muranho, 2012).

Para cada conduta, em termos de simulação, são atribuídas as perdas aos nós extremidade (metade para cada nó). Desta forma, o caudal escoado a partir de cada nó,  $q_i^{fuga}$ , pode ser descrito pela equação (9).

$$q_i^{fuga} = \frac{1}{2} \sum_k q_k^{fuga} \quad (9)$$

A formulação para o modelo *pressure-driven* para uma rede de abastecimento de água, constituída por  $np$  condutas de caudal desconhecido,  $nn$  nós com pressão desconhecida e  $n0$  nós com pressão conhecida, é descrita pela equação (10).

$$\begin{bmatrix} A_{pp} & A_{pn} \\ A_{np} & A_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Q \\ H \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -A_{p0}H_0 \\ -q \end{bmatrix} \quad (10)$$

Onde  $Q = [Q_1, Q_2, \dots, Q_{np}]^T$  é o vetor dos valores de caudais desconhecidos nas condutas;  $H = [H_1, H_2, \dots, H_{nn}]^T$  é o vetor dos valores de pressão desconhecida nos nós;  $H_0 = [H_{01}, H_{02}, \dots, H_{0n0}]^T$  é o vetor dos valores de pressão conhecida nos nós;  $q = [q_1, q_2, \dots, q_{nn}]^T$  é o vetor da procura independente da pressão.  $A_{pp}$  é uma matriz diagonal  $np \times np$ , cujos elementos correspondem às perdas de água nos nós.  $A_{pn} = A_{np}^T$  e  $A_{p0} = A_{0p}^T$  são sub-matrizes de dimensão  $np \times nn$  e  $np \times n0$ , respetivamente, que resultam da matriz global  $\bar{A}_{pn} = [A_{pn} \quad A_{p0}]$  de dimensão  $np \times (nn + n0)$ .  $A_{nn}$  é uma matriz diagonal  $nn \times nn$  cujos elementos correspondem à procura independente da pressão (Muranho *et al.*, 2014).

Outros estudos realizados por Giustolisi *et al.*, (2008, citado por Muranho, 2012), permitiram incluir na formulação descrita anteriormente as perdas de água ao nível das condutas, descritas pela equação (8) (Muranho, 2012). Desta forma, foi redefinida a matriz  $A_{nn}$ , em que os seus elementos são o produto escalar  $(q^{forn} + q^{fuga})H^{-1}$ ,  $q^{forn}$  não é mais que o vetor dos consumos dependentes da pressão nos nós e  $q^{fuga} = (q_1^{fuga}, q_2^{fuga}, \dots, q_{nn}^{fuga})$  é o vetor das fugas nos nós. O processo de cálculo iterativo inicia-se com  $\phi^{iter=0} = 1$ , cada elemento  $H^{iter=0}$  é acertado para a correspondente elevação do nó adicionada do valor máximo de referência da pressão para a relação pressão caudal e cada valor  $Q^{iter=0}$  é corrigido para o inverso do coeficiente de perdas da respetiva conduta. O coeficiente de relaxação,  $\phi^{iter} (\in [0,1])$ , é usado para melhorar a convergência quando se aumenta a pressão nos nós e o caudal estimado (Muranho *et al.*, 2014).

## 2.8 Modelação experimental

A caracterização da relação entre o caudal escoado num orifício ou numa fenda e a pressão é um aspeto essencial para que se possam modelar corretamente as perdas de água nos sistemas de abastecimento. Esta é uma questão crucial para a utilização dos modelos de simulação hidráulica como ferramenta de combate às fugas e perdas. Nesse sentido diversos trabalhos experimentais têm sido realizados no sentido de se tentar determinar a estrutura da lei de vazão mais adequada e determinar os parâmetros associados a essa lei. (Paola *et al.*, 2014).

Um trabalho experimental realizado por Paola e Giugni (2014) consistiu também no estudo dos parâmetros da equação (3). Desta feita, foram estudados, os orifícios da Figura 1.1, em duas condutas, uma de ferro fundido dúctil e outra em aço. Os autores concluíram que o valor do coeficiente tende a aumentar com o aumento da área do orifício e da pressão. Por outro lado, foi ainda possível concluir que o expoente  $Nl$  tende a tomar valores um pouco diferentes de 0.5 tanto para orifícios circulares como para os retangulares em ambas as condutas ensaiadas.

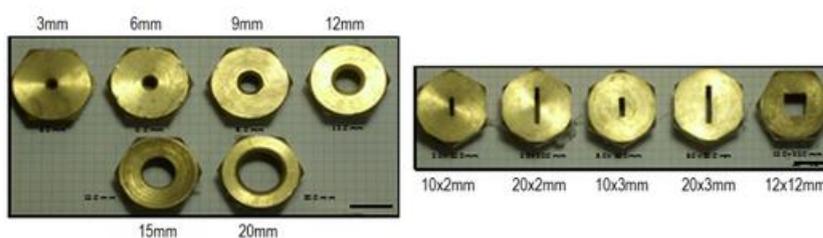


Figura 2.6 – Orifícios simulados. Fonte: Paola e Giugni (2014).

Paola *et al.* (2014) realizaram um trabalho experimental no qual estudaram o coeficiente e o expoente da equação (3), para um orifício com 6 mm de diâmetro numa conduta de PEAD envolta em solo. Os resultados obtidos revelam-se úteis no sentido de se entender os fenômenos físicos associados à água escoada pela fuga através do solo envolvente. Os autores concluíram ainda que as diferenças entre os ensaios realizados com o solo não se mostraram significativas quando comparadas com ensaios realizados em condições atmosféricas. Ainda assim, os autores salientam que os resultados que se obtiveram podem estar afetados pelas características da própria instalação, sendo necessário uma investigação mais aprofundada para que se possam retirar conclusões definitivas.

## 2.9 Síntese final

A revisão bibliográfica efetuada permitiu conhecer as metodologias de combate a fugas e perdas e o seu estado de desenvolvimento. Em suma um combate a fugas e perdas deve iniciar-se pelo cálculo do volume de perdas através de um balanço hídrico. Posteriormente a localização das perdas de água pode fazer-se, como se referiu, essencialmente por dois métodos: meios de deteção física e por modelos matemáticos de simulação hidráulica que se têm vindo a tornar uma ferramenta extremamente útil para as Entidade Gestoras de água. No entanto, foi possível depreender que existe uma falta de conhecimento na forma como se devem ajustar as leis de vazão às características e à situação das redes, condicionando fortemente a aplicação de modelos hidráulicos como ferramentas de apoio à modelação de perdas e fugas nos sistemas de abastecimento e posterior utilização, destas ferramentas, na sua localização aproximada.

## **3 ENSAIOS LABORATORIAIS**

### **3.1 Introdução**

O combate a fugas inicia-se com o cálculo do volume de água perdido no sistema a partir de um balanço hídrico. Após a primeira fase de avaliação, a redução das fugas pode ser realizada através de métodos físicos de localização ou através de modelos matemáticos de simulação hidráulica. O presente estudo irá incidir sobre o segundo conjunto de métodos.

A par da revisão bibliográfica realizada, verificou-se que existe uma lacuna ao nível da calibração dos parâmetros das leis de vazão dos escoamentos, tornando difícil o emprego destas equações nos modelos hidráulicos. Desta forma, um dos primeiros objetivos desta dissertação consistiu numa tentativa para a determinação experimental dos coeficientes de vazão em condutas pressurizadas flexíveis. O presente capítulo destina-se à descrição dos trabalhos experimentais realizados nesse âmbito e à apresentação dos resultados obtidos.

### **3.2 Descrição da instalação experimental**

Os trabalhos laboratoriais foram realizados com recursos à instalação da Figura 3.1, que é constituída por uma parte removível, onde é colocada a conduta a ser ensaiada e por outra fixa constituída por uma conduta de ferro fundido na qual estão inseridos os caudalímetros, os transdutores de pressão e uma válvula de borboleta.



Figura 3.1 – Instalação Experimental.

A conduta a ensaiar (colocada no interior da caixa de vidro) é de Polietileno de Alta Densidade (PEAD) PN 10 bar, com diâmetro externo de 63 mm e 5 mm de espessura de parede, ou seja, com 53 mm de diâmetro interno. A conduta tem um comprimento de 2.94 m e está inserida, a partir de duas juntas de união, numa conduta de ferro fundido fixa, de DN 65 mm e PN 10 bar, com 5 mm de espessura de parede.

O caudal que circula na conduta (no sentido da esquerda para a direita) pode ser controlado por uma válvula de borboleta, localizada a jusante da caixa de vidro. As medições do caudal são realizadas por dois caudalímetros eletromagnéticos, um colocado a montante e outro a jusante da instalação. O caudalímetro de montante é da marca *Krohne*, com diâmetro nominal de 100 mm (PN 40) e é indicado para pressões na gama dos 0 aos 40 bar. O erro associado às medições é de cerca de 0.2 %. O caudalímetro de jusante é da marca *Hauser*, com diâmetro nominal de 50 mm (PN 16) e é indicado para pressões até 40 bar. O erro associado é de cerca de 0.5 %.

A montante e a jusante da instalação estão colocados dois transdutores de pressão da marca *Gems*, cuja gama de medição é entre os 0 e os 10 bar. A pressão de serviço é controlada por uma bomba, Figura 3.2, que fornece a água a partir de um reservatório de grandes dimensões. A bomba é da marca *Grundfos* e tem uma potência de 22 kW, 2960 r.p.m. e uma altura máxima de elevação de 47 m, possuindo também um variador de velocidade de rotação.



Figura 3.2 – Bomba utilizada.

Os dados dos caudalímetros e dos transdutores de pressão são recolhidos continuamente (uma leitura por segundo), por um *datalogger* ligado a um computador.

### 3.3 Determinação da rugosidade

O escoamento de um fluido no interior de uma conduta está sujeito a determinados fenómenos que induzem perdas de energia do escoamento. As maiores perdas de energia que ocorrem são designadas de perdas de carga, podendo estas ser divididas em duas categorias distintas: perdas de carga localizadas e perdas de carga contínuas. As perdas de carga localizadas acontecem devido a válvulas, curvas, etc.. As perdas de carga contínuas ocorrem em consequência de fenómenos de atrito entre a parcela líquida e as paredes da conduta. Este tipo de perdas de energia é geralmente o mais significativo e podem ser calculadas a partir da fórmula racional da perda de carga contínua – fórmula de Darcy-Weisbach (equação 11) (Marques e Sousa, 2011).

$$\Delta H_C = \frac{f \times L}{D} \times \frac{V^2}{2 \times g} = \frac{8 \times g \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} \times Q^2 \quad (11)$$

Em que  $\Delta H_c$  é a perda de carga contínua (m),  $f$  é o coeficiente de resistência ou de Darcy-Weisbach (depende do número de Reynolds e/ou da rugosidade relativa da conduta,  $k/D$ ),  $V$  é a velocidade média do escoamento (m/s),  $Q$  é o caudal escoado ( $m^3/s$ ),  $g$  é a aceleração da gravidade ( $\approx 9.8 m/s^2$ ),  $D$  é o diâmetro da conduta (m) e  $L$  é o comprimento (m).

Os primeiros trabalhos experimentais consistiram na determinação de uma lei da resistência que possibilitasse calcular a perda de carga contínua na conduta em estudo. Para tal, e porque o escoamento se desenvolve em regime turbulento, recorreu-se à fórmula de Colebrook-White (12) que é a fórmula considerada mais assertiva para determinar as perdas de carga em condutas.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \times \log \left( \frac{k}{3.7 \times D} + \frac{2.51}{R_e \times \sqrt{f}} \right) \quad (12)$$

Onde  $f$  é o coeficiente de resistência ou de Darcy-Weisbach,  $k$  é a rugosidade absoluta das paredes da conduta,  $D$  é o diâmetro da conduta e  $R_e$  é o número de Reynolds.

Partindo da equação (11) e tendo conhecimento do valor do comprimento, do diâmetro, do caudal que passa através da conduta e da perda de carga, entre a extremidade inicial e a final, é possível obter o coeficiente de resistência,  $f$ .

O coeficiente da resistência pode, por sua vez, ser introduzido na equação (12), a partir da qual se determina o parâmetro de rugosidade da conduta,  $k$ .

O caudal foi medido através dos caudalímetros instalados. A perda de carga pretendia-se que fosse obtida pela diferença entre a pressão medida pelo transdutor de montante e a pressão medida pelo transdutor de jusante. No entanto, este método não foi passível de utilizar, uma vez que, se tratava de em pequeno troço de conduta onde a perda de carga contínua apresentava valores extremamente baixos para as gamas de velocidades correntes em sistemas de abastecimento de água, pelo que não estavam na gama de medição precisa dos transdutores. Assim, a solução passou pela introdução de um manómetro diferencial de coluna de água colocado entre as extremidades da conduta, obtendo-se a perda de carga pela diferença de altura de água entre a extremidade de montante e a extremidade de jusante.

Os testes de perda de carga foram realizados para as condições de pressão máxima na rede, isto é, com uma pressão de serviço da ordem dos 40 m c.a., e para diferentes velocidades (0.5, 0.8 e 1.0 m/s) escolhidas, por forma, a cobrir a gama típica de velocidades que se verifica nos sistemas reais.

### 3.4 Orifícios

Os segundos trabalhos experimentais consistiram na criação de um furo a meio da conduta a ensaiar. A broca usada foi de 1 mm e o furo foi feito na perpendicular ao tubo para que a inclinação do furo não tivesse qualquer influência nos resultados.

O caudal escoado a partir do furo foi inicialmente medido pela diferença entre o valor de caudal medido pelo caudalímetro de montante e o valor medido pelo caudalímetro de jusante. No entanto, apesar dos caudalímetros eletromagnéticos serem bastante rigorosos, como qualquer aparelho de medida, têm um erro de medição associado, sendo que os resultados obtidos demonstraram que os aparelhos usados eram pouco sensíveis a caudais tão pequenos como o caudal escoado a partir de um orifício com estas dimensões.

