



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

Contribuição para a caracterização de leis de vazão de orifícios em condutas sob pressão: Análise laboratorial de fugas e perdas em sistemas sob pressão

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia do Ambiente na Especialidade de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente

Autor

Eliana Maria Ferreira da Silva

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

Chegada ao fim uma das fases mais importantes e gratificantes da minha vida, devo mencionar e agradecer a todos aqueles que fizeram parte deste percurso e que, de alguma forma, contribuíram para a realização deste trabalho.

Em primeiro lugar, agradeço aos orientadores, o Professor Doutor Alfeu Sá Marques e o Professor Doutor Nuno Eduardo Simões pelo tempo e sabedoria que dedicaram a esta dissertação.

Ao Laboratório de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra.

Ao Sr. Joaquim Cordeiro, por toda a paciência e pelo tempo disponibilizado.

À minha colega de trabalho e amiga, Andreia, pela amizade e pelos bons momentos passados.

Aos meus colegas de curso, principalmente, à Isabel que foi uma amiga sempre presente no meu percurso académico e na minha vida. E a todos os meus amigos,

Aos meus pais, António e Aldina, pelo amor e apoio incondicional. Sem eles, esta conquista não teria sido possível.

À minha irmã, Alexandra, pelo carinho e por ter acreditado sempre em mim.

Às minhas tias, Aida e Celeste, por estarem sempre presentes em todos os momentos, apoiando as minhas decisões e ajudando na sua concretização.

Ao Paulo, pelo conforto da sua presença.

RESUMO

A redução das fugas e perdas em sistemas de distribuição de água constitui um dos principais desafios para as Entidades Gestoras destes sistemas, não só devido à dimensão económica, social e ambiental do problema, mas também porque reflete a qualidade dos serviços prestados aos seus consumidores. Ainda que a minimização das perdas até valores nulos não represente uma alternativa economicamente viável ou tecnicamente possível, as Entidades Gestoras têm vindo a ser confrontadas com os elevados volumes de água perdidos ao longo dos sistemas de distribuição e com uma cada vez maior escassez dos recursos hídricos facilmente acessíveis. Neste contexto, uma forma eficaz de contribuir para a resolução do problema passa pela implementação de programas de deteção, localização e reparação de perdas resultantes de fugas, roturas e extravasamentos do sistema, ao nível das tubagens e das respetivas juntas que constituem o sistema de distribuição, com vista a atingir a sustentabilidade do sistema ao longo do tempo.

Sabendo que a quantidade de água escoada para o exterior das conduitas, em redes reais, através de uma fuga ou de uma rotura está diretamente relacionada com a pressão de serviço e o tipo de material que constitui a conduta, importa determinar experimentalmente um coeficiente que relacione estes dois parâmetros. Na presente dissertação será realizado um conjunto de trabalhos laboratoriais com o objetivo de determinar coeficientes de vazão mais adequados para as fugas e roturas mais correntes nos sistemas de abastecimento de água. Para tal, será realizado um trabalho laboratorial onde se consideram diferentes tipos de rotura (orifícios e fendas), para diferentes caudais e pressões de serviço, tendo sido ensaiados tubos recolhidos em sistemas nos quais ocorreram fugas reais.

Palavras-chave: gestão de pressões; modelação experimental; coeficientes de vazão de orifícios e fendas.

ABSTRACT

Reducing leaks in water distribution systems is one of the biggest challenges to the companies that manage these systems, not only due to the economic, social and environmental dimension of the problem, but also because it reflects the quality of the services offered to its clients. Taking these amounts to zero values does not represent an economic valid alternative and it is not technically possible, even though Water Companies have been facing the waste of large volumes of water in distribution systems and an increasing scarcity in accessible wild resources. In this context, an effective form of contributing to the resolution of the problem is the implementation of detection, locating and repairing of leaks, ruptures and overflows of the system, in pipes and couplings of the distribution system, towards the maintenance of the system through the years.

Knowing that the amount of wasted water in real networks through a leak or a rupture is directly related to the pressure of the service and the type of material in which the pipe is built in, it's important to have a stablished coefficient that connects these two parameters. This work presents laboratory works whose goal is to experimentally determine coefficients more adequate to frequent leaks and ruptures in water supply systems. Following this purpose, a laboratory work is done considering different types of rupture (holes and cracks) to different flows and services of pressure, using pipes collected in systems where real leaks occurred.

Keywords: pressure managing, experimental modelling, hole flow coefficient

ÍNDICE

1	Introdução.....	1
1.1	Enquadramento.....	1
1.2	Motivação e objetivos do trabalho	3
1.3	Organização do documento	4
2	Revisão Bibliográfica	5
2.1	Introdução.....	5
2.2	Fatores que influenciam as perdas de água.....	6
2.3	Métodos de avaliação de perdas	8
2.4	Soluções para Reduzir as Perdas de Água.....	9
2.4.1	Medidas de combate às perdas aparentes	10
2.4.2	Medidas de combate às perdas reais.....	11
2.5	Medição de Caudais	14
2.5.1	Métodos para medir caudais	15
2.6	Contadores de água e seus componentes	16
2.6.1	Contadores Volumétricos.....	17
2.6.2	Contadores de velocidade.....	18
2.6.3	Contadores conjugados.....	18
2.6.4	Contadores estáticos ou caudalímetros.....	19
2.7	Erros de precisão.....	23
2.8	Medição de pressões.....	24
2.8.1	Medição da pressão por manómetros comuns	24
2.8.2	Sensores de pressão.....	25
2.9	Caraterização de leis de vazão de orifícios em conduitas sob pressão.....	29
2.9.1	Introdução	29
2.9.2	Leis de Vazão	30
2.10	Simulação Matemática de Sistemas.....	33

2.11	Modelação experimental	35
3	Metodologia	40
3.1	Introdução	40
3.2	Instalação laboratorial.....	41
3.3	Testes de perda de carga	43
3.3.1	Perdas de carga contínuas	44
3.4	Ensaio preliminares	45
3.5	Determinação experimental dos coeficientes de vazão	47
3.5.1	Orifícios regulares	47
3.5.2	Fendas	51
4	análise de resultados.....	56
4.1	Perdas de carga contínuas	56
4.2	Determinação experimental dos coeficientes de vazão	57
4.2.1	Orifícios regulares	57
4.2.2	Fendas	61
5	Conclusões e trabalhos futuros.....	65
	Referências Bibliográficas	69

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Água doce disponível (Adaptado de Wu <i>et al.</i> , 2011).	1
Figura 1.2 – Política de desenvolvimento sustentável (adaptado de Wu <i>et al.</i> , 2011).	2
Figura 2.1 – Medida de combate às perdas aparentes (adaptado de Gomes, 2011).	11
Figura 2.2 - Medida de combate às perdas reais (adaptado de Gomes, 2011).	12
Figura 2.3 – Período de duração de uma fuga (adaptado de Gomes, 2011).	14
Figura 2.4 - Modularização da rede de distribuição e localização dos pontos de monitorização do caudal (adaptado de Farley, 2001).	15
Figura 2.5 – Componentes básicos de um contador de água (adaptado de Zyl, 2011).	17
Figura 2.6 – Secção transversal de um contador conjugado (adaptado de Zyl, 2011).	18
Figura 2.7 – Princípio de funcionamento de um contador ultrassónico de tempo de trânsito (adaptado de Zyl, 2011).	20
Figura 2.8 – Princípio de funcionamento de um contador ultrassónico de efeito de Doppler (Zyl, 2011).	22
Figura 2.9 – Mecanismo de um caudalímetro eletromagnético (adaptado de Zyl, 2011).	23
Figura 2.10 – Manómetro diferencial de coluna líquida: (a) tubo em U; (b) colunas de áreas diferentes.	26
Figura 2.11 - Relação entre as variações de pressão e o caudal de água perdido em conduitas com diferentes materiais.	32
Figura 2.12 – <i>Layout</i> da instalação experimental (trabalho laboratorial 1).	36
Figura 2.13 – <i>Layout</i> da instalação experimental (trabalho laboratorial 2).	38
2.14 – Orifícios com diferentes formas e tamanhos	39
Figura 3.1 – Instalação experimental.	41
Figura 3.2 – Caudalímetro de jusante.	42
Figura 3.3 – Grupo de bombas.	42
Figura 3.4 – Transdutor de pressão do tipo piezoelétrico.	43
Figura 3.5 – Conduitas ensaiadas experimentalmente: (a) Conduita de PEAD; (b) Conduita de ferro fundido	45
Figura 3.6 – Esquema da conduita onde se simulou um orifício de 1 mm.	47
Figura 3.7 – Esquema da conduita onde se simulou um orifício de 2 mm.	48
Figura 3.8 – Esquema da conduita onde se simulou um orifício de 4 mm.	49
Figura 3.9 – Esquema da conduita onde se simulou o 2º orifício a anteceder o primeiro.	49
Figura 3.10 – Esquema da conduita onde se simulou o 2º orifício a suceder o primeiro.	50
Figura 3.11 - Perda de carga contínua (2º orifício 60 cm antes do 1º).	50
Figura 3.12 - Perda de carga contínua (2º orifício 60 cm depois do 1º).	51