O caudal escoado pelo orifício foi medido volumetricamente, isto é, foi recolhido o volume de água que saía durante um determinado período de tempo. Posteriormente, o volume recolhido foi pesado. Conhecendo a massa volúmica da água, obteve-se o volume por divisão do valor de massa de água pela massa volúmica. Dividindo o volume medido pelo período de tempo obtêm-se o caudal escoado a partir do orifício. Este método foi usado para medir todos os caudais para diferentes gamas de velocidades de escoamento (0.3, 0.7, 1.1 e 1.5 m/s) e de pressões (20, 30 e 40 m c.a.). Cada medição foi realizada por um período de 5 minutos e repetida 3 vezes para minimizar os possíveis erros, como a falta de precisão ao colocar e retirar o recipiente no início e no fim do período de tempo. A pressão foi registada para cada medição e período de tempo pelo *datalogger* ligado aos dois transdutores de pressão.

Após realizados todos os trabalhos experimentais para o furo de 1 mm, o furo foi alargado para 2 mm e posteriormente para 4 mm. Para cada dimensão do furo foram realizadas as mesmas medições descritas para o furo de 1 mm.

Os caudais registados pelos caudalímetros foram, para cada medição, comparados com os obtidos pelo método volumétrico. Percebeu-se que, como era de esperar, à medida que se aumentava a dimensão do orifício o caudal escoado aumentava, e a diferença entre os resultados obtidos pelo método volumétrico e os obtidos pelos caudalímetros, tornava-se cada vez menor. No entanto, e como ainda existia alguma variação nos resultados, mesmo no furo com diâmetro de 4 mm, foram considerados os resultados obtidos pelo método volumétrico.

Os ensaios seguintes consistiram na criação de um furo de 4 mm situado 60 cm antes do inicial. O caudal escoado pelos dois furos era de tal forma elevado que foi impensável usar o método volumétrico para medir o caudal escoado, e, portanto, recorreu-se apenas aos resultados medidos pelos caudalímetros. Posteriormente realizou-se um furo 60 cm depois do inicial, também com 4 mm de diâmetro, e o furo localizado 60 cm antes foi fechado com uma

braçadeira. De seguida, foi retirada a braçadeira do primeiro furo e foram colocados os 3 furos a verter caudal em simultâneo.

Para cada uma das situações ensaiadas foi medido o caudal escoado e a pressão para as mesmas gamas de velocidade e de pressões já referidas. No entanto, verificou-se que para os 3 furos em simultâneo para a gama de pressão mais elevada, isto é, para 40 m c.a. e para a velocidade mínima, ou seja, 0.3 m/s, o caudal escoado a partir dos furos era de tal forma elevado que o caudal que passava no caudalímetro de jusante era extremamente baixo pelo que o aparelho deixava de ter sensibilidade para medir. Desta forma, para os 3 furos foram inviabilizados estes resultados considerando apenas os restantes. Assim, concluiu-se que aumentar o número de orifícios com os aparelhos de medida à disposição não era viável, uma vez que deixávamos de ter capacidade para determinar com rigor o caudal escoado a partir dos orifícios.

Para este último caso, em que existiam 3 furos em simultâneo, começou-se (antes de se medir o caudal escoado pelos três furos em simultâneo) por determinar o caudal escoado a partir de cada um individualmente, e para isso, utilizou-se novamente o método volumétrico.

O objetivo de qualquer um dos ensaios laboratoriais é determinar o coeficiente de vazão de cada um dos orifícios com diferentes áreas ou o coeficiente de global, no caso de existir mais de um furo. Para tal recorreu-se à equação (2) onde, com os dados da área, da pressão e do caudal escoado através do orifício, facilmente se retira o valor do coeficiente de vazão,  $C_d$ .

### 3.5 Fendas

O segundo grupo de trabalhos laboratoriais consistiu na criação de uma fenda numa conduta exatamente igual à que foi anteriormente ensaiada. Os primeiros ensaios envolveram a simulação de uma fenda de 5 cm de comprimento, conseguida através de um corte da conduta com x-ato. No entanto, como se verificou que o caudal escoado a partir da fenda era de tal maneira elevado, que da forma como a instalação estava montada, era difícil a execução dos trabalhos, nomeadamente porque se tornava complicado retirar com as bombas que se possuíam todo o caudal escoado pela fuga. Por outro lado, também uma vez mais, como o caudal que passava para jusante da fuga era muito reduzido este não tinha sensibilidade. Desta forma, a solução encontrada foi diminuir a fenda para 3 cm e posteriormente aumentar para 4 cm. É de salientar que não foram entretanto simuladas fendas de menor comprimento porque, como se irá ver no subcapítulo 3.6, as fendas que ocorrem nas condutas, na realidade, adquirem comprimentos bastante mais elevados, não sendo por isso realista simular fendas menores.

Como se constatou no capítulo 2, as fugas podem ser de dois tipos, *background* e *burst*, sendo estas últimas aquelas que envolvem a perda de grandes caudais. Uma fenda é, pela quantidade de caudal escoado, considerada um *burst*. Desta forma, foi usada a equação (13), a partir da qual, com o caudal escoado ( $Q$ ) em função da pressão ( $H$ ) se determinou o coeficiente ( $C_k$ ) e o expoente ( $\alpha$ ).

$$Q=C_k \times H^\alpha \quad (13)$$

No entanto, o  $C_k$  obtido a partir desta expressão não é verdadeiramente o coeficiente de vazão, mas sim, o coeficiente de vazão afetado de uma área e de um comprimento como descreve a equação (14).

$$C_k=C'_k \times L^\beta \quad (14)$$

Em que  $C'_k$  é o coeficiente de vazão genérico para fendas de matérias plásticas,  $\beta$  o expoente e  $L$  o comprimento da fenda. Na realidade este  $L$  é uma relação entre um comprimento e uma área.

### 3.6 Fugas e roturas reais

O último conjunto de trabalhos laboratoriais executado consistiu no ensaio de troços de condutas que já haviam feito parte de sistemas de distribuição e que se retiraram exatamente por conterem fugas. O objetivo destes trabalhos consistiu em determinar os coeficientes de vazão para fugas reais e compará-los com os valores obtidos pelas simulações efetuadas anteriormente.

Para que fosse possível realizar estes trabalhos com o maior rigor possível, os troços de conduta foram inseridos numa nova conduta de PVC DN 63 mm, com 3 mm de espessura de parede, PN 10 bar, que por sua vez foi inserida na conduta de ferro fundido inicial.

A conduta da Figura 3.3 contém uma tomada de água na qual o processo de corrosão devido à constante presença de água, com origem numa fuga, é bastante evidente. Inicialmente considerou-se que a fuga pudesse estar localizada na própria tomada de água, no entanto, depois de colocada na instalação e depois de se terem substituído as borrachas colocadas na ligação, verificou-se que não se perdia qualquer caudal. Constatou-se, portanto, que a fuga se deveria a uma má colocação inicial da borracha que originou uma dobra na própria borracha.



Figura 3.3 – Exemplo de uma conduta onde ocorria uma fuga.

O troço de conduta da Figura 3.4 foi ensaiado. No entanto, como se tratava de uma fenda de 24 cm (que embora se tenham colocado braçadeiras, por forma, ajustar melhor a porção de conduta à de PVC que se encontrava na instalação, o que implicou que o comprimento da fenda ficasse reduzido a 15 cm), o caudal escoado a partir desta fuga era de tal forma elevado, que uma vez mais, se colocou o problema da medição de caudais pela diferença de caudalímetros, pois o caudal que passava para jusante da fuga era de tal forma reduzido, que o caudalímetro de jusante não apresentava sensibilidade. Desta forma, com os meios ao dispor não foi possível a realização destes ensaios.



Figura 3.4 – Troço de conduta com uma fenda de 24 cm.

A Figura 3.5 contém um troço de conduta com uma fenda de 8.3 cm, originada possivelmente devido às irregularidades do solo. Esta conduta não foi ensaiada porque certamente ir-se-iam ter os mesmos problemas com os caudalímetros e não iria ser possível realizar os ensaios.



Figura 3.5 – Troço de conduta com uma fenda de 8.3 cm.

O troço de conduta da Figura 3.6 contém uma fenda na junção das duas partes de conduta, com 8.5 cm, que provavelmente se deu na colocação das condutas e que posteriormente, com a pressão exercida pela água dentro da conduta, foi aumentando até atingir o comprimento visível na figura. Este troço de conduta foi ensaiado para as diferentes gamas de pressão (20, 30 e 40 m c.a.) e de velocidades (0.7, 1.1, 1.5). Uma vez mais, não foi possível ensaiar a velocidade de 0.3 m/s porque para esta velocidade o caudal escoado pela fuga é de tal forma elevado que o caudalímetro de jusante deixa de ter sensibilidade para ler o caudal que aí passa.



Figura 3.6 – Troço de conduta com uma fenda de 8.5 cm na junção de duas partes.

A conduta da Figura 3.7 constitui mais um exemplo de uma fenda, com 8 cm, que se originou na junção entre as duas partes da conduta. Por se considerar um exemplo demasiado semelhante ao anterior, e portanto não ter grande interesse em termos de resultados, não foi ensaiada.



Figura 3.7 – Troço de uma conduta com uma fenda de 8 cm.

### 3.7 Resultados

#### 3.7.1 Parâmetros caracterizadores da conduta

Como referido, foram obtidos os valores dos coeficientes de resistência e da rugosidade para a pressão máxima de cerca de 40 m c.a. e para as velocidades de 0.5, 0.8 e 1 m/s por serem estas aquelas que se consideram mais representativas das que se verificam na realidade nos sistemas de distribuição de água. Os resultados obtidos para cada velocidade, bem como, o valor de rugosidade absoluta equivalente, obtido pela média dos outros três valores, constam do Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Valores obtidos para a rugosidade e rugosidade média.

V	k (mm)	k médio (mm)
0.5	0.01	0.012
0.8	0.02	
1.0	0.006	

O valor de rugosidade referido na bibliografia para condutas de PEAD é de 0.003 mm. O valor obtido experimentalmente é ligeiramente superior, no entanto, é importante referir-se que este valor se trata de uma rugosidade absoluta equivalente que pretende englobar não só a rugosidade da própria conduta como a dos acessórios entre as duas extremidades (juntas). Importa ainda, salientar que este valor pode estar associado a um erro consideravelmente elevado, na medida em que estes testes se deveriam fazer para condutas de grandes comprimentos e, neste caso, foram realizados num comprimento bastante reduzido de apenas 2.54 m.

### 3.7.2 Coeficientes de vazão de orifícios

Dos trabalhos descritos anteriormente foi possível obter os valores dos coeficientes de vazão para cada velocidade e para cada gama de pressão. A média dos valores obtidos de todas as velocidades para cada gama de pressão e para cada dimensão do furo encontra-se no Quadro 3.2. Refere-se ainda que, em vez de se considerar a pressão medida no transdutor de montante como a pressão no ponto da conduta onde se situa o furo, foram realizados os cálculos considerando a perda de carga até esse mesmo ponto (pela lei de resistência obtida inicialmente). Contudo, os valores dos coeficientes de vazão considerando a perda de carga não apresentavam diferenças significativas.

Quadro 3.2 – Coeficientes de vazão para os furos de diâmetros 1, 2 e 4 mm.

Pressão (m c.a.)	Diâmetro do furo (mm)		
	1	2	4
20	0.43	0.31	0.60
30	0.42	0.24	0.60
40	0.41	0.23	0.60

Analisando os valores que constam do Quadro 3.2, facilmente se percebe que existe uma variação do coeficiente de vazão com a alteração da pressão para os orifícios de 1 e de 2 mm. Contrariamente ao que seria de esperar, verifica-se ainda que o coeficiente de vazão diminui do furo 1 mm para o furo de 2 mm. Estes resultados podem ser justificados pelo facto dos dois primeiros furos terem diâmetro inferior à espessura da própria conduta que, como já foi referido, é de 3.8 mm. Como se sabe, a perda de carga dá-se no alargamento e não no estreitamento, e portanto, em furos de dimensões tão reduzidas quando comparadas com a espessura da conduta (como facilmente se observa a partir da Figura 3.8) o efeito da perda de carga dá-se no interior da conduta e não no exterior, como já acontece com o furo de 4 mm. Por outro lado, não se exclui a hipótese de poderem ter ficado pequenos fragmentos do próprio material da conduta no orifício o que, para dimensões tão reduzidas, pode influenciar determinantemente os resultados.

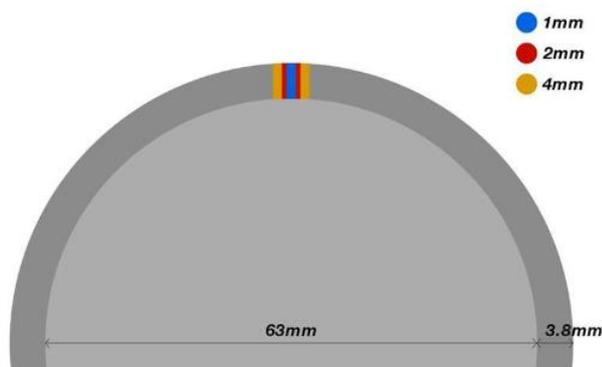


Figura 3.8 – Representação do diâmetro dos orifícios em relação à espessura da conduta.

Os resultados obtidos para o furo de 4 mm são uniformes para as gamas de pressões ensaiadas e estão dentro da gama de valores referidos na bibliografia como mais usuais para orifícios de pequenas dimensões, isto é entre 0.63 e 0.59. Por estas razões, este foi o valor de diâmetro escolhido para abrir os restantes furos. Importa ainda referir que a ideia inicial seria simular uma sucessão de orifícios de pequeno diâmetro, como acontece quando se dá a corrosão de uma conduta, no entanto, como os pequenos diâmetros não deram resultados aceitáveis não foi possível executar tal cenário.

No Quadro 3.3, encontram-se os resultados obtidos para o coeficiente de vazão de cada furo para a situação em que existiam três furos em simultâneo.

Quadro 3.3 – Coeficiente de vazão para cada furo.

Pressão (m c.a.)	Furos		
	1	2	3
40	0.59	0.66	0.55

O valor obtido para coeficiente de vazão do primeiro furo é próximo do esperado, isto é praticamente igual a 0.6.

Para o segundo furo, consta-se que o valor do coeficiente de vazão é bastante diferente do coeficiente global dos três furos e que, contrariamente ao que seria de esperar, é superior ao obtido para o primeiro furo. Estes resultados podem ter sido obtidos pelo facto deste segundo furo resultar do alargamento do furo de 1 e 2 mm, e por isso, a dimensão do furo ser ligeiramente superior à dos restantes. Por outro lado, a não concordância dos valores pode

ainda dever-se à não perpendicularidade do furo, isto é, pode existir uma ligeira obliquidade no próprio furo. Por último existe ainda, como referido para o caso dos furos de 1 e 2 mm, a possibilidade de existirem pequenos fragmentos no próprio furo.

No caso do terceiro furo, o valor do coeficiente de vazão é ligeiramente inferior ao primeiro como seria de esperar, dada a perda de carga nos dois primeiros furos, e o caudal que circula nesse ponto que é já bastante reduzido quando comparado, uma vez mais, com os dois primeiros furos.

O Quadro 3.4 contém os valores dos coeficientes de vazão globais médios para cada gama de pressões, para dois furos de 4 mm cada, na primeira situação 60 cm antes do inicial e na segunda 60 cm depois, e para os três furos em simultâneo. Uma vez mais, fez-se os cálculos considerando a perda de carga até ao centro dos orifícios, no entanto, os resultados obtidos, considerando e não considerando a perda de carga não apresentavam diferenças significativas nas primeiras casas decimais.

Quadro 3.4 – Coeficientes de vazão globais para dois furos (em duas posições) e três furos.

<b>Pressão (m c.a.)</b>	<b>60 cm antes</b>	<b>60 cm depois</b>	<b>3 furos</b>
<b>20</b>	0.62	0.59	0.59
<b>30</b>	0.61	0.58	0.59
<b>40</b>	0.61	0.56	0.60

Da análise dos resultados, verifica-se que os coeficientes globais obtidos para os dois furos em qualquer posição são aproximadamente 0.6, do que se conclui que a posição do furo não tem influência sobre o valor do coeficiente de vazão. Os três furos apresentam um coeficiente global quase constante com a variação da pressão dentro da gama referida na bibliografia como mais usual.

### **3.7.3 Coeficientes de vazão de fendas**

Como já referido os trabalhos laboratoriais realizados com a simulação de fendas de 3 e 4 cm tinham como objetivo determinar os coeficientes de vazão e o expoente da relação entre o caudal escoado pela fenda e a pressão (equação 13). Os resultados obtidos, por meio de uma regressão potencial encontram-se no Quadro 3.5.

Quadro 3.5 – Coeficiente de vazão e expoente para as fendas de 3 e 4 cm.

<b>Comprimento da fenda (cm)</b>	<b><math>C_k</math></b>	<b><math>\alpha</math></b>
<b>3</b>	0.0055	1.131
<b>4</b>	0.0342	0.917

Verifica-se que os valores dos expoentes encontrados se situam na gama de pressões admissível como consta no capítulo 2, isto é, entre 0.5 e 2.5. No entanto, dada a falta de conhecimento sobre estes parâmetros, não existe um meio de comparação claro, tornando difícil avaliar os valores encontrados. Por conseguinte, o que se fez foi fixar, em primeiro lugar, o valor de  $\alpha$ , em 0.9 e determinar o  $C_k$  para cada furo e para cada gama de pressões. Importa referir que foi arbitrado o valor de 0.9 por se considerar ser este um expoente próximo do cenário que se estaria a tentar simular. Os resultados obtidos para o  $C_k$ , de ambas as fendas constam do Quadro 3.6.

Quadro 3.6 – Valores para os coeficientes de vazão com  $\alpha=0.9$ .

<b>Pressão (m c.a.)</b>	<b>Comprimento da fenda (cm)</b>	
	<b>3</b>	<b>4</b>
<b>20</b>	0.0108	0.0359
<b>30</b>	0.0126	0.0372
<b>40</b>	0.0125	0.0357

Seguidamente fixaram-se uma gama de valores de  $C_k$ , divididos pelo comprimento da fenda elevado ao expoente,  $\beta = 1.5846$ , referido na subsecção 3.7.4 e determinaram-se os valores de  $\alpha$  para cada um dos valores de  $C_k$ . Os resultados obtidos constam dos Quadros Quadro 3.7 e Quadro 3.8, para as fendas de 3 e 4 cm, respetivamente. Verifica-se pela análise dos resultados que os valores de  $\alpha_k$  obtidos estão aproximadamente dentro da gama dos valores referidos na bibliografia.

Quadro 3.7 – Valores de  $\alpha$  para valores de  $C_k/L^\beta$  fixos, para a fenda de 3 cm.

Pressão/ $C_k$	0.001	0.002	0.003	0.004	0.005	0.006	0.007	0.008	0.009	0.010	0.011
40 m c.a.	1.99	1.97	1.95	1.93	1.91	1.99	1.97	1.95	1.93	1.91	1.90
30 m c.a.	2.08	2.06	2.04	2.02	2.01	2.08	2.06	2.04	2.02	2.01	1.99
20 m c.a.	2.18	2.16	2.14	2.11	2.09	2.18	2.16	2.14	2.11	2.09	2.07

Quadro 3.8 - Valores de  $\alpha$  para valores de  $C_k/L^\beta$  fixos, para a fenda de 4 cm.

Pressão/ $C_k$	0.0013	0.0014	0.0015	0.0016	0.0017	0.0018	0.0019	0.0020	0.0021	0.0022	0.0023
40 m c.a.	2.40	2.38	2.36	2.34	2.32	2.31	2.29	2.28	2.27	2.25	2.24
30 m c.a.	2.53	2.50	2.48	2.47	2.45	2.43	2.42	2.40	2.39	2.37	2.36
20 m c.a.	2.74	2.72	2.69	2.67	2.65	2.63	2.61	2.59	2.58	2.56	2.55

### 3.7.4 Coeficientes de vazão de fugas e roturas reais

Como se referiu na secção 3.6 do conjunto apresentado apenas foi ensaiada uma conduta que continha uma fenda com 8.5 cm. Os resultados do coeficiente de vazão, bem como, do expoente encontram-se no Quadro 3.9.

Quadro 3.9 – Coeficiente de vazão e expoente para uma fenda real com 8.5 cm.

$C_k$	$\alpha$
0.0409	0.7876

Como foi mencionado, os coeficientes de vazão, desta forma determinados, não são verdadeiramente os coeficientes de vazão das fendas, mas sim, o coeficiente de vazão afetado do comprimento da mesma. Por essa razão, o que se fez foi determinar o coeficiente de vazão genérico para materiais plásticos. Para tal, recorreu-se para além do coeficiente obtido para esta fenda, aos dois obtidos para fendas de 3 e 4 cm. Com os coeficientes de vazão obtidos e o comprimento de cada fenda, foi feita uma regressão potencial para determinar os valores de  $C'_k$  e  $\beta$ , que contam do Quadro 3.10.

Quadro 3.10 – Valores do coeficiente de vazão genérico para fendas em matérias plásticas e do expoente,  $\beta$ .

$C'_k$	$\beta$
0.0017	1.5846

## 4 MODELAÇÃO MATEMÁTICA

### 4.1 Introdução

A modelação matemática de sistemas hidráulicos é uma ferramenta que se tem vindo a mostrar cada vez mais relevante, para que as Entidades Gestoras possam fazer o estudo do comportamento da rede face a determinados cenários. No entanto, a maioria dos modelos disponíveis para efetuar simulações hidráulicas apenas o faz da perspetiva em que os consumos são considerados fixos e constantes, não dependendo da pressão de serviço. Contudo, como se concluiu a partir da revisão bibliográfica, sabe-se que na realidade os consumos dependem da pressão disponível na rede. O mesmo problema é verificado com a modelação matemática das fugas, para as quais se sabe, que entre muitos parâmetros, a pressão é um fator determinante para a variação do caudal escoado a partir da fuga.

O presente capítulo destina-se a estudar as diferenças entre uma simulação *demand-driven* e *pressure-driven* para diferentes cenários e para três redes distintas. Para tal, recorreu-se a uma extensão do software EPANET, o WaterNetGen, que é capaz de realizar os dois tipos de simulação.

### 4.2 WaterNetGen

O EPANET é um programa computacional utilizado para realizar simulações estáticas e dinâmicas do comportamento hidráulico e da qualidade da água de um sistema de abastecimento em pressão (Rossman, 2002). No entanto, este programa apenas permite efetuar simulações considerando uma análise *demand-driven*. Nesse sentido, Muranho *et al.* (2014) desenvolveram uma extensão, WaterNetGen, na qual foi alterado o editor de consumos permitindo que as categorias de consumos passassem a ser definidas como *demand-driven* ou *pressure-driven*, sendo que, neste último caso, é necessário indicar os parâmetros que caracterizam a relação pressão-consumo. A principal vantagem do WaterNetGen reside no facto de este programa poder, com a mesma rede, simular ambas as abordagens (DDA e PDA).

As redes são desenhadas diretamente no programa. Após inseridas as condutas da rede é possível por meio de um catálogo (que deve ser previamente carregado no programa) do qual constam todos os diâmetros comerciais, as características das condutas e o preço, selecionar o tipo de material de cada conduta. Posteriormente, é necessário definir as características dos reservatórios e dos nós, como por exemplo a elevação e o número de pisos acima do solo.

Antes de efetuar o dimensionamento da rede é necessário carregar os consumos. Os consumos podem ser atribuídos diretamente a cada nó, e/ou pode ser definida uma população com uma determinada capitação que a rede deve abastecer. Neste último caso, o programa considera que os habitantes estão uniformemente distribuídos por todas as condutas da rede. Por forma, a considerar os consumos nos nós e não nas condutas, o programa atribui metade do consumo de cada conduta a cada nó extremidade. É ainda possível considerar uma determinada percentagem do valor do consumo total para representar o volume de fugas. Importa referir que as fugas assim definidas são tratadas como um mero consumo. Após, esta fase está-se em condições de realizar o dimensionamento da rede.

O dimensionamento pode ser realizado por meio de heurísticas simples ou usando o *Simulated Annealing*. Neste trabalho apenas foram usados métodos de dimensionamento baseados em heurísticas simples. Este método envolve essencialmente três etapas a preparação do dimensionamento, atribuição de diâmetros iniciais, e a determinação da solução inicial. Para além disto, o programa impõe ainda que as soluções encontradas devem obedecer às disposições regulamentares definidas no Decreto-Regulamentar nº23/25, de 23 de agosto – Artigo 21º, no que respeita a velocidade máxima (equação 15) e à pressão mínima (equação 16).

$$V=0.127 \times D^{0.4} \quad (15)$$

Em que,  $V$  é a velocidade limite (m/s) e  $D$  o diâmetro interno da conduta.

$$H=100+40 n \quad (16)$$

Na qual  $H$  é a pressão mínima (kPa) e  $n$  o número de pisos acima do solo.

Nesta fase, estão introduzidos todos os dados necessários para executar uma simulação estática. No entanto, se o objetivo for realizar uma simulação dinâmica é ainda necessário definir o período e o passo de tempo (sendo o mais usual de 1 h) e criar um Padrão Temporal para representar a variação dos consumos ao longo do período a simular.

A grande diferença entre o WaterNetGen e o EPANET reside no tipo de simulação a efetuar. Enquanto que, como referido, no EPANET apenas é possível efetuar uma simulação em que os consumos são fixos, no WaterNetGen, para além desta possibilidade, existe ainda outra que considera que os consumos podem depender da pressão. No entanto, para que se possa

realizar uma simulação PDA é ainda necessário definir qual a pressão mínima e qual a pressão de referência para se satisfazerem os consumos. E, posteriormente, definir quais os consumos dependentes da pressão.

Os consumos dependentes da pressão são calculados pela equação (7), e o valor de  $\alpha$ , é definido internamente como 0.5. Quando não existe pressão suficiente para satisfazer todos os consumos, o programa vai calcular qual o caudal que é possível fornecer com a pressão disponível. Quando se atinge a pressão mínima, o programa não satisfaz nenhum consumo.

O EPANET considera a possibilidade de se representarem as fugas como emissores definidos para cada nó, em vez de se considerarem uma percentagem dos consumos. O caudal escoado por cada emissor,  $q$ , é calculado pela equação (17), em que  $C$  é o coeficiente de vazão,  $\gamma$  expoente do emissor e  $p$  a pressão.

$$q=C \times p^{\gamma} \quad (17)$$

O WaterNetGen continua a admitir esta possibilidade, no entanto, permite determinar as fugas de uma forma mais real, considerando-as ao nível das condutas e existindo, ainda, a possibilidade de as considerar do tipo *Background* ou do tipo *Burst*, sendo que o que o caudal escoado a partir destas é, como referido, calculado através da equação (8).

## 4.3 Estudo de caso 1 – rede simples

### 4.3.1 Dimensionamento

A rede da Figura 4.1 é constituída por 4 nós e 5 condutas, cada qual, com comprimento de 2000 m. Cada nó deve assegurar o abastecimento de água a edifícios com 4 andares acima do solo. O fornecimento de água à rede é assegurado a partir de um reservatório de nível fixo, isto é, um reservatório de elevadas dimensões, que possibilita que a altura de água do reservatório não varie significativamente durante o período simulado. Os nós encontram-se todos à cota de 20 m e a cota piezométrica do reservatório é de 70 m.

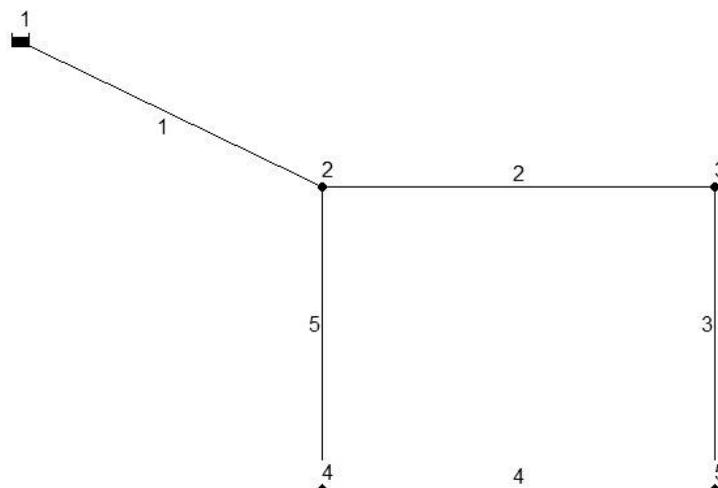


Figura 4.1 – Rede simples desenhada em WaterNetGen.