Figura 3.13 – Esquema da conduita onde se simularam 3 orifícios com 4 mm.	51
Figura 3.14 - Fuga que originou corrosão na tomada de água.	52
Figura 3.15 – Conduita em PVC com uma fenda.....	53
Figura 3.16 – Conduita em PVC com uma fenda de 8 cm.	53
Figura 3.17 – Fugas e roturas que resultaram de uma fenda na junção de duas conduitas	54
Figura 4.1 – Relação entre a pressão e o caudal perdido.	57
Figura 4.2 – Relação entre a espessura da conduita e os diâmetros dos orifícios.	58
Figura 4.3 – Caudal escoado por cada orifício.....	59
Figura 4.4 – Representação gráfica da perda de carga contínua.	60
Figura 4.5 - Relação entre a pressão e o caudal perdido através das fendas	61
Figura 4.6 - Parâmetros de vazão genéricos para materiais plásticos.	63

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Relação entre componentes do balanço hídrico [m^3/ano] (adaptado de Alegre <i>et al.</i> , 2005).	8
Quadro 2.2 – Parâmetros de vazão calculados no trabalho laboratorial 1.....	37
Quadro 4.1 - Valor de k obtido experimentalmente para a conduita de PEAD.....	56
Quadro 4.2 – Valores obtidos para o Cd	58
Quadro 4.3 – Coeficiente de vazão individual dos orifícios.	60
Quadro 4.4 – Influência da posição do 2º orifício no valor do Cd calculado.	61
Quadro 4.5 - Valores dos parâmetros.....	62
Quadro 4.6 - Valores de Ck para $\alpha = 0,9$	63
Quadro 4.7 – Valores do parâmetro αk para um valor de Ck fixo (fenda de 3 cm).....	64
Quadro 4.8 – Valores do parâmetro αk para um valor de Ck fixo (fenda de 3 cm).....	64

ABREVIATURAS

BABE – *Burst And Background Estimates*

CMN – *Caudal Mínimo Noturno*

DDA – *Demand-Driven Analysis*

EMP – *Erro Máximo Permitido*

f.e.m. – *Força Eletromotriz*

IWA – *Associação Internacional da Água*

PDA – *Pressure-Driven Analysis*

PEAD – *Polietileno de Alta Densidade*

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

rpm – *Rotações Por Minuto*

SSA – *Sistema de Abastecimento de Água*

ZMC – *Zona de Medição e Controlo*

SIMBOLOGIA

A – Área de secção transversal do orifício;

A_0 – Área inicial da rotura;

C – Coeficiente de vazão;

c – Velocidade de propagação do som;

C_d – Coeficiente de descarga do orifício;

D – Diâmetro da conduta (m);

f – Coeficiente de resistência ou de Darcy-Weisbach;

f_i – Frequência das ondas sonoras;

g – Aceleração da gravidade ($\approx 9.8 \text{ m/s}^2$);

H – Perda de carga de pressão entre os lados de montante e jusante do orifício;

h – Pressão (m);

J – Perda de carga unitária (m/m);

k – Rugosidade absoluta das paredes da conduta;

K – Fator de calibração (determinado experimentalmente);

L – Comprimento da conduta (m);

L – Comprimento da conduta (m);

m – Declive da reta que descreve a relação entre a área e a pressão;

N1 – Expoente de vazão;

P_f – Pressão final (após a variação da pressão);

P_i – Pressão inicial (antes da variação da pressão);

Q – Descarga através orifício;

Q_f – Caudal final (após a variação da pressão);

Q_i – Caudal inicial (antes da variação da pressão);

q_{\min} – Caudal mínimo requerido pelo contador;

q_p – Caudal permanente;

q_s – Caudal máximo de operação do contador;

q_t – Caudal de transição;

Re – Número de Reynolds;

V – Velocidade média do escoamento (m/s);

V_a – Valor que efetivamente atravessa o contador;

V_i – Valor indicado pelo contador;

Δf – Variação da frequência;

ΔH_c – Perda de carga contínua (m);

ε – Erro relativo;

v – Velocidade teórica (m/s).

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

A água é fundamental à sobrevivência do Homem e dos ecossistemas do nosso planeta. No entanto, as condições climáticas, geográficas e meteorológicas tornam a sua distribuição irregular, quer espacial, quer temporalmente. Ainda que a designação de “Planeta Azul” continue a ter sentido físico (devido à elevada proporção de água face à de terra), a água doce não é um recurso abundante em todo o mundo. Na realidade, cerca de 3% de toda a água existente no planeta é água doce, sendo que mais de 80% dessa ínfima percentagem se encontra aprisionada em glaciares e calotes de gelo, não constituindo um recurso que possa ser explorado. A partir da figura 1.1 podemos observar que apenas 0,5% de toda a água existente no planeta constitui, efetivamente, um recurso hídrico potencialmente disponível e que quase a totalidade dessa mesma água se encontra abaixo da superfície da terra, sob a forma de águas subterrâneas (Wu *et al.*, 2011).

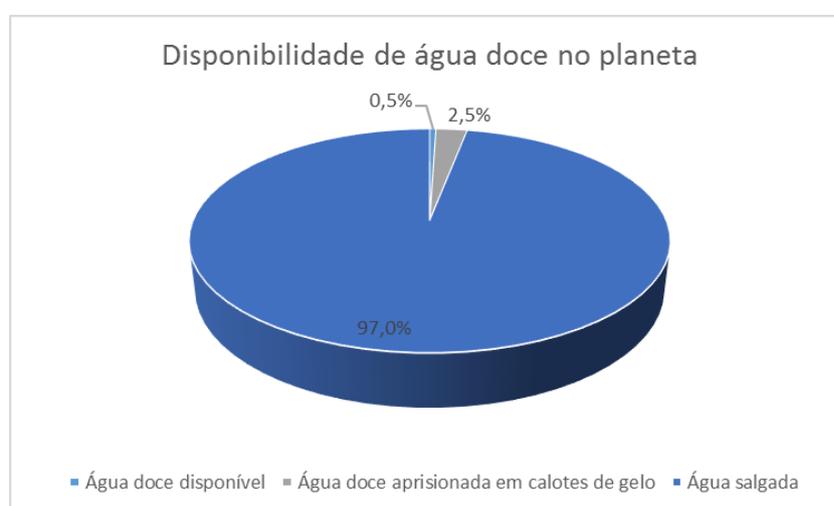


Figura 1.1 – Água doce disponível (Adaptado de Wu *et al.*, 2011).

Ainda que este recurso, em termos de volume, não tenha sofrido significativas variações ao longo do tempo, o crescimento industrial, o crescimento da população mundial e a alteração dos seus hábitos de consumo, constituem as principais causas apontadas para a sua variabilidade e utilização ineficaz do mesmo (Wu *et al.*, 2011). Neste contexto, revela-se imperativo um

planeamento adequado dos recursos hídricos potencialmente disponíveis e posterior utilização eficiente dos mesmos nos sistemas de abastecimento de água no setor urbano.

Uma das principais causas de ineficiência apontada por Thornton (2002) é o elevado número de perdas na rede e, segundo Delgado-Galván *et al.* (2010), a minimização das mesmas constitui um dos principais desafios para as Entidades Gestoras, uma vez que este é um problema que tem implicações diretas nos processos técnicos da rede e consequências económicas, sociais e ambientais. De facto, segundo dados fornecidos pela Associação Internacional da Água (IWA), 4 mil milhões de pessoas em todo o mundo não têm acesso a água potável e 2,5 mil milhões encontram-se privadas de serviços de saneamento adequado. Em Portugal, os números disponibilizados pela ERSAR, relativos a 2013, indicam que cerca de 35% da totalidade de água entrada no sistema, diz respeito à quantidade de água que não é faturada e que apresenta encargos na ordem dos 167 milhões €/ano para as Entidades Gestoras.