A rede destina-se a servir uma população com 3000 habitantes, com uma capitação considerada de 200 l/hab/dia. Foi considerado que os habitantes se encontravam uniformemente distribuídos.

O primeiro estudo realizado consistiu no dimensionamento da rede de acordo com as restrições impostas pelo RGSPPDADAR, que se encontram inseridas no WaterNetGen. Desta forma, são impostas restrições à velocidade máxima e à pressão de serviço mínima, bem como, é possível controlar as flutuações de pressão para não ultrapassem os 300 kPa regulamentares. O WaterNetGen determina a solução mais económica de acordo com o catálogo inserido e com o tipo de conduta especificado, que no caso, é PEAD PN 6.3 bar. A solução ótima encontrada para o dimensionamento da rede consta do Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Solução de dimensionamento.

Condutas (PEAD- PN 6,3)	Comprimento	Diâmetro interno	Diâmetro comercial
	m	mm	mm
1	2000	180.8	200.0
2	2000	126.6	140.0
3	2000	81.4	90.0
4	2000	81.4	90.0
5	2000	113.0	125.0

Os resultados obtidos são passíveis de suscitar alguma desconfiança uma vez que, sendo a rede simétrica também seria de esperar que a distribuição dos diâmetros assim o fosse. No entanto, a conduta 5 apresenta um diâmetro de 125 mm e a conduta 2 um diâmetro de 140 mm. Assim, o que se fez foi averiguar os resultados obtidos considerando, desta feita, que todos os nós da rede deviam abastecer edifícios com apenas um andar acima do solo. Os resultados obtidos constam do Quadro 4.2.

Quadro 4.2 – Solução de dimensionamento com edifícios com 1 piso acima do solo.

Conduções (PEAD- PN 6,3)	Comprimento	Diâmetro interno	Diâmetro comercial
	m	mm	mm
1	2000	180.8	200.0
2	2000	113.0	125.0
3	2000	81.4	90.0
4	2000	81.4	90.0
5	2000	113.0	125.0

Verifica-se que nesta situação o dimensionamento da rede é simétrico. Daqui se conclui que a imposição da restrição de pressão mínima regulamentar, que no caso em que apenas existem edifícios com um andar corresponde a 14.3 m c.a. e no caso de edifícios com 4 andares corresponde a 26.5 m c.a., é a responsável pela inexistência de simetria na rede. Se se estudar mais atentamente o dimensionamento da rede em estudo (com edifícios com 4 andares) constata-se que, impondo a restrição da velocidade mínima, se verifica que a pressão no nó 5 atinge o valor mínimo de 26.3 m c.a.. Desta forma, visto que a diferença entre os valores é tão reduzida, o que acontece é que se torna mais económico aumentar apenas um dos diâmetros para o seguinte, no caso o da conduta 2, passando desta maneira a assegurar as pressões.

#### 4.3.2 Simulação para o dia de maior consumo

A rede já dimensionada foi testada fazendo uma simulação DDA, carregando a rede para o dia de maior consumo, considerando o diagrama da Figura 4.2 e como o exigido pelo regulamento 10% de fugas. Os resultados confirmaram que a rede nestas condições funcionava corretamente, respondendo às solicitações exigidas, isto é, fornecendo 990 m<sup>3</sup>, que correspondem à satisfação integral do consumo doméstico adicionado da parcela das fugas. A partir do gráfico da Figura 4.3 é possível confirmar que a pressão nos nós não atinge nem valores demasiado baixos nem demasiado elevados.

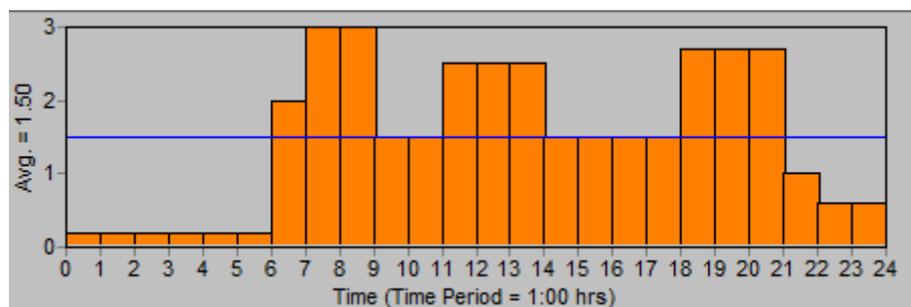


Figura 4.2 – Diagrama de Consumos.

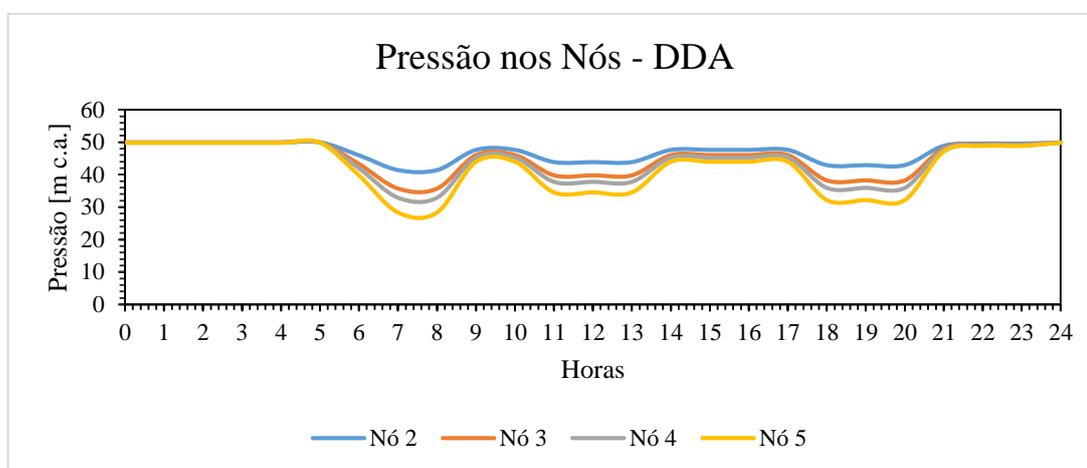


Figura 4.3 – Pressão nós para a simulação DDA.

Para comprovar que os resultados obtidos pela simulação *demand-driven* são satisfatórios efetuou-se uma simulação *pressure-driven* da rede na situação normal e obtiveram-se exatamente os mesmos resultados que na primeira simulação. Importa referir que as condições consideradas para efetuar a simulação PDA foram a pressão mínima igual a 0.0 kPa, e a pressão de referência igual à pressão mínima de serviço, ou seja, 26.531 m c.a.. Estas condições foram admitidas em todas as simulações PDA no subcapítulo 4.3.

A comparação entre ambas as simulações (DDA e PDA) é visível a partir do gráfico da Figura 4.4, na qual se encontra a variação do caudal que entra pela conduta 1 (conduta que abastece toda a rede) durante o dia. Como se pode observar as curvas são perfeitamente coincidentes.

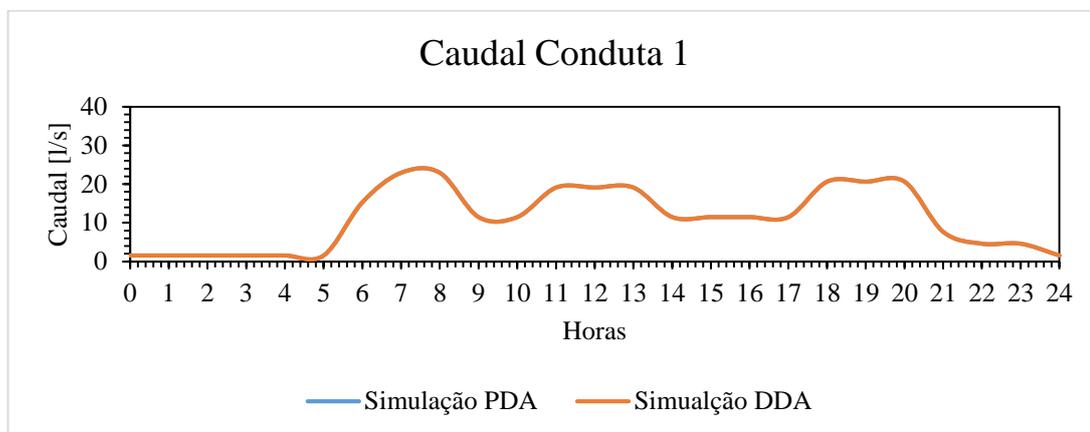


Figura 4.4 – Comparação entre os resultados obtidos pela simulação PDA e DDA.

#### 4.3.3 Comparação entre *demand-driven-analysis* e *pressure-driven-analysis*

Para que se possa compreender as diferenças em termos de resultados entre uma simulação em que os consumos são fixos e uma simulação em que os consumos são função da pressão disponível, utilizou-se a mesma rede, não considerando desta feita, as fugas mas apenas os consumos. Simularam-se vários cenários que consistiam na introdução de um caudal no nó 3 da rede durante 3h, que coincidiam exatamente com período de simulação em que a rede está mais sobrecarregada, ou seja, entre as 6h e as 9h da manhã.

A primeira simulação consistiu em retirar um caudal de 1 l/s no nó 3. Este cenário demonstrou que a simulação DDA conduzia a resultados corretos quando comparada com a simulação PDA, como é visível a partir do gráfico da Figura 4.5.

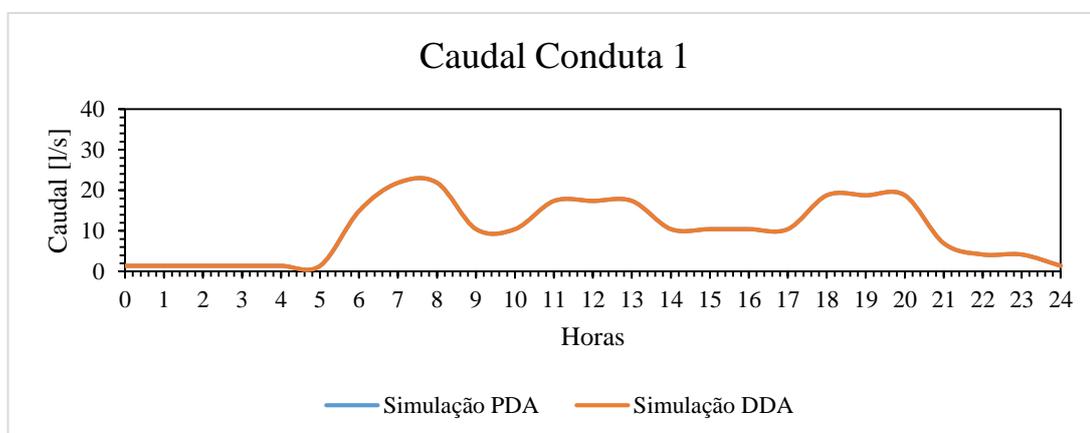


Figura 4.5 – Comparação entre os resultados obtidos pela simulação DDA e PDA para o caudal de 1 l/s no nó 3.

No entanto, assim que se aumentou o caudal de 1 l/s para 5 l/s verificou-se que a simulação DDA continuava a ser efetuada sem reportar quaisquer problemas, enquanto que, a simulação PDA informava que não existiam pressões suficientes para satisfazer os consumos na totalidade, apesar de apenas ficarem por satisfazer  $1.22 \text{ m}^3$ , em 24 horas, como consta do Quadro 4.3. Sendo a diferença mínima entre os resultados, graficamente, não é possível visualizar facilmente as diferenças, no entanto, o primeiro pico das curvas do gráfico da Figura 4.6 não é coincidente.

Quadro 4.3 – Volume necessário e volumes fornecidos para as simulações DDA e PDA para o caudal de 5 l/s no nó 3.

Volume Necessário ( $\text{m}^3$ )	Simulação DDA	Simulação PDA
	Volume Fornecido ( $\text{m}^3$ )	Volume Fornecido ( $\text{m}^3$ )
954.072	954.07	952.848

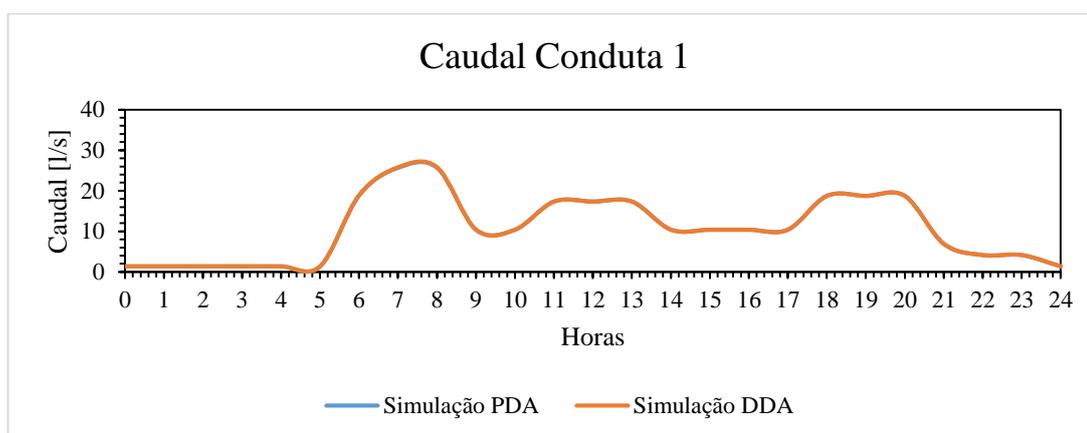


Figura 4.6 – Comparação entre os resultados obtidos pela simulação DDA e PDA para o caudal de 5 l/s no nó 3.

Na tentativa de tentar determinar sensivelmente a partir de que caudais a simulação DDA reportava problemas, foi-se aumentando sucessivamente o caudal solicitado no nó 3. Verificou-se que apenas para um caudal de 14 l/s a simulação DDA apresentava problemas, reportando que existiam pressões negativas na rede. Simulando o mesmo cenário, para a situação em que os consumos dependem da pressão, foi possível determinar, a partir dos resultados do Quadro 4.4, que nesta situação a rede fornecia menos  $45.4 \text{ m}^3$ , em 24 horas, do que o solicitado.

Quadro 4.4 – Volume necessário e volumes fornecidos para as simulações DDA e PDA para o caudal de 14 l/s no nó 3.

Volume Necessário (m <sup>3</sup> )	Simulação DDA	Simulação PDA
	Volume Fornecido (m <sup>3</sup> )	Volume Fornecido (m <sup>3</sup> )
1051.272	1051.27	1005.876

A comparação entre ambas as simulações pode, uma vez mais, ser visível a partir do gráfico da Figura 4.7, onde se observa claramente que os picos de ambas as curvas não se sobrepõem.

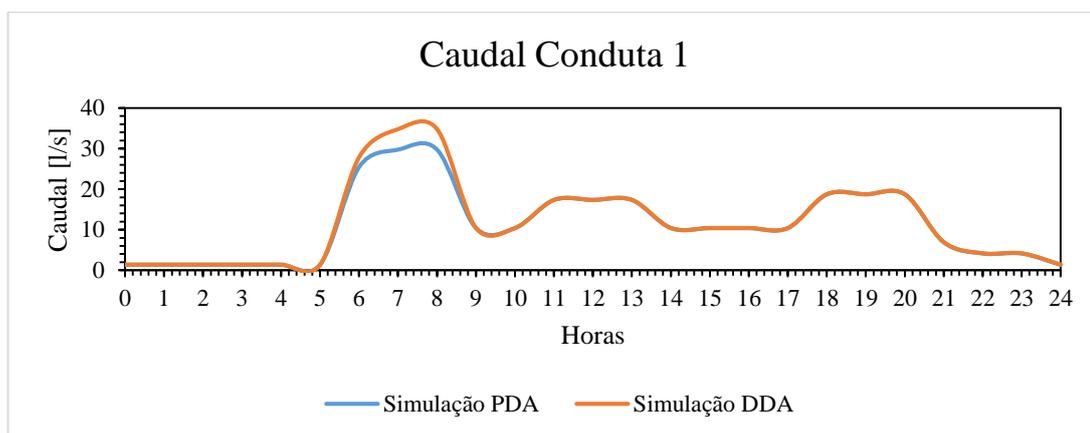


Figura 4.7 – Comparação entre os resultados obtidos pela simulação DDA e PDA para o caudal de 14 l/s no nó 3.

É de realçar que, apesar de para esta situação a simulação DDA reportar que existem pressões negativas, os resultados obtidos revelam que, ainda assim, são satisfeitos todos os consumos, o que em termos físicos facilmente se entende ser impossível.

Da análise feita é possível concluir que uma simulação DDA fornece resultados corretos para situações normais, isto é, em que as pressões disponíveis são suficientes para garantir os consumos, sendo uma boa solução a empregar neste tipo de cenários, já que, em termos matemáticos este tipo de simulação em comparação com uma simulação PDA pode ser muito mais fácil de resolver. No entanto, quando existem anomalias e situações na rede em que as pressões diminuem significativamente, de modo a não poderem ser garantidos os caudais requeridos, por exemplo, uma situação de incêndio, é determinante que a modelação e análise

se faça através de modelos *pressure-driven*, pois só estes fornecem resultados aceitáveis. Daqui se conclui a importância de ser possível o uso de modelos híbridos capazes de realizar os dois tipos de análise.

#### 4.3.4 Simulação com incêndio para o dia de maior consumo

A mesma rede, carregada com os consumos e 10% de fugas associados a esses consumos, foi testada para uma situação em que ocorre um incêndio no nó 3, entre 6h e as 9h da manhã. De acordo com o regulamento, o caudal que é necessário retirar da rede numa situação de incêndio deve ser 15 l/s para zonas de Grau 1. Este cenário foi simulado fazendo apenas uma análise *pressure-driven*, uma vez que, como o estudado na subsecção 4.2.2, a simulação DDA não fornece resultados aceitáveis para caudais tão elevados. A pressão mínima foi considerada 0.0 kPa, e a pressão de referência igual à pressão mínima de serviço, ou seja, 26.531 m c.a.. O expoente da relação pressão-consumo ( $\alpha$ ) tomou o valor de 0.5.

Fazendo a simulação para as 24h os resultados obtidos demonstram que existem pressões insuficientes às 6h, 7h e 8h da manhã. Os mesmos resultados são visíveis a partir do gráfico da Figura 4.8.

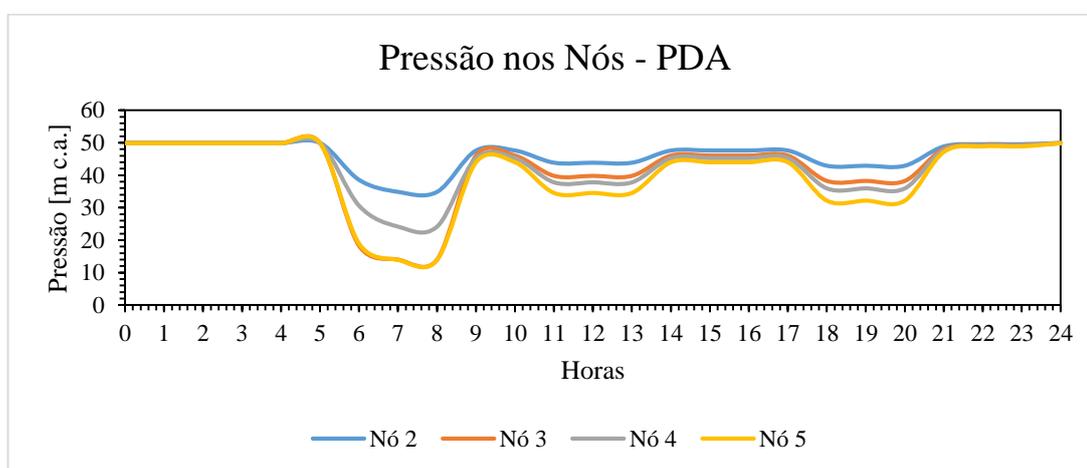


Figura 4.8 – Pressão nos nós para a simulação PDA na situação de incêndio no nó 3.

Contudo, e uma vez que, os consumos foram considerados como dependentes da pressão os resultados obtidos demonstram que a rede é capaz apenas de fornecer 1090 m<sup>3</sup>, em 24 horas, quando o necessário era 1152 m<sup>3</sup>, correspondendo a 62 m<sup>3</sup> o volume não satisfeito. O Quadro

4.5 contém os valores do caudal requerido e do caudal fornecido para cada nó durante o período de incêndio.

Quadro 4.5 – Caudal requerido e caudal fornecido para cada nó durante o período de incêndio.

Nós/horas	Caudal Requerido (l/s)			Caudal Fornecido (l/s)		
	6:00	7:00	8:00	6:00	7:00	8:00
2	6.1	9.2	9.2	6.1	9.2	9.2
3	<b>18.1</b>	<b>19.6</b>	<b>19.6</b>	<b>15.0</b>	<b>14.2</b>	<b>14.2</b>
4	3.1	4.6	4.6	3.1	<b>4.4</b>	<b>4.4</b>
5	<b>3.1</b>	<b>4.6</b>	<b>4.6</b>	<b>2.6</b>	<b>3.3</b>	<b>3.3</b>

Da análise do Quadro 4.5 verifica-se que não é satisfeito o consumo nos nós 3, 4 e 5 como seria de esperar.

Conclui-se que chegando a rede a esta situação não é possível retirar, no nó 3, sequer os 15 l/s necessários para apagar o incêndio, sendo portanto impensável que os consumos domésticos sejam totalmente satisfeitos, ao contrário dos resultados que se obteriam com uma simulação DDA. Esta análise, considerando os consumos dependentes da pressão, é portanto bastante mais representativa da realidade, do que uma análise em que os consumos são estáticos, não sendo possível avaliar corretamente a situação partindo deste tipo de análise.

#### 4.3.5 Inclusão de emissores

O EPANET possibilita, como foi referido inicialmente, a simulação das fugas como emissores colocados nos nós da rede. Desta forma, o que se simulou foi, em vez de as fugas serem consideradas como 10% dos consumos, como definido no regulamento, considera-las como emissores colocados nos nós. Os valores dos coeficientes dos emissores de cada nó foram ajustados, para que se pudesse obter no final da simulação o volume correspondente aos 10% de fugas, ou seja, 90 m<sup>3</sup>. Os valores dos coeficientes atribuídos a cada um dos emissores colocados em cada nó constam do Quadro 4.6.

Quadro 4.6 – Coeficientes dos emissores para cada nó da rede.

Emissores dos Nós	Coeficientes
2	0.054
3	0.034
4	0.034
5	0.034

A introdução de um valor superior no nó 2 relativamente aos outros justifica-se pois as fugas como se sabe ocorrem ao nível das condutas, mas por simplificação está a considerar-se que o volume de água perdido é transferido metade para cada nó extremidade. O nó 2 faz a união de duas condutas da malha com a conduta 1 que liga o reservatório ao nó, e que portanto, apenas tem um nó extremidade. Desta forma, o nó 2 terá de como todos os outros receber metade do volume perdido pelas duas condutas da malha e todo o volume perdido pela conduta 1.

Os resultados obtidos para o caudal escoado, a partir de cada um dos nós, contam do gráfico da Figura 4.9.

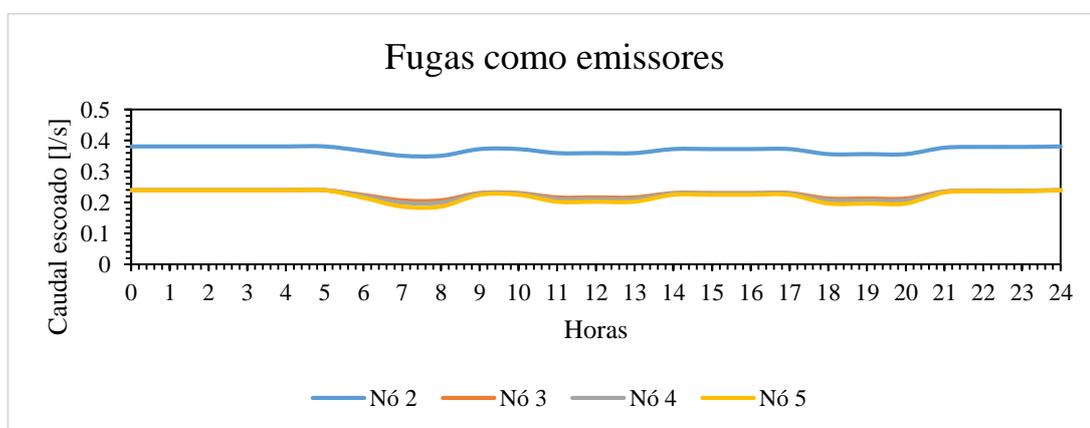


Figura 4.9 – Caudal perdido a partir de cada nó com emissor.

Esta é uma forma bastante mais realista de incluir as fugas na simulação, uma vez que, como se sabe as fugas dependem da pressão existente, aumentando o seu valor com o aumento da pressão. Esta situação não era assim representada se se considerasse as fugas como consumos, uma vez que, quando os consumos atingiam um pico as fugas também, o que não é de todo realista. Assim, quanto maiores forem os caudais solicitados menores serão os valores da fugas, já que, menor é a pressão no sistema. Este facto torna-se facilmente visível se se

comparar os picos do caudal entrado no sistema, Figura 4.10, com os mínimos das curvas do caudal escoado.

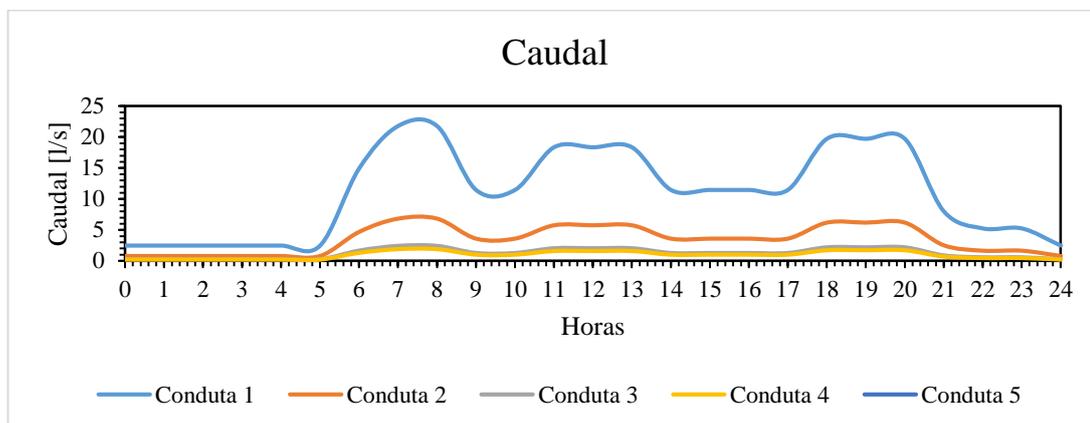


Figura 4.10 – Caudal em cada conduta.

#### 4.3.6 Simulação *pressure-driven* com inclusão de fugas

O WaterNetGen possibilita a inclusão das fugas de uma forma ainda mais realista, considerando-as ao nível das condutas. Foram introduzidas as fugas como *background*, já que são estas o tipo que mais frequentemente ocorre e que existem durante anos sem serem detetadas por serem extremamente difíceis de localizar e detetar. Os valores do coeficiente e do expoente (equação 8) foram ajustados para que o volume perdido coincidissem uma vez mais com os 10% referidos no regulamento, ou seja no caso, de forma a que, se retirassem 90 m<sup>3</sup>. Introduziu-se para coeficiente,  $\beta$ , o valor de  $10^{-7}$  e para o expoente,  $\alpha$ , 1.87.