Reduzir as perdas de água, não só permite às Entidades Gestoras melhorar a qualidade do serviço prestado aos consumidores, como também contribui para que mais pessoas satisfaçam as suas necessidades de água potável. Além disso, assegura ainda a promoção da equidade entre consumidores ao atuar no sentido de identificar fontes de consumos ilegais. A identificação e eliminação de fontes de consumo não autorizados representa um impacto positivo nas contas das Entidade Gestoras, aumentando a sua disponibilidade económica para investir na infraestrutura, saneamento, etc. Por outro lado, a água injetada nos sistemas apresenta custos económicos e ambientais associados à captação, produção e distribuição e, por isso, o seu desaproveitamento constitui uma violação à política de desenvolvimento sustentável, ver figura 1.2. De acordo com Liang e Zhang (2011, citado por Vilanova *et al.*, 2015), o desenvolvimento e implementação de tecnologias de monitorização nos sistemas de distribuição de água contribui para o desenvolvimento sustentável porque permite às entidades gestoras detetar e reparar mais facilmente potenciais focos de fuga.

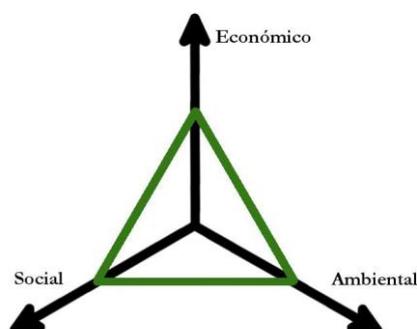


Figura 1.2 – Política de desenvolvimento sustentável (adaptado de Wu *et al.*, 2011).

1.2 Motivação e objetivos do trabalho

Segundo Thornton (2002), a disponibilidade de água doce tem-se apresentado ao longo do tempo como o principal fator para o crescimento e desenvolvimento da população mundial, ao responder às necessidades humanas de água potável e serviços de saneamento. No entanto, o nosso planeta enfrenta atualmente um problema de sustentabilidade, que resulta essencialmente das limitações físicas apresentadas por este em gerar novos recursos e em tratar os subprodutos resultantes da atividade humana.

A água, sendo um recurso renovável, não é exceção à regra já que, segundo dados disponibilizados pela IWA, estima-se que até 2030 a procura de água doce exceda a oferta em cerca de 40%. Esta expectativa coexiste ainda com uma outra realidade, incompatível com o desenvolvimento sustentável: mais de 32 mil milhões de metros cúbicos de água tratada é perdida anualmente nos sistemas de distribuição devido a fugas e perdas, de acordo com os dados fornecidos pelo World Bank. Assim, torna-se imperativo uma gestão eficiente dos recursos hídricos potencialmente exploráveis, bem como uma otimização dos sistemas de distribuição.

A contabilização convencional dos consumos de água em todo o mundo quantifica apenas o consumo direto, ou seja, os volumes de água que circulam nos sistemas de abastecimento e chegam até casa dos utilizadores. No entanto, no cálculo do consumo efetivo de água por pessoa deviam entrar todos os volumes de água afetos aos restantes usos para bens, produtos e serviços dos quais a sociedade faz uso, nomeadamente, agricultura, indústria, energia, etc. – água virtual – aumentando consideravelmente o consumo de água *per capita*.

O objetivo do trabalho consiste em determinar e validar experimentalmente os coeficientes de vazão de vários tipos de orifícios (roturas e fendas), sob diferentes condições, de maneira a identificar as leis de vazão mais adequadas para fugas e roturas, para que estas possam ser usadas na modelação computacional. Para tal, foi necessário realizar um conjunto de trabalhos e ensaios preliminares, com o objetivo de assegurar o bom funcionamento de uma instalação experimental que foi colocada em operação pela primeira vez.

1.3 Organização do documento

A presente dissertação divide-se em quatro capítulos. No primeiro capítulo é descrita a importância do problema estudado e a forma como este se enquadra no contexto económico, social e ambiental do país e do mundo. Neste capítulo fundamenta-se ainda a motivação que esteve na base da investigação nesta área e definem-se os principais objetivos.

No segundo capítulo é realizada uma pesquisa bibliográfica sobre o tema, onde se identifica claramente o que já foi realizado até ao momento sobre esta matéria, bem como o que ainda é passível de ser desenvolvido, de maneira a que seja possível identificar o contributo que pode ser dado nesta área científica.

O terceiro capítulo corresponde à concretização dos conhecimentos adquiridos no capítulo anterior, onde se apresenta a descrição da metodologia adotada na perspetiva de resolver o problema previamente identificado. Neste capítulo são descritos detalhadamente os trabalhos laboratoriais, principalmente no que respeita aos componentes necessários para a realização da experiência, bem como a caracterização do ambiente e de todos os passos de execução da mesma.

No quarto capítulo apresentam-se e analisam-se os resultados obtidos experimentalmente, comparando, quando possível, os valores experimentais com os que são referidos na literatura.

No último capítulo apresentam-se as principais conclusões dos resultados obtidos e faz-se uma breve referência a alguns aspetos que, no seguimento da presente dissertação, podem ser estudados em trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

No presente capítulo caracterizam-se as fugas e perdas em sistemas de distribuição de água e identificam-se os principais fatores que estão na origem da sua ocorrência. São ainda abordados os métodos mais utilizados para identificar a existência de perdas ao longo do sistema de distribuição e quantificar o volume de fugas e perdas. A presente revisão bibliográfica faz ainda referência às medidas de combate às perdas aparentes e reais, bem como descreve as principais soluções para reduzir estas últimas. A importância da medição dos caudais e das pressões, bem como os erros de precisão associados aos instrumentos mais frequentemente utilizados para esses fins também aqui são contemplados. A caracterização das leis de vazão de conduitas sob pressão, bem como a modelação matemática e experimental dos seus parâmetros também constituem os objetos de estudo desta revisão bibliográfica

2.1 Introdução

O consumo de água entrada num sistema pode ser dividido essencialmente em duas componentes, o consumo autorizado e as fugas e perdas. O *consumo autorizado* diz respeito ao volume de água que é fornecido aos consumidores registados, à Entidade Gestora ou a outros que estejam autorizados a fazê-lo para usos domésticos, comerciais ou industriais (Alegre *et al.*, 2005). As *perdas de água* resultam da diferença entre a quantidade de água que entra no sistema ou na parte da rede que está a ser estudada – *água entrada no sistema* – e o consumo autorizado (Canha, 2008). A existência de uma rotura ou fenda numa conduta permite que o caudal se escoe para o exterior (Deyi *et al.*, 2014). São inúmeras as razões que inviabilizam a estanquidade das conduitas e, por isso, em praticamente todos os sistemas de distribuição ocorrem perdas de água (Puust *et al.*, 2010). Por sua vez, estas podem ser divididas em duas componentes, as perdas de água reais e as perdas de água aparentes. As *perdas reais* correspondem às perdas físicas de água em sistemas sob pressão, ou seja, aos volumes de água dissipados através de juntas defeituosas, fissuras/roturas nas conduitas e extravasamentos de reservatórios, quer nas conduitas de adução e reservatórios, quer na própria rede de distribuição, antes de chegar ao consumidor final (Alegre *et al.*, 2005). As perdas reais dependem não só da pressão na rede, mas também das características dos materiais constituintes das conduitas, da frequência, do caudal perdido através da rotura, do tempo necessário para que a fuga seja notada e participada às autoridades competentes e da rapidez com que as mesmas dão resposta à

anomalia. Esta última depende em larga escala da política de deteção e reparação de fugas da Entidade Gestora. (Sá Marques e Sousa, 2011; Farley, 2001) As *perdas aparentes* dizem respeito às quantidades de água que, apesar de serem consumidas, deixam de ser contabilizadas, devido à ocorrência de algum tipo de erro. As causas mais frequentemente apontadas para este tipo de perdas prendem-se com imprecisões e erros de medição e consumos não autorizados, por exemplo, resultantes de furto ou uso ilegal (Wu *et al.*, 2011; Sá Marques e Sousa, 2011).