Os resultados obtidos para o caudal escoado em cada conduta constam do gráfico da Figura 4.11.

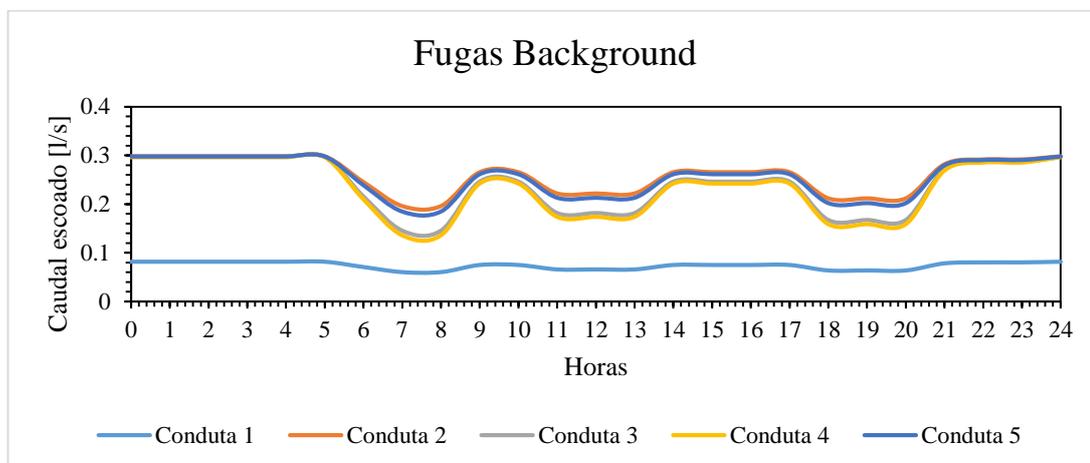


Figura 4.11 – Caudal escoado pelas fugas em cada conduta.

É facilmente visível a variação das fugas com a dos caudais que circulam em cada uma das condutas a partir do gráfico da Figura 4.12, que ilustra a azul a variação ao longo do dia do caudal que passa pela conduta 1 e a laranja o caudal escoado pelas fugas na mesma conduta.

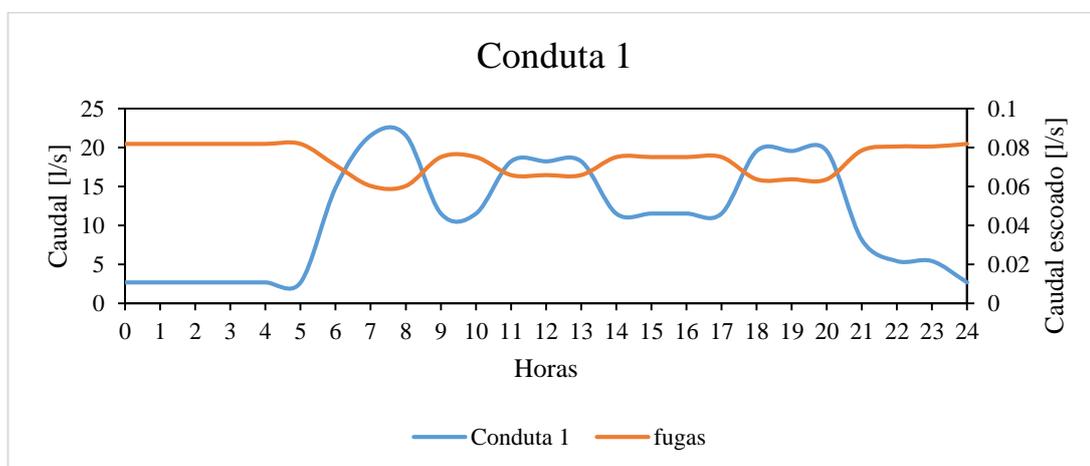


Figura 4.12 – Caudal vs. Fugas na conduta 1.

Esta forma de introduzir as fugas na simulação torna-se muito mais realista, já que, contrariamente à representação das fugas como emissores, é possível considerar a sua representação ao nível das condutas. Por outro lado, neste tipo de simulação as fugas e os consumos dependem da pressão, que é de facto o que acontece em termos físicos nas redes de abastecimento de água.

#### 4.4 Estudo de caso 2 - exemplo de Todini (2006)

A rede da Figura 4.13 é um exemplo desenhado por Todini (2006). É constituída por um reservatório de nível fixo, 12 nós e 17 condutas de ferro fundido, todas com um comprimento de 500 m e rugosidade, de Hazen-Williams,  $C = 130$ . As características das condutas e dos nós da rede encontram-se nos Quadros Quadro 4.7 e Quadro 4.8, respetivamente.

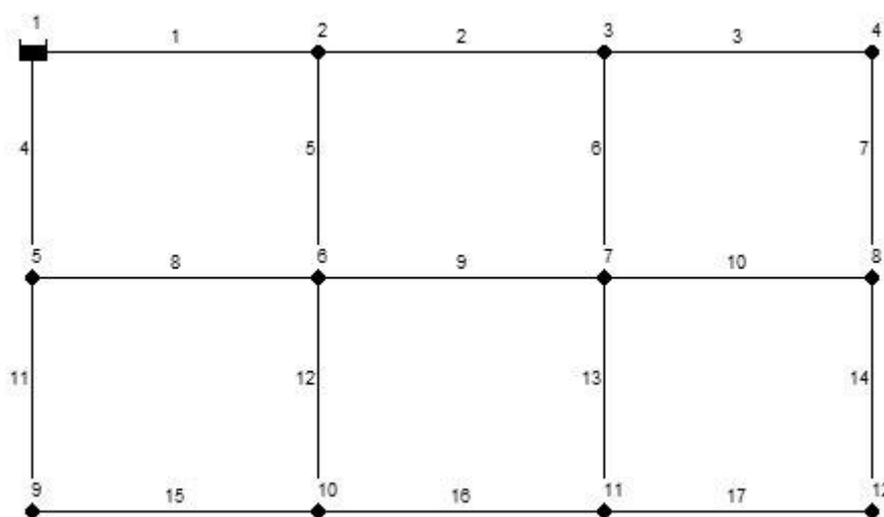


Figura 4.13 – Rede do exemplo de Todini (2006) em WaterNetGen.

As características das condutas e dos nós da rede encontram-se nos Quadros Quadro 4.7 e Quadro 4.8, respetivamente.

Quadro 4.7 – Características das condutas da rede. Adaptado de Todini (2006).

<b>Conduta</b>	<b>Diâmetro (mm)</b>
<b>1</b>	250
<b>2</b>	200
<b>3</b>	150
<b>4</b>	250
<b>5</b>	200
<b>6</b>	150
<b>7</b>	100
<b>8</b>	200
<b>9</b>	150
<b>10</b>	100
<b>11</b>	200
<b>12</b>	150
<b>13</b>	100
<b>14</b>	100
<b>15</b>	150
<b>16</b>	100
<b>17</b>	100

Quadro 4.8 – Características dos nós da rede. Adaptado de Todini (2006).

<b>Nó</b>	<b>Consumo (l/s)</b>	<b>Elevação (m)</b>
<b>1</b>	-410	140
<b>2</b>	50	90
<b>3</b>	20	80
<b>4</b>	40	85
<b>5</b>	50	90
<b>6</b>	50	85
<b>7</b>	50	85
<b>8</b>	10	90
<b>9</b>	40	85
<b>10</b>	50	80
<b>11</b>	40	90
<b>12</b>	10	100

Todini (2006) simulou a rede com a introdução de reservatórios artificiais, obtendo os resultados que constam do Quadro 4.9.

Quadro 4.9 – Resultados com a introdução de reservatórios artificiais. Adaptado de Todini (2006).

Nós	Consumo (l/s)	Pressão (m c.a.)
<b>2</b>	50.00	33.41
<b>3</b>	20.00	25.95
<b>4</b>	40.00	4.78
<b>5</b>	50.00	35.53
<b>6</b>	50.00	30.09
<b>7</b>	50.00	12.54
<b>8</b>	7.54	<b>0.00</b>
<b>9</b>	40.00	28.61
<b>10</b>	50.00	23.56
<b>11</b>	20.95	<b>0.00</b>
<b>12</b>	0.00	<b>-9.98</b>
<b>Reservatório</b>	-378.49	10.00

#### 4.4.1 Simulação DDA

Fazendo uma simulação estática usando a abordagem *demand-driven*, obtém-se os resultados que constam do Quadro 4.10. A simulação realizada trata-se apenas de um equilíbrio hidráulico efetuado para um determinado instante da rede.

Quadro 4.10 – Resultados obtidos para a simulação DDA.

Nós	Consumo (l/s)	Pressão (m c.a.)
2	50.00	28.73
3	20.00	15.74
4	40.00	<b>-12.65</b>
5	50.00	32.21
6	50.00	24.19
7	50.00	<b>-0.94</b>
8	10.00	<b>-22.81</b>
9	40.00	23.54
10	50.00	14.93
11	40.00	<b>-33.86</b>
12	10.00	<b>-43.77</b>
<b>Reservatório</b>	-410.00	0.00

A simulação efetuada revela pressões negativas nos nós 4, 7, 8, 11 e 12, no entanto, os resultados obtidos indicam, erradamente, que o consumo é totalmente satisfeito, apesar de se saber que em termos reais, com este cenário, não é possível satisfazer integralmente os consumos.

#### 4.4.2 Inclusão de emissores

A rede foi simulada usando a abordagem *demand-driven*, mas considerando a introdução de emissores, com coeficiente igual a 150, nos nós 8, 11 e 12, por serem estes os que apresentavam na simulação anterior pressões mais negativas. Os resultados obtidos constam do Quadro 4.11. Contudo é possível observar que a simulação continua a fornecer valores errados, uma vez que, esta solução demonstra a entrada de -20.48 l/s pelo nó 12.

Quadro 4.11 – Resultados obtidos para inclusão de emissores nos nós 8, 11 e 12.

<b>Nós</b>	<b>Consumo (l/s)</b>	<b>Pressão (m c.a.)</b>
<b>2</b>	50.00	33.48
<b>3</b>	20.00	26.00
<b>4</b>	40.00	4.79
<b>5</b>	50.00	35.60
<b>6</b>	50.00	30.15
<b>7</b>	50.00	12.56
<b>8</b>	17.77	<b>0.00</b>
<b>9</b>	40.00	28.67
<b>10</b>	50.00	23.61
<b>11</b>	31.20	<b>0.00</b>
<b>12</b>	<b>-20.48</b>	<b>-0.04</b>
<b>Reservatório</b>	-378.49	0.00

#### 4.4.3 Simulação PDA

A rede da Figura 4.13 foi simulada considerando, desta feita, todos os consumos como variáveis dependentes da pressão. O valor do expoente,  $\alpha$ , da relação pressão-consumo (descrita pela equação 7) toma o valor de 0.5, como está definido intrinsecamente no WaterNetGen. A simulação foi realizada admitindo 0.0 kPa como pressão mínima e 0.1 kPa como pressão de referência. É ainda relevante referir que foi alterada a fórmula da pressão mínima em cada nó para 0.1, que por definição é considerado como variável em função do número de pisos, para corresponder às restrições impostas por Todini (2006). Os resultados obtidos constam no Quadro 4.12.

Quadro 4.12 – Resultados obtidos para a simulação PDA.

Nós	Consumo (l/s)	Pressão (m c.a.)
<b>2</b>	50.00	33.48
<b>3</b>	20.00	26.00
<b>4</b>	40.00	4.79
<b>5</b>	50.00	35.60
<b>6</b>	50.00	30.15
<b>7</b>	50.00	12.56
<b>8</b>	<b>7.43</b>	<b>0.01</b>
<b>9</b>	40.00	28.67
<b>10</b>	50.00	23.61
<b>11</b>	<b>21.05</b>	<b>0.00</b>
<b>12</b>	<b>0.00</b>	<b>-10.00</b>
<b>Reservatório</b>	-378.48	0.00

Os resultados revelam que no nó 12, como o valor da pressão desce abaixo do estabelecido como mínimo, não é possível satisfazer o consumo. Importa referir que se obtêm neste caso pressões negativas porque se tentou da melhor forma cumprir as condições estabelecidas por Todini (2006). O que se pretendeu demonstrar com este exemplo é que a ferramenta se comporta bem e fornece os resultados corretos em função das condições estabelecidas.

No caso do nó 11, se se aumentar a precisão o valor obtido para a pressão corresponde a 0.00277 m c.a. não existindo, portanto, pressão suficiente para satisfazer totalmente o consumo, mas sendo possível a satisfação parcial do mesmo. A mesma situação é verificada no nó 8, para o qual o valor da pressão se revela consideravelmente baixo.

#### 4.5 Estudo de caso 3 - rede sintética

A rede da Figura 4.14 trata-se de uma rede gerada automaticamente em WaterNetGen por Muranho (2012), constituída por 500 nós e 624 condutas. A rede é abastecida por dois reservatórios de nível fixo e serve uma população de 25 000 habitantes com uma capitação de 200 l/dia, dos quais, 50 l/dia são independentes da pressão e 150 l/dia são dependentes da pressão. Assim, como definido pelo RGSPDADAR, as perdas na rede deverão corresponder a 10% dos consumos. Os consumos independentes da pressão são distribuídos equitativamente pelos nós da rede e os consumos dependentes da pressão, bem como as perdas, são também atribuídos assumindo que os habitantes estão uniformemente distribuídos

ao longo das condutas. É igualmente assumido que, todos os edifícios que a rede em estudo se destina a abastecer têm apenas um piso acima do solo.

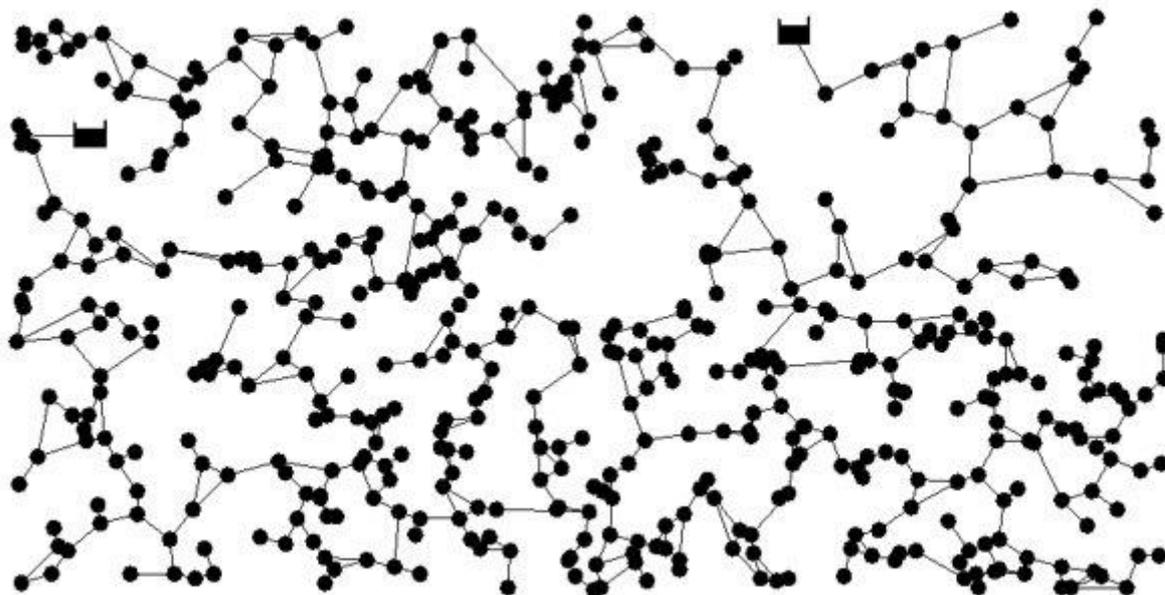


Figura 4.14 – Rede sintética gerada por Muranho (2012).

#### 4.5.1 Dimensionamento da rede

Foi realizado o dimensionamento da rede em estudo tendo por base os critérios definidos no regulamento e que estão intrinsecamente colocados no WaterNetGen, como já referido. Os resultados obtidos contam da Figura 4.15. Os diâmetros estão representados nas condutas e os consumos requeridos nos nós. Deve salientar-se que o dimensionamento obtido apresenta ligeiras diferenças do efetuado por Muranho (2012), sendo que tal facto se deve às atualizações realizadas no *software* que permitem conduzir a resultados de dimensionamento mais económicos.

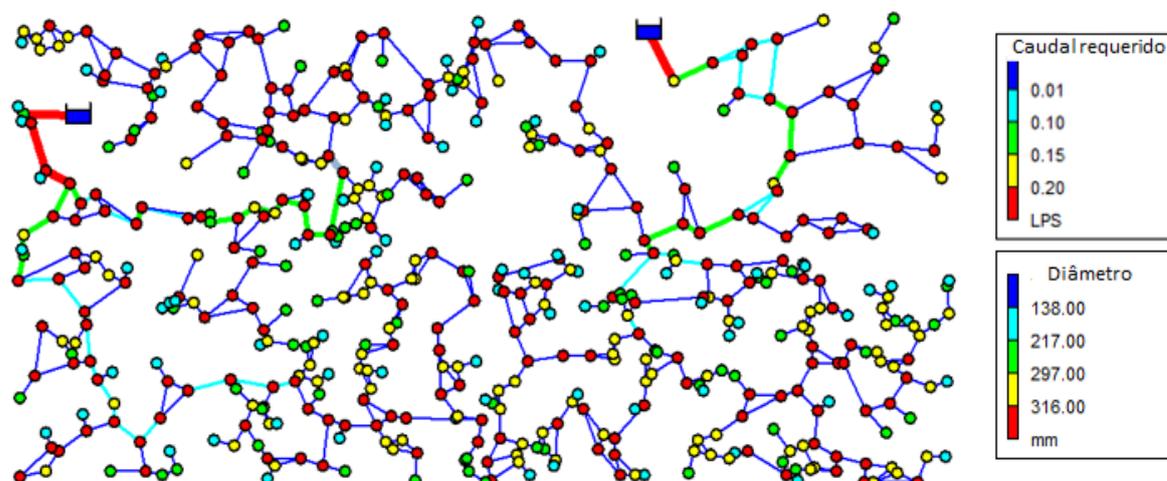


Figura 4.15 – Dimensionamento obtido e caudal requerido em cada nó.

#### 4.5.2 Cenário com todos os consumos dependentes da pressão

Posteriormente foi estudado o comportamento da rede no caso da conduta P 489 ser fechada. Este cenário pode representar a ocorrência de uma rotura de grandes dimensões nesta conduta. A simulação efetuada foi realizada considerando todos os consumos como dependentes da pressão, dado que, uma vez mais a simulação com os consumos fixos não apresentava resultados satisfatórios. Considerou-se a pressão mínima igual 0.0 m c.a., a pressão de referência igual à pressão mínima de serviço, ou seja, 14.276 m c.a., e o expoente da relação pressão-consumo ( $\alpha$ ) igual a 0.5.

Os resultados obtidos para a simulação constam da Figura 4.16, a qual contém a pressão representada a diferentes cores nos nós e a velocidade nas condutas.

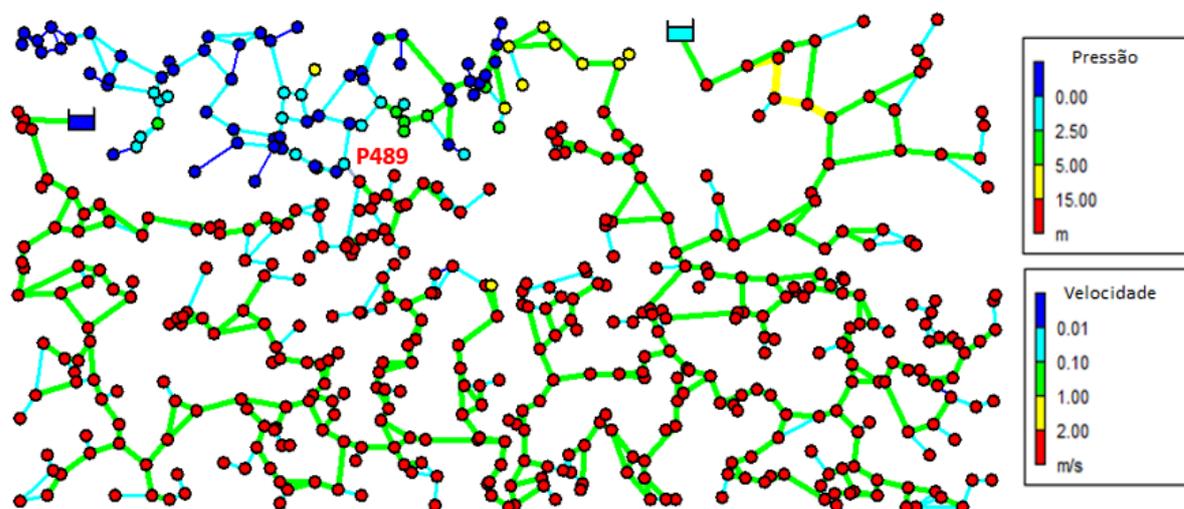


Figura 4.16 – Pressão e velocidades obtidas para a simulação PDA com a conduta P 489 fechada.

Constata-se que a parte superior esquerda (com os nós a azul) apresenta pressões iguais ou próximas da pressão mínima, não existindo por isso pressões suficientes para satisfazer a totalidade dos consumos requeridos nesses nós, como é perfeitamente visível na Figura 4.17, na qual os nós da parte superior esquerda se encontram a azul-escuro.

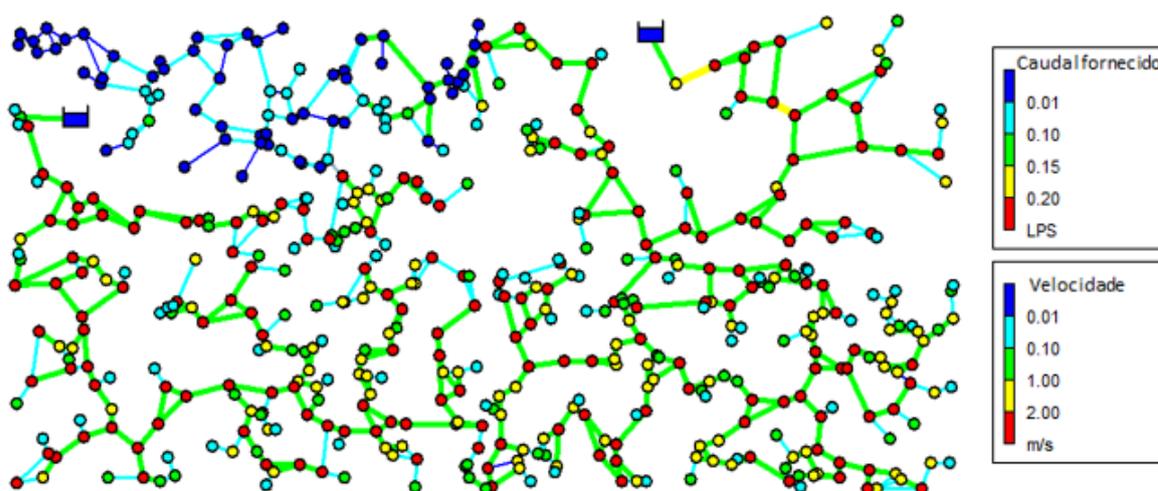


Figura 4.17 – Caudal fornecido e velocidades obtidas para a simulação PDA com a conduta P 489 fechada.

### 4.5.3 Cenário com consumos dependentes e independentes da pressão

Nesta simulação foi considerada a mesma situação da subsecção 4.5.2, ou seja, a conduta P 489 fechada, contudo os consumos nodais (50 l/dia) são considerados independentes da pressão, e os restantes consumos domésticos dependentes da pressão. Os resultados obtidos para a simulação encontram-se na Figura 4.18, onde a pressão está representada, uma vez mais, nos nós e as velocidades nas condutas.

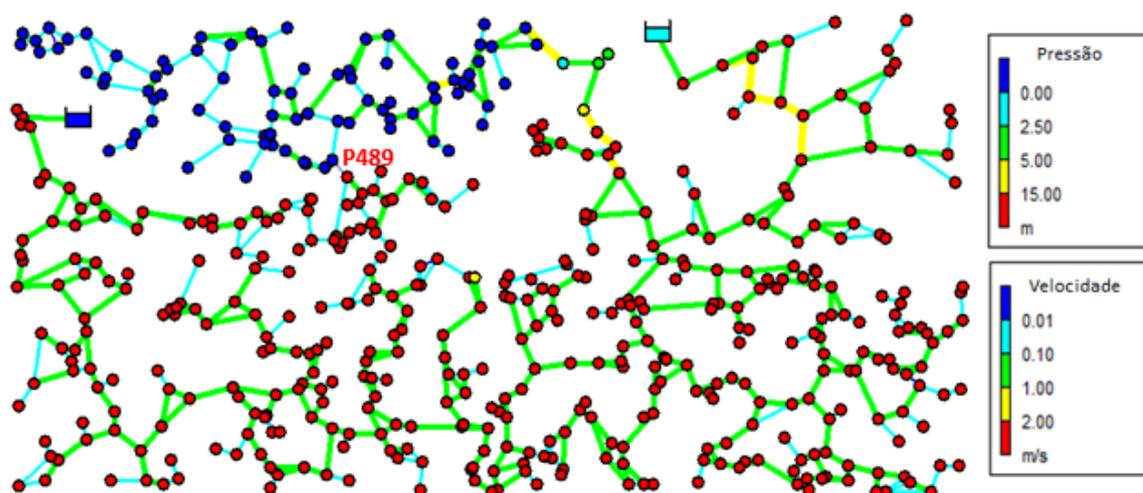


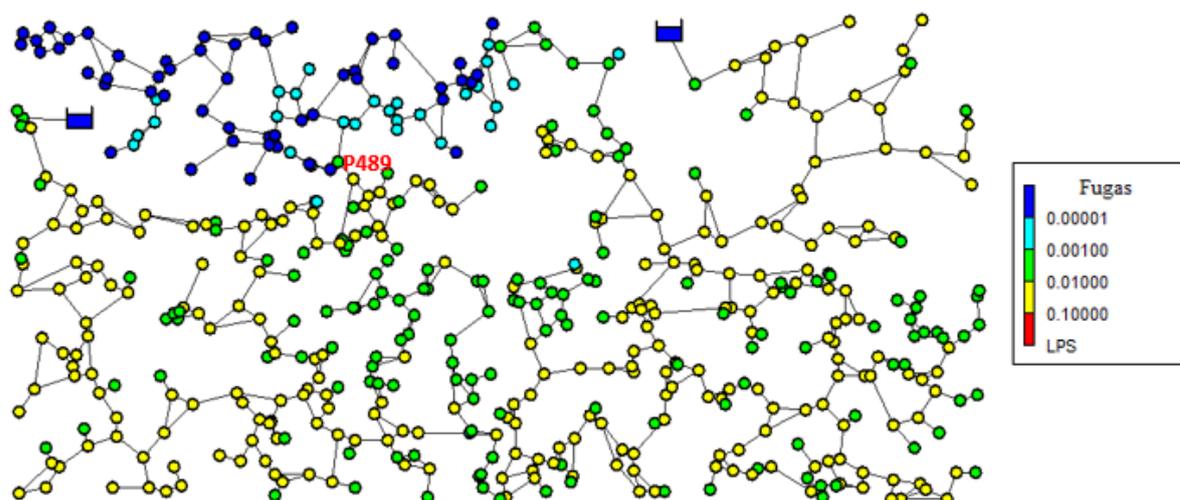
Figura 4.18 – Pressão e velocidades para o cenário com consumos dependentes e independentes da pressão.

Como se pode constatar a zona superior esquerda da rede apresenta agora mais nós com pressões próximas da pressão mínima (comparativamente com a rede da Figura 4.17) como seria de esperar, já que nesta simulação obriga-se ainda que com pressão insuficiente a satisfazer parte dos consumos (os independentes da pressão).