Em muitas situações, as fugas podem ocorrer durante um longo período de tempo sem serem detetadas e colocar em risco a integridade dos componentes do sistema, para além do evidente desaproveitamento da água na rede. O nível da fuga varia entre países e entre zonas do mesmo país, sendo que as maiores perdas estão associadas a roturas nas conduitas ou nas juntas, enquanto os menores volumes de água perdidos, geralmente, ocorrem nas ligações entre acessórios, por exemplo, um vedante mal aplicado entre componentes do sistema (Wu *et al.*, 2011).

2.2 Fatores que influenciam as perdas de água

Na literatura referem-se vários os fatores que podem influenciar as perdas de água (Gomes, 2011; Farley, 2001):

A. Pressão

Existe uma relação entre o volume de água perdido e a pressão de serviço do sistema. Quando a pressão aumenta, o caudal perdido através das conduitas, juntas e ligações anómalas também irá aumentar. Importa ainda referir que o tempo em que o sistema se encontra sob pressão e a dimensão do orifício são mais dois dos fatores que também influenciam o caudal escoado. Nos sistemas mais antigos, a variação da pressão tem ainda mais influência e o seu aumento, ainda que pouco significativo, pode dar origem a um grande número de perdas num espaço curto de tempo. Além disso, aumentos repentinos da pressão, causado por arranques bruscos de bombas ou válvulas que são abertas e fechadas muito rapidamente, podem provocar a danificação das conduitas e acessórios da rede, aumentando a probabilidade de fugas.

Por último, um aumento temporário da pressão do sistema pode facilitar a deteção e localização de fugas já que, com o aumento do caudal de água perdido pelo orifício, aumenta o nível de ruído produzido pela fuga, facilitando, por exemplo, o uso dos métodos sonoros. De uma forma geral, podemos admitir que uma diminuição da pressão pode reduzir a frequência com que perdas ocorrem e aumentar o conforto do utilizador.

B. Estado de conservação e idade das conduitas

Ao longo do dia é comum existirem flutuações de pressão, resultado das variações de consumo das populações. À medida que os sistemas envelhecem, os componentes da rede vão-se degradando e ficam mais sensíveis a estas flutuações e suscetíveis à ocorrência de roturas. O estado de conservação das infraestruturas depende do tipo de material que as constitui (nas conduitas metálicas o problema mais grave está relacionado com os efeitos da corrosão), das flutuações de pressão e temperatura, das características do solo envolvente e do próprio modo de funcionamento do sistema.

C. Características e movimentos do solo

As características do solo que envolve a conduta, mais especificamente o seu nível de permeabilidade, estão relacionadas com a maior ou menor rapidez na deteção de fugas. Em solos argilosos, por exemplo, a água rapidamente aflora à superfície e facilmente é detetada pelo observador comum e reportada à Entidade Gestora de água. No entanto, há outros tipos de solos que podem ocultar a existência da fuga, ao permitir que água que sai da conduta se infiltre muito rapidamente, como é o caso de solos arenosos. Em situações como esta última, a existência de eventuais roturas pode perpetuar-se durante meses ou até mesmo anos sem ser notada. Os movimentos de terras podem ser causados, quer por trabalhos de construção civil (tal como escavações do terreno), quer pela existência de vibrações causadas por movimentos de tráfego (especialmente a circulação de veículos pesados). O comportamento do solo pode ainda ser influenciado por aspetos climáticos, como é o caso de oscilações de temperatura (secas e geadas) e humidade (particularmente no caso de solo argilosos, provocando a sua retração) e situações extremas como terramotos e sismos. Todos estes fatores podem originar roturas devido a tensões localizadas dentro da conduta ou à desarticulação das juntas.

D. Plano de combate a fugas

Por não existirem duas redes de distribuição iguais, a estratégia a ser implementada num determinado sistema de água deve ser considerada individualmente e deve garantir a integridade da rede através de uma deteção e reparação ativa de fugas. O bom funcionamento do sistema só é conseguido quando, periodicamente, são avaliados pontos estratégicos para controlo de pressões, caudais e condições dos órgãos da rede e reportadas situações que denunciam a existência de fugas às Entidades Gestoras responsáveis. A implementação de um plano de combate a fugas e perdas que prima pela monitorização contínua do sistema assegura uma maior quantidade e melhor qualidade da água que circula no seu interior porque, não só reduz a probabilidade de ocorrência de roturas, como também evita a penetração de contaminantes no sistema de abastecimento.

2.3 Métodos de avaliação de perdas

A avaliação de perdas (também designada auditoria hídrica) pretende estimar a quantidade de água que se perde através do sistema de distribuição, sendo pouco relevante, nesta fase, localizar o ponto exato de fuga. Essa avaliação pode ser conseguida a partir de duas abordagens: *top-down* e *bottom-up*, isto é, “de cima para baixo” ou “de baixo para cima”, respetivamente (Puust *et al.*, 2010).

A abordagem *top-down* consiste em estimar as perdas num determinado sistema através da avaliação dos diferentes componentes que constituem o balanço hídrico. Esta abordagem é uma das principais ferramentas para quantificar as perdas em sistemas de abastecimento de água e apoia-se no Balanço Hídrico, quadro 2.1, uma metodologia proposta pela IWA, que deve ser realizada anualmente (Gomes, 2005).

Quadro 2.1 – Relação entre componentes do balanço hídrico [m³/ano] (adaptado de Alegre *et al.*, 2005).

A	B	C	D	E
Água entrada no sistema	Consumo autorizado	Consumo autorizado faturado	Água exportada faturada	Água faturada
			Consumo faturado medido	
			Consumo faturado não medido	
		Consumo autorizado não faturado	Consumo não faturado medido	Água não faturada
			Consumo não faturado não medido	
			Consumo não autorizado	
	Perdas de água	Perdas aparentes	Imprecisão de medição ao consumidor	
			Fugas nas conduitas	
		Perdas reais	Fugas e extravasamentos nos reservatórios	
			Fugas nos ramais de ligação a montante do ponto de medição dos consumidores	

A implementação de um Plano de Combate às fugas e perdas pressupõe uma linguagem transversal a todos os intervenientes no processo. Alegre *et al.* (2005) referem os principais conceitos recomendados pela IWA relacionados com as componentes do balanço hídrico e a terminologia recomendada:

A *água captada* corresponde ao volume anual de água que é retirado do meio natural (captações de água superficial ou subterrânea) e que entra nas estações de tratamento ou diretamente em sistemas de adução e distribuição. A *água produzida* diz respeito ao volume de água que, após ter sido sujeito a um processo de tratamento, é injetado nos sistemas de adução ou diretamente nos sistemas de distribuição. A *água bruta importada ou exportada* refere-se ao volume anual de água bruta que é transferido, em qualquer local entre a captação e a estação de tratamento, entre sistemas de adução ou distribuição. A *água fornecida à adução*, a *água fornecida para distribuição* e a *água fornecida ao tratamento* corresponde ao volume anual de água tratado que é fornecido ao sistema de adução, ao sistema de distribuição e às estações de tratamento, respetivamente. A *água de entrada no sistema* diz respeito ao volume de água que aflui à parte do sistema que efetivamente constitui o objeto de estudo do balanço hídrico.

A abordagem *bottom-up* pode ser considerada como o segundo passo da auditoria e o seu principal objetivo é determinar os níveis de eficiência dos sistemas de distribuição de água e implementar as medidas necessárias para atingir esses mesmos níveis. Para tal, os dados requeridos devem ser tão precisos e atualizados quanto possível. A avaliação de perdas reais segundo uma abordagem *bottom-up* pode ser conseguida através da análise do Caudal Mínimo Noturno (CMN). As solicitações de água nos sistemas de abastecimento variam ao longo do tempo e uma análise detalhada dessas variações pode ser útil para a caracterização da rede e posterior identificação de padrões de consumo. A análise do CMN permite estabelecer critérios relativamente rigorosos para a determinação das várias componentes que constituem as perdas, uma vez que é durante a noite que a maioria da população não se encontra “ativa” e, desta forma, os consumos podem ser mais facilmente medidos ou estimados. Por outro lado, é durante este período que se registam menores flutuações no consumo. Por oposição, durante o dia, as variações de consumo variam ao longo do ano, devido à sazonalidade, e variam ao longo do dia em função do tipo de consumo: doméstico, comercial e industrial.