### 4.5.4 Fugas ao nível das condutas

Nesta simulação pretende-se considerar que as fugas deixam de ser representadas como uma percentagem dos consumos e passam a ser simuladas ao nível das condutas. As fugas foram consideradas uma vez mais do tipo *background* por ser este o tipo mais comum de fugas nos sistemas de abastecimento de água. Para que se pudesse obter um volume de fugas próximo dos 10% sugeridos pelo regulamento, ajustaram-se o valor do coeficiente,  $\beta_k$ , para  $10^{-7}$  e o expoente,  $\alpha_k$ , para 1.6699. Importa referir que o valor do expoente usado é diferente do referido por Muranho (2012) para que se pudesse obter um valor próximo de perdas de água.

Os resultados obtidos constam da Figura 4.19, onde as fugas se encontram representadas nos nós.



O total de fugas obtido para estes parâmetros foi de 5.75 l/s bastante próximo dos 10% iniciais que correspondiam a 5.79 l/s. Verifica-se que, como era de esperar, na parte superior esquerda, onde existe menos pressão, os valores obtidos para as fugas são os menores de toda a rede.

## 5 CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

### 5.1 Conclusões

O volume de água perdido nos sistemas de abastecimento constitui um grave problema em termos económicos, sociais e ambientais e com os quais as Entidades Gestoras se debatem. No presente trabalho foi efetuada uma desenvolvida pesquisa sobre as questões associadas ao combate às fugas e perdas em sistemas de abastecimento de água e, de algumas ferramentas de apoio a esse combate.

Um combate a fugas e perdas inicia-se com o cálculo do balanço hídrico, a partir do qual é possível determinar o volume de água perdido no sistema. Posteriormente, importa detetar a localização das fugas, que se pode realizar essencialmente por dois métodos, por meios de deteção físicos e por modelos matemáticos.

A partir do detalhado estudo bibliográfico realizado, detetou-se que existia uma falta de conhecimento concreto dos parâmetros que modelam matematicamente as fugas, nomeadamente dos coeficientes de vazão, dificultando a aplicação dos modelos de simulação hidráulica na função de apoio ao combate às fugas e perdas. Desta forma, os primeiros trabalhos consistiram em determinar experimentalmente os coeficientes de vazão para orifícios e fendas, com o intuito de validar os valores teóricos e/ou os que se referem na bibliografia. Os trabalhos laboratoriais foram realizados com recurso a uma instalação experimental construída para o estudo de fugas e perdas em sistemas pressurizados e para o estudo de afluências indevidas a sistemas de drenagem, no Laboratório de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Em primeiro lugar, foi simulado um único orifício cujo diâmetro se fez variar entre 1, 2 e 4 mm, na conduta em estudo de PEAD, com diâmetro interno de 53 mm. Os resultados obtidos para os orifícios demonstraram, de uma forma geral, que é extremamente difícil determinar com rigor os coeficientes de vazão para orifícios de diâmetros inferiores à espessura da parede da conduta. Para orifícios de maiores dimensões os resultados demonstraram concordância, tendo-se obtido um coeficiente de vazão de 0.6 para as três gamas de pressões ensaiadas (20, 30 40 m c.a.), que se encontra dentro da gama de pressão referida na bibliografia.

Uma fase seguinte consistiu em simular dois orifícios com diâmetro de 4 mm, em duas posições distintas. A partir dos resultados obtidos foi possível concluir que a posição dos furos não tem influência nos coeficientes de vazão globais. Seguidamente simularam-se 3 furos de 4 mm simultaneamente e verificou-se que o coeficiente global se mantinha constante para as gamas de pressões ensaiadas (20, 30 e 40 m c.a.) e aproximadamente igual ao valor obtido para o coeficiente de vazão de um orifício com diâmetro de 4 mm, ou seja, igual a 0.6. Tal verificou-se pelo facto de o troço de conduta ensaiada ser bastante curto e então se ter aquilo a que Levin designa por “obra curta”.

A terceira etapa de trabalhos laboratoriais envolveu a criação de duas fendas com 3 e com 4 cm, para as quais foram determinadas os valores dos coeficientes de vazão e do expoente da relação pressão-consumo. Os resultados obtidos para os coeficientes de vazão foram 0.0055 e 0.0342 e os expoentes foram 1.131 e 0.917, para as fendas de 3 e 4 cm, respetivamente.

No último conjunto de trabalhos laboratoriais ensaiou-se um troço de conduta que já havia feito parte de um sistema de distribuição de água e que continha uma fenda, na junção de duas partes de conduta, com 8.5 cm. Os resultados obtidos demonstraram concordância com os das duas fendas de 3 e 4 cm, tendo-se obtido um coeficiente de vazão de 0.0409 e um expoente de 0.7876.

A segunda parte da presente dissertação envolveu outro problema encontrado no estado da arte. A simulação hidráulica é uma ferramenta essencial para as Entidades Gestoras. No entanto, a maioria dos modelos simula as redes considerando os consumos independentes da pressão. Sabe-se porém que, na realidade os consumos dependem da pressão disponível, assim como as fugas. Com recurso ao programa WaterNetGen, uma extensão criada a partir do EPANET, com três exemplos de redes de água, foi possível comparar ambas as abordagens.

Através do exemplo da rede simples conclui-se que a simulação em que os consumos são independentes da pressão funciona corretamente, dando resultados aceitáveis, para situações normais de funcionamento da rede, isto é, para cenários em que a pressão disponível seja superior à pressão de referência, como se demonstrou no subcapítulo 4.3.2. Uma simulação DDA mostrou-se, portanto, uma ferramenta útil para situações normais da rede sendo uma boa escolha para aplicar nesses casos, já que envolve consideravelmente menos cálculo matemático do que uma simulação PDA. Contudo, para situações de anomalias em que a pressão diminui, apenas uma abordagem em que os consumos dependem da pressão dá bons resultados, como no caso de uma situação de incêndio na rede (subcapítulo 4.3.3) ou uma situação de uma grande rotura numa conduta, como se demonstrou através da rede sintética no subcapítulo 4.5.2. Desta forma, é extremamente útil que com a mesma rede se possam efetuar os dois tipos de simulações.

---

As fugas dependem de muitos parâmetros, entre os quais a pressão disponível. Podem, como se referiu, serem simuladas essencialmente através de três formas distintas, considerando-as como uma percentagem dos consumos, como emissores localizados nos nós da rede ou ao nível das condutas.

A primeira abordagem, admitindo as fugas como uma fração do consumo, demonstrou-se não ser de todo a melhor uma vez que, como referido no exemplo da rede sintética, tratando as fugas como um mero consumo, o que acontece em termos de simulação é que, quanto maiores os consumos maior o volume de água perdido. Sabe-se, porém, que em termos físicos, ocorre exatamente o oposto.

Considerar as fugas como emissores, torna-se, como se referiu no exemplo da rede sintética, um pouco mais realista, uma vez que desta forma as fugas dependem da pressão disponível e, quanto maiores os consumos menor o caudal escoado a partir destas. No entanto, os emissores são considerados nos nós e sabe-se que as fugas ocorrem normalmente nas condutas. Por outro lado, simular as fugas como emissores implica que se use uma abordagem orientada pelos consumos, pelo que pode conduzir a resultados errados como se demonstrou com o exemplo de Todini (2006), no subcapítulo 4.4.2.

Simular as fugas ao nível das condutas, como apenas é possível simular no WaterNetGen, fazendo uma análise orientada pela pressão, demonstrou-se ser a representação mais correta, como se verificou nos exemplos das redes simples e sintética, nos subcapítulos 4.3.5 e 4.5.4.

## **5.2 Sugestões para trabalhos futuros**

A par da realização deste trabalho foram surgindo alguns aspetos que se consideram interessantes explorar. Contudo, não foi possível, dada a escassez do tempo, explorar todos esses aspetos pelo que se pretende listá-los aqui, ainda que não de uma forma exaustiva.

1. Avaliar a influência da espessura da conduta em relação no coeficiente de vazão do orifício.
2. Estudar a influência da rigidez dos materiais no coeficiente de vazão de orifícios.
3. Determinar a variação da largura da fenda com a pressão, com o auxílio de extensómetros ou usando o ar como fluído em vez da água.
4. Estudar a influência da colocação de válvulas redutoras de pressão relativamente às fugas nos sistemas.
5. Introduzir valores determinados experimentalmente para os coeficientes de vazão em modelos numéricos computacionais.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Agência Portuguesa do Ambiente e Ministério da Agricultura, do Mar, do Ambiente e do Ordenamento do Território, “Programa Nacional para o Uso Eficiente da Água – Implementação 2012-2020”. Junho 2012
- Alegre, H., Coelho, S. T., Almeida, M., Vieira, P. (2005), “Guia Técnico 3: Controlo de perdas de água em sistemas públicos de adução e distribuição”. *Instituto Regulador de Águas e Resíduos (IRAR), Instituto da Água (INAG) e Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC)*.
- Canha, C. N. (2008), “O uso eficiente da água no sector urbano – Identificação de oportunidades e medidas nas entidades gestoras”. *Tese de mestrado*, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa (Portugal).
- Cardoso, A. N. A., Oliveira, F., Lacerda, F., & Martins, P. (2013), “Reduction of real water losses in Water Supply Systems : Pressure Optimization”. 77–89.
- Cassa, A. M. e Zyl, J. E. (2014), “Predicting the leakage exponents of elastically deforming cracks in pipes”. *Procedia Engineering*, 70, 302-310.
- Chaudhry, M. H., (2014), “Applied Hydraulic Transients” (3.<sup>th</sup> ed). *Springer*.
- De Paola, F., Giugni, M. (2012). “Leakages and pressure relation: An experimental research”. *Drinking Water Engineering and Science*, 5, 59 – 65.
- Delgado-Galván, X., Pérez-García, R., Izquierdo, J., & Mora-Rodríguez, J. (2010). “Ananalytic hierarchy process for assessing externalities in water leakage management”. *Mathematical and Computer Modelling*, 52, 1194–1202.
- ERSAR - Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos, “Água não faturada nos sistemas de abastecimento corresponde a 167 milhões de euros anuais. *Nota à imprensa*, 2 de novembro de 2013.
- Farley, M. (2001), “Leakage management and control”. World Health Organization.
-

- 
- Gomes, R. J. (2005), “Controlo de Perdas em Sistemas de Abastecimento de Água”. *Relatórios de estágio para a Ordem dos Engenheiros*, Instituto Politécnico de Leiria, Leiria (Portugal).
- Gomes, R. J. (2011), “Modelação matemática como ferramenta de gestão e exploração de sistemas de distribuição de água”. *Tese de doutoramento*, Universidade de Coimbra, Coimbra (Portugal).
- Gumier, C. C. e Junior, E. L. (2007), “Aplicação de modelo de simulação-optimização na gestão de perda de água em sistemas de abastecimento”. *Eng. sanit. ambient.*, 12, 32-41.
- Lencastre, A. (1996), “Hidráulica Geral”. *Gráfica de Coimbra, Lda*.
- Li, W., Ling, W., Liu, S., Zhao, J., Liu, R., Chen, Q., Qiang, Z. e Qu, J. (2011), “Development of systems for detection, early warning, and control of pipeline leakage in drinking water distribution: A case study”. *Journal of Environmental Sciences*, 23, 1816-1822.
- Marunga, A., Hoko, Z., e Kaseke, E. (2006). “Pressure management as a leakage reduction and water demand management tool: The case of the City of Mutare, Zimbabwe”. *Physics and Chemistry of the Earth*, 31, 15 -16.
- Miranda, S., Molari, L., Scalet, G., Ubertini, F. (2014), “A physically-based analytical relationship for practical prediction of leakage in longitudinally cracked pressurized pipes”. *Engineering Structures*, 79, 142-148.
- Morais, D. C. e Almeida, A. T. (2007), “Group decision-making for leakage management strategy of water network”. *Resources, Conservation and Recycling*, 52, 441-459.
- 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 (Portugal).
- Muranho, J., Ferreira, A., Sousa, J., Gomes, A., Sá Marques, A. (2014), “Pressure – Dependent Demand and Leakage Modeling With an EPANET Extension – WaterNetGen”. *Procedia Engineering*, 89, 632-639.
- Paola, F. De, Galdiero, E., Giugni, M., e Papa, R. (2014). *Preciding Engineering*.
- Puust, R., Kapelan, Z., Savic, D. a., & Koppel, T. (2010). “A review of methods for leakage management in pipe networks”. *Urban Water Journal*, 7, 25 -45.
-

- Quintela, A. C. (2011), “Hidráulica” (12ª ed.). *Fundação Calouste Gulbenkian*.
- 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. *Decreto-Lei n.º 207/94, de 6 de Agosto*.
- Rossman, L. A. (2002) “EPANET 2 Users Manual. *Water Supply and Water Resources Division, National Risk Management Research Laboratory*.
- Sá Marques, A., Sousa, J. (2011), “Hidráulica Urbana: Sistemas de Abastecimento de água e de Drenagem de Águas Residuais” (3.ª ed.). *Imprensa da Universidade de Coimbra*.
- Thornton, J. (2002), “Water Loss Control Manual”. *McGraw-Hill*.
- Thornton, J., Lambert, A. (2005). “Progress in practical prediction of pressure: leakage, pressure: burst frequency and pressure: consumption relationships”. In Leakage 2005, Specialized Conference Proceedings, IWA, 12-14 September, Halifax (Canada).
- Todini, E. (2006), “Towards realistic extended period simulations (EPS) in looped pipe networks”. *Proc., 8<sup>th</sup> Annual Int. Symp. On Water Distribution Systems Analysis*, (CD-ROM), ASCE, Reston, Va.
- Wu, Z. Y., Farley, M., Turtle, D., Kapelan, Z., Boxall, J., Mounce, S., Dahasahasra, S., Mulay, M. e Kleiner, Y. (2011), “Water Loss Reduction” (1.ª ed.). *Bentley Institute Press*.
- Zyl, J. E. (2014), “Theoretical Modeling of Pressure and Leakage in Water Distribution Systems”. *Procedia Engineering*, 89, 273-277.
- Zyl, J. E., Cassa, A. M. (2014), “Modeling elastically deforming leaks in water distribution pipes”. *Journal of Hydraulic Engineering*, 140, 182-189.