O estudo dos caudais noturnos, ou seja, os caudais das horas de baixo consumo, propicia a identificação e localização da ocorrência de fugas e perdas não reportadas, uma vez que o caudal durante este período tende a aumentar quando a pressão na rede é mais elevada. Assim, estima-se que, nesta situação, grande parte do caudal escoado se deva à existência de eventuais ruturas e/ou fugas na rede de distribuição (Gomes, 2011).

2.4 Soluções para Reduzir as Perdas de Água

O estudo do balanço hídrico permite quantificar numérica ou percentualmente todas as fugas e perdas nos componentes dos sistemas de distribuição de água (SDA). Os diferentes componentes do balanço hídrico apresentam diferentes ordens de importância e a chave para

umentar a eficiência do sistema na sua globalidade passa, precisamente, por identificar as componentes do sistema às quais se deve dar mais importância em detrimento de outras. Como já foi referido anteriormente, as perdas de água podem ser divididas em dois grupos, as perdas de água reais (perdas físicas que ocorrem no sistema) e as perdas aparentes (causadas por consumos não autorizados e erros de medição). Em princípio, redes bem idealizadas e construídas apresentam menos perdas de água daí que, a existência de perdas reais elevadas pode ser um indício de que o sistema apresenta algumas deficiências. De seguida apresentam-se algumas das soluções mais frequentemente utilizadas pelas Entidades Gestoras para reduzir as perdas de água no sistema.

2.4.1 Medidas de combate às perdas aparentes

As perdas aparentes, normalmente, encontram-se associadas a consumos não autorizados de água na rede e a erros de medição. No que respeita aos consumos não autorizados, estes podem resultar de ligações ilegais ou do uso fraudulento de sistemas contra incêndio, enquanto os erros de medição podem subdividir-se em duas categorias: erros de medição dos contadores e erros de leitura ou registo. Relativamente aos erros de medição dos contadores são aqui mencionados os erros que ocorrem em condições normais de funcionamento; erros de medição devidos ao mau dimensionamento ou instalação dos contadores e erros de medição que ocorrem na sequência de avarias do contador ou por atos de vandalismo. No que respeita aos erros de leitura ou registo, na sua origem podem estar leituras e/ou registos incorretos por parte do funcionário responsável ou impossibilidade de aceder aos registos de leitura quando os contadores se localizam no interior das residências (Arregui *et al.*, 2006a). As perdas aparentes estão também associadas à qualidade da água, nomeadamente nas águas duras, e às condições climatéricas adversas, particularmente muito baixas temperaturas (gelos), que exercem um efeito nocivo no funcionamento dos contadores. Por outro lado, a manutenção dos equipamentos não deve ser descuidada, uma vez que a sua ausência é frequentemente apontada como causa de perdas aparentes.

Em qualquer um dos casos anteriormente referidos há uma determinada quantidade de água que está a ser consumida, mas que não está a ser faturada. O combate às fugas e perdas de água (ver figura 2.1), nomeadamente às perdas aparentes, é de grande interesse para as Entidades Gestoras porque a redução das fugas e perdas ao longo do sistema está sempre associada a compensações económicas. A identificação e o combate às perdas aparentes pode ser conseguido sem recorrer a muitos obstáculos tecnológicos e apresentar-se como uma medida rentável a longo prazo (Rizzo *et al.*, 2007; Wu *et al.*, 2011).

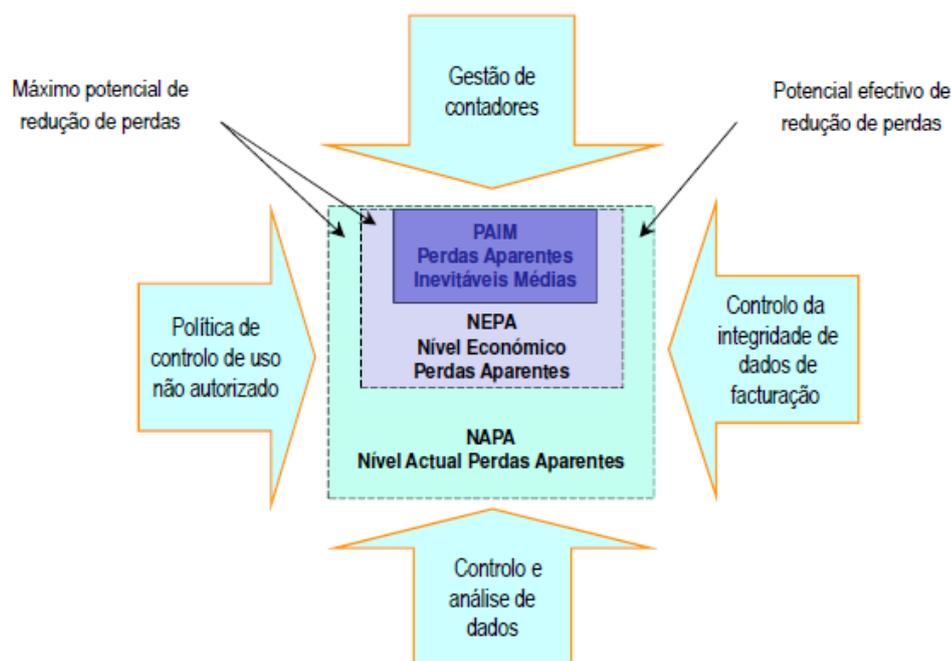


Figura 2.1 – Medida de combate às perdas aparentes (adaptado de Gomes, 2011).

2.4.2 Medidas de combate às perdas reais

As perdas reais (ou físicas) resultam principalmente de fugas no sistema. A redução deste tipo de perdas é dispendiosa porque exige que a Entidade Gestora disponha de equipamento técnico e humano especializado. Ao longo da última década, a Water Loss Task Force, como parte integrante do grupo especialista em operação e gestão eficiente de água em sistemas de distribuição urbana, a IWA, desenvolveu quatro componentes para a gestão eficaz de fugas, como se apresenta na figura 2.2 (Wu *et al.*, 2011).

1. Gestão da infraestrutura: deve garantir-se a manutenção das infraestruturas dentro de níveis economicamente aceitáveis para evitar situações de avarias e mau funcionamento da rede;
2. Controlo ativo de perdas: a monitorização regular dos caudais que circulam na rede permite identificar mais facilmente a ocorrência de novas fugas de modo a que estas possam ser detetadas e reparadas tão cedo quanto possível;
3. Rapidez e qualidade das reparações: a qualidade e rapidez das reparações ditam o nível de água perdido;
4. Gestão de pressões: regulação da pressão da rede através do uso criterioso de válvulas reductoras de pressão (muitas vezes constitui uma opção subestimada para a redução de fugas).

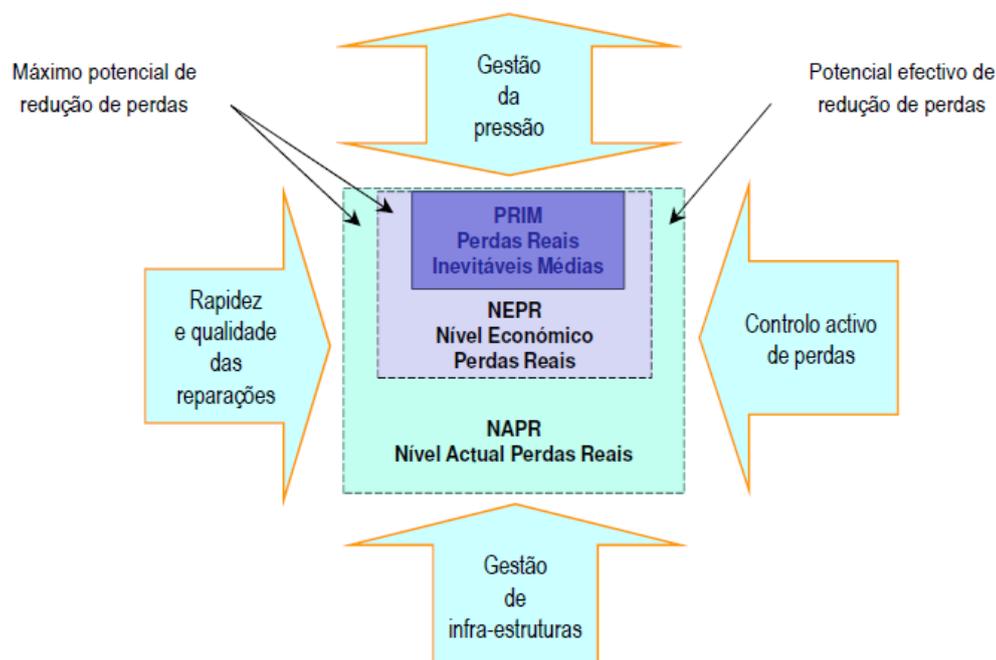


Figura 2.2 - Medida de combate às perdas reais (adaptado de Gomes, 2011).

De seguida detalham-se algumas das medidas mais frequentemente adotadas pelas Entidades Gestoras com vista a minimizar as perdas reais nos SDA.

a) Criação de Zonas de Medição e Controlo (ZMC)

A avaliação das perdas de água em sistemas de abastecimento pode ser realizada para todo o sistema ou apenas para uma parte, e a eficiência do combate a estas perdas está diretamente relacionada com o tempo de localização e reparação de fugas e/ou roturas existentes na rede. Desta forma, facilmente se compreende que a diminuição da complexidade do sistema otimiza o tempo de localização e de resposta a eventuais anomalias (Li *et al.*, 2011). Por esta razão, as Entidades Gestoras têm por hábito proceder à modularização da rede de distribuição em secções devidamente identificadas e delimitadas, designadas por Zonas de Medição e Controlo (ZMC). Importa ainda referir que, antes de se proceder à divisão da rede, deve realizar-se um estudo de todo o sistema, incluindo as características do terreno onde este se insere.

A técnica consiste, segundo Wu *et. al.* (2011), na instalação de contadores de caudal em locais estratégicos ao longo do sistema de distribuição, o que nos permite estimar um padrão de consumos, a partir de um balanço de caudais entre cada dois pontos da rede. Desta forma, as

zonas dentro do SDA são mais reduzidas, tornando-se mais fácil identificar perdas de água no sistema e controlar os caudais, bem como implementar medidas de combate a perdas reais.

A divisão da rede de distribuição num determinado número de ZMC, permite-nos detetar alguns indicadores de eventuais fugas, tais como caudais noturnos invulgarmente elevados e reduções anormais de pressões nas conduitas (Farley, 2001; Sá Marques e Sousa, 2011).

b) Gestão de pressões

A gestão da pressão é um dos elementos fundamentais para uma estratégia de controlo de fugas bem desenvolvida, pois existe uma relação entre a pressão na rede (gerada por bombas ou pela gravidade), o caudal de água escoado por uma rotura, a taxa de consumos e a frequência de novas roturas (Sá Marques e Sousa, 2011). Num sistema de abastecimento de água, reduzir a pressão de serviço significa aumentar o tempo de vida das conduitas e dos restantes órgãos acessórios, diminuindo assim a frequência da ocorrência de roturas. Paralelamente, consegue-se ainda uma diminuição das perdas reais e, desta forma, a quantidade de água que entra no sistema diminui (Cardoso *et al.*, 2013).

A conceção e manutenção do sistema de água deve ser estruturada de modo a estabelecer limites de pressão que não sejam excessivos e que garantam o uso eficiente da água e o conforto dos consumidores (Marunga *et al.*, 2006). Uma política de gestão de pressões bem conseguida deve garantir pressões na rede superiores às mínimas regulamentares para que a integridade do sistema fique assegurada aquando da ocorrência de situações mais desvantajosas de consumo e nos pontos críticos da rede. No entanto, devem evitar-se valores excessivos da pressão. Os consumos durante o período noturno são menores e as pressões na rede são maiores, sendo desejável diminuir-las ainda mais do que no período diurno.

O Programa Nacional para o Uso Eficiente da Água (INAG, 2001) aponta a gestão das pressões como uma medida de grande potencial para a redução das perdas de água. De facto, se for executada de forma gradual, esta medida é aconselhável e desejável e permite diminuir os volumes de água perdidos através das redes de distribuição, sendo que não tem associados custos muito elevados.

c) Gestão das perdas de água

Uma metodologia de controlo ativo de fugas em sistemas de distribuição de água deve ter como principal objetivo minimizar a duração das perdas, duração essa que pode ser dividida em tempo necessário para deteção, localização e reparação, como se pode verificar na figura 2.3.

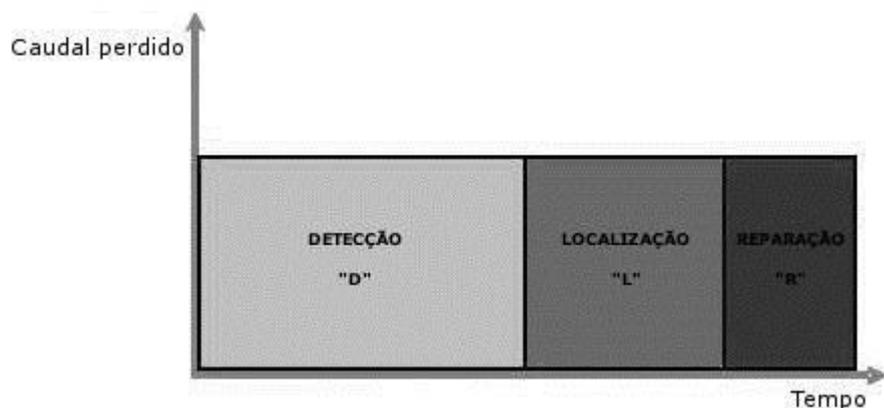


Figura 2.3 – Período de duração de uma fuga (adaptado de Gomes, 2011).

A análise dos dados relativos ao caudal recolhidos numa ZMC permite inferir quais as zonas em que existe uma ou mais fugas. Contudo, o técnico responsável deve estreitar a zona de atuação para um troço da rede de abastecimento (DETECÇÃO) e, posteriormente, identificar o ponto de fuga com uma precisão razoável, de modo a evitar o aumento dos custos de escavação e reparação, bem como a escavação em locais errados (LOCALIZAÇÃO). Por último, o tempo que a Entidade Gestora despense para reparar as anomalias detetadas na rede denomina-se REPARAÇÃO (Farley, 2001; Wu, 2011).

2.5 Medição de Caudais

Uma das atividades de maior importância desenvolvida pelas Entidades Gestoras de sistemas de abastecimento de água consiste em assegurar que o sistema responde às solicitações por parte dos consumidores em termos de caudais e respeitando pressões de conforto para o utilizador (Alegre *et al.*, 2005). Na figura 2.4 apresentam-se os pontos estratégicos onde a medição idealmente deveria ser efetuada, para que os valores obtidos representem de forma fidedigna a realidade que caracteriza o sistema em estudo. Entende-se por pontos de controlo os pontos de entrada e saída dos principais subsistemas, incluindo a medição em todos os locais de consumo (Alegre *et al.*, 2005).

Zyl (2011) refere que a medição de caudais tem associados muitos benefícios diretos e indiretos, entre os quais se destacam a promoção da equidade, benefícios económicos e gestão eficiente do sistema. A medição de caudais permite que a água seja transacionada com justiça e com isto favorece a promoção da equidade entre os consumidores. As Entidades Gestoras precisam conhecer os consumos dos seus clientes para que a respetiva faturação seja emitida em função

dos volumes de água consumidos por cada um. Esta prática constitui ainda uma maneira eficaz de consciencializar os consumidores sobre a importância da água e incentiva-os a utilizarem este recurso de forma mais eficiente, evitando desperdícios. Além disso, através da comparação de medições entre os pontos de produção e os pontos de distribuição, as entidades gestoras são capazes de estimar o nível de água perdido e identificar ligações clandestinas, apresentando um impacto positivo nas suas finanças. Por último, os dados referentes a medições de consumo na rede são essenciais para compreender a procura de água por parte dos consumidores e projetar procuras futuras. A precisão dos dados da procura é fundamental para a construção de modelos computacionais que sejam capazes de simular o sistema de distribuição de água.

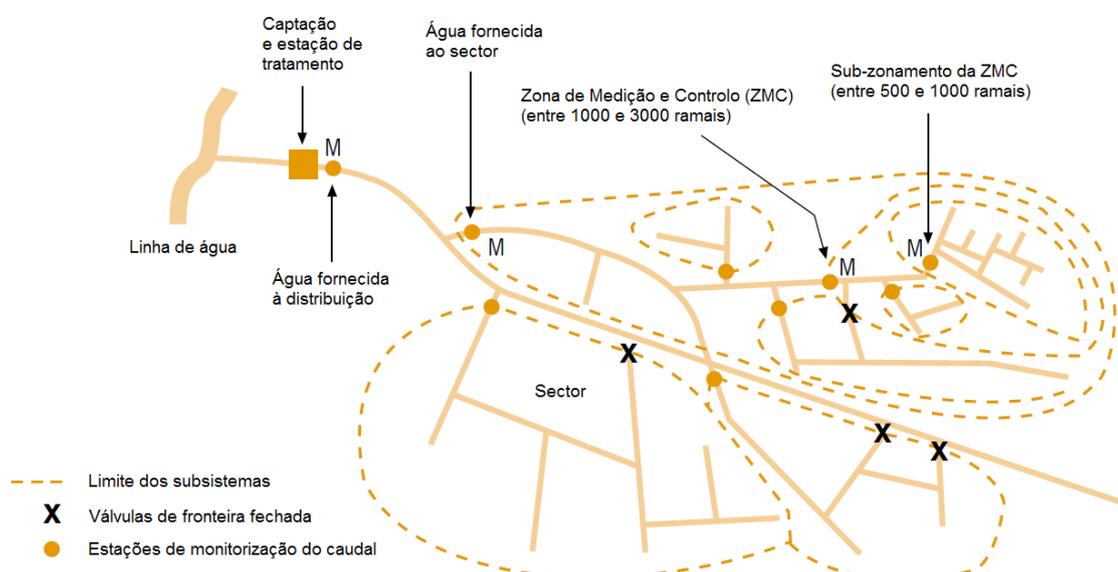


Figura 2.4 - Modularização da rede de distribuição e localização dos pontos de monitorização do caudal (adaptado de Farley, 2001).

2.5.1 Métodos para medir caudais

A medição de água pode ser feita de forma direta, depositando um determinado volume num reservatório de capacidade conhecida ou de forma indireta, por meio das medições de grandezas influenciadas pela passagem da água (Alves *et al.*, 2004).

I. Medição na conduta

Este primeiro método consiste em instalar um medidor na própria conduta para medir o caudal que circula no seu interior. Este método é compatível com a existência de um hidrante a jusante com a função de descarga, provocando um aumento acrescido do caudal na conduta estudada. Por vezes, há necessidade de criar condições de escoamento próprias para a realização do teste ou até mesmo para assegurar que sejam desprezados, face ao caudal medido, eventuais consumos de água não isolados ao longo da conduta. A fiabilidade do método aumenta quando o teste é realizado em períodos em que os consumos são baixos e as variações pouco significativas, regra geral, estas condições são mais facilmente verificadas durante os períodos noturnos (Coelho *et al*, 2006).

II. Medição ou estimativa no hidrante

O teste consiste em medir ou estimar o caudal escoado num hidrante localizado a jusante do troço de conduta estudado. Contudo, existem situações que inviabilizam a colocação de um medidor de caudal no hidrante e, nestes casos, o caudal tem de ser estimado, por exemplo, através da medição volumétrica (Coelho *et al*, 2006).

2.6 Contadores de água e seus componentes

Atualmente o mercado de comercialização de contadores de água é bastante significativo, encontrando-se em funcionamento milhões de contadores de água em todo o mundo. Todos os dias os contadores mais antigos da rede são substituídos por contadores mais recentes, dotados de novas tecnologias. Uma vez que a maioria dos contadores são usados para medir os volumes de água vendidos aos consumidores, estes têm de cumprir estritamente a legislação em vigor e respeitar as normas que protegem os consumidores da exploração (Zyl, 2011).

De uma maneira geral, todos os contadores de água são constituídos por quatro componentes básicos, que incluem um *sensor* para detetar a passagem do caudal através do contador, um dispositivo que transmite o sinal detetado pelo sensor para as outras partes do contador, chamado transdutor de medição ou *transdutor*, um dispositivo de regulação ou correção (*contador*) para manter o controlo do caudal que passa através do contador, e um *indicador* para exibir as leituras do caudal medido. Esses componentes são indicados num contador de água típico mostrado na figura 2.5.

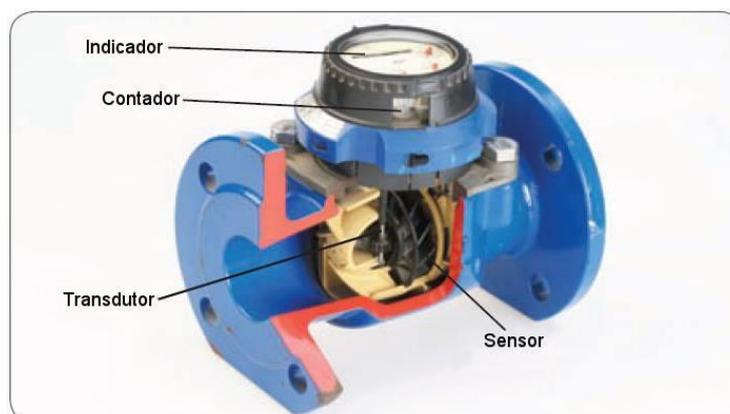


Figura 2.5 – Componentes básicos de um contador de água (adaptado de Zyl, 2011).

Para além dos quatro componentes básicos que se encontram sempre presentes em qualquer contador de água, a sua constituição poderá contemplar ainda outros elementos, havendo também muitos outros elementos adicionais que podem ser instalados nos contadores de água para realizar funções específicas.

O princípio de funcionamento, as características construtivas, capacidade de medição ou classe metrológica estão na base da classificação dos diferentes tipos de contadores (Sousa, 2011).

2.6.1 Contadores Volumétricos

O princípio de funcionamento dos contadores volumétricos baseia-se no movimento de um êmbolo circular oscilante (ou êmbolo rotativo), que transmite ao dispositivo indicador a informação do volume de água transportado, permitindo assim a sua contagem.

Os contadores volumétricos apresentam maior precisão e durabilidade e são mais facilmente instalados do que os restantes contadores. No entanto, são menos sensíveis à passagem de pequenos volumes de caudal e mais suscetíveis ao mau funcionamento devido a impurezas que se encontrem na água, sendo necessário uma manutenção contínua dos mesmos e, eventualmente, a colocação de filtros para impedir que estas impurezas atravessem o contador.

Os contadores volumétricos podem ser divididos, essencialmente, em dois tipos, os de pistão rotativo/oscilatório e os de disco nutante. Os primeiros são os mais frequentemente utilizados e diferem dos segundos apenas no elemento móvel, ou seja, os primeiros apresentam um pistão rotativo que gira excentricamente enquanto os segundos realizam um movimento giratório.

2.6.2 Contadores de velocidade

Os contadores de velocidade ou velocímetros têm como princípio de funcionamento a ação de um elemento móvel que comunica o movimento deste ao dispositivo indicador. Podem ser classificados como estáticos ou mecânicos.

Nos contadores mecânicos, o movimento da água através do contador faz girar uma turbina (ou hélice). A estrutura deste tipo de contadores é projetada para que esse movimento transmitido ao indicador se relacione diretamente com o volume de água que atravessa o dispositivo. Existem diferentes tipos de contadores em função do tipo de turbina que apresentam e que pode ser turbina monojato, turbina multijato ou do tipo Woltmann (hélice).

2.6.3 Contadores conjugados

Este tipo de contadores, como o próprio nome indica, agrega contadores de velocidade com diferentes diâmetros e capacidades num único dispositivo (ver figura 2.6). Os contadores conjugados apresentam dois circuitos paralelos, sendo o caudal regulado por uma válvula localizada a jusante do contador principal, que determina se o caudal se escoar pelo circuito principal ou secundário. A referida válvula mantém-se fechada quando o caudal é baixo, passando a água pelo contador secundário. No caso de o caudal ser elevado, devido à queda de pressão que ocorre no contador secundário, a válvula abre-se e a água é direcionada para o contador principal. Este mecanismo conjugado permite aumentar a gama de valores potencialmente medidos.

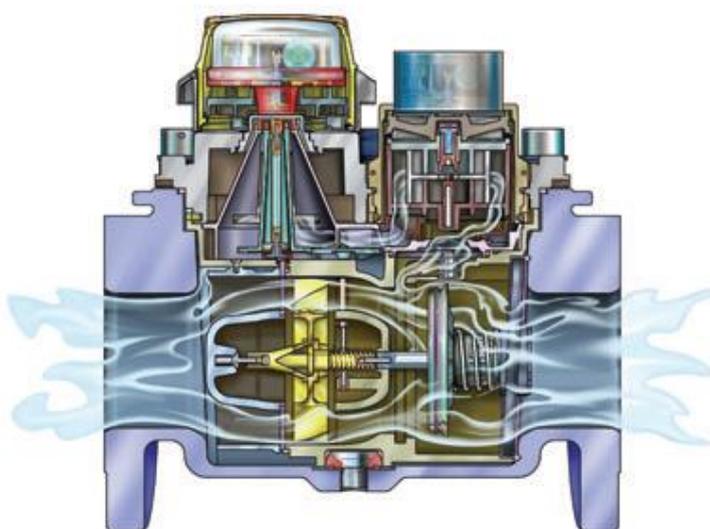


Figura 2.6 – Secção transversal de um contador conjugado (adaptado de Zyl, 2011).

2.6.4 Contadores estáticos ou caudalímetros

Os caudalímetros são instrumentos utilizados em sistemas de distribuição de água para medir continuamente o caudal que passa através deles, registrando e mostrando esses valores, em condições normais de funcionamento. Geralmente são classificados, de acordo com o princípio de funcionamento utilizado para medir o caudal, como mecânicos, eletromagnéticos ou ultrassônicos. A seleção do instrumento mais adequado para cada aplicação é uma tarefa difícil, mas crucial para obter valores com elevada precisão. De seguida apresenta-se o princípio de funcionamento, principais características e aplicação e instalação na rede dos diferentes tipos de caudalímetros (Zyl, 2011).

A. Contadores Estáticos Ultrassônicos

Os contadores de água estáticos ultrassônicos utilizam as propriedades e o comportamento das ondas sonoras ao passar através da água em movimento. Existem dois tipos de contadores ultrassônicos que se distinguem pelo tipo de mecanismo utilizado, os contadores ultrassônicos de tempo de trânsito e os contadores ultrassônicos com efeito de Doppler.

i. Contadores ultrassônicos de tempo de trânsito

Como é do conhecimento geral, a velocidade de propagação do som depende das características do meio. Além disso, quando o meio também está em movimento em relação a um observador fixo, a velocidade do som em relação ao mesmo observador também muda. Desta forma, os contadores ultrassônicos de tempo de trânsito registam o tempo que medeia entre a emissão e a receção das ondas sonoras em dois pontos distintos da conduta, quando o som se propaga num meio transmissor em movimento. Para além da velocidade de propagação do som, esse tempo pode ainda ser influenciado pela direção do escoamento, instalação e características geométricas do contador, entre outros.

Por norma, um contador ultrassónico de tempo de trânsito apresenta dois transdutores piezométricos cerâmicos que podem funcionar, quer como emissores, quer como recetores de ondas sonoras. Quando estes dispositivos funcionam como emissores, são ativados por impulsos elétricos que são convertidos em sinais acústicos. Por outro lado, quando ativados como recetores, o processo é invertido, ou seja, as ondas de pressão, que resultam das ondas sonoras emitidas pelo emissor, são convertidas em impulsos elétricos.

Os sensores são geralmente separados por uma distância em linha reta, L . O sensor colocado na parte superior emite um sinal sonoro que é captado pelo recetor instalado na parte inferior, após um tempo t_1 . Posteriormente, o processo inverte-se e o transdutor da parte inferior da

conduta comporta-se como emissor, sendo t_2 o tempo necessário para a onda sonora regressar ao transdutor da parte superior. Os transdutores formam um ângulo α entre o eixo da conduta de diâmetro, D , e a linha fictícia das ondas sonoras. Pela análise da figura 2.7 é perceptível que os conceitos anteriormente introduzidos formam uma figura triangular que é tida como a base dos cálculos do tempo de trânsito das ondas sonoras (Arregui *et al.*, 2006b).

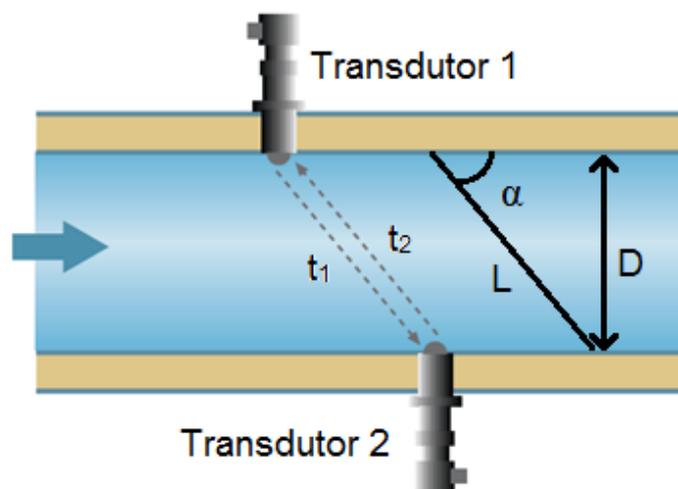


Figura 2.7 – Princípio de funcionamento de um contador ultrassônico de tempo de trânsito (adaptado de Zyl, 2011).

Se a velocidade do fluído na conduta for zero, ambos os tempos são idênticos. No entanto, quando o fluído se encontra em movimento na conduta, a velocidade de transmissão do som é afetada, aumentando na direção do escoamento, t_1 , e diminuindo na direção contrária, t_2 , o que resulta numa diminuição ou aumento do tempo de trânsito, respetivamente.

A diferença dos tempos de trânsito permite calcular a velocidade média do fluxo e o caudal:

$$t_1 = \frac{L}{c + V \times \cos \alpha}; t_2 = \frac{L}{c - V \times \cos \alpha} \quad (1)$$

$$t_1 - t_2 = \Delta t = \frac{2 \times L \times V \times \cos \alpha}{c^2 - V^2 \times \cos^2 \alpha} \quad (2)$$

Onde c é a velocidade de propagação do som e V a velocidade média do fluxo.

Tendo em conta que, por um lado, a velocidade de propagação do som é consideravelmente maior do que a velocidade média do fluxo e, por outro lado, que o $\cos^2 \alpha$ é sempre inferior a 1, reúnem-se as condições necessárias para desprezar os termos $V^2 \times \cos^2 \alpha$ relativamente a c^2 . Desta forma é possível determinar a velocidade média do fluxo e, de seguida, o caudal:

$$V = \frac{\Delta t \times D}{\sin(2\alpha) \times (t_1 \times t_2)} \quad (3)$$

$$Q = A \times V = \frac{\pi \times D^2}{4} \times \frac{\Delta t \times D}{\sin(2\alpha) \times (t_1 \times t_2)} = \frac{\Delta t \times D^3 \times \pi}{4 \times \sin(2\alpha) \times (t_1 \times t_2)} \quad (4)$$

Em qualquer caso, a velocidade do som permanece constante enquanto as propriedades físicas do fluido permanecerem constantes. Consequentemente, a velocidade do fluido será obtida pela diferença dos tempos de trânsito e da disposição conhecida dos transdutores.

ii. Contadores ultrassónicos de efeito de Doppler

Para os contadores de água, o princípio do efeito de Doppler consiste na mudança de frequência de uma onda sonora quando reflete num corpo em movimento, como é o caso das partículas suspensas na água.

A figura 2.8 ilustra o mecanismo de operação deste tipo de contadores, considerando dois transdutores externos. Como se pode observar na figura, o emissor gera uma série de ondas sonoras com uma frequência f_i . Ao colidirem com as partículas transportadas pela água, tais como, sólidos em suspensão ou bolhas de gás, essas ondas são refletidas e sofrem uma variação de frequência, Δf . Essa variação é evidenciada na equação seguinte:

$$\Delta f = 2 \times f_i \times \frac{V}{c} \quad (5)$$

Onde c é a velocidade do som no meio e V é a velocidade média das partículas transportadas pelo fluido.

É importante ter presente que os contadores de efeito de Doppler não medem diretamente a velocidade da água mas sim a velocidade das partículas transportadas pela mesma, sendo necessário que a água transporte uma quantidade mínima de sólidos em suspensão ou bolhas de gás para que o fenómeno da reflexão das ondas seja possível (Arregui *et al.*, 2006b).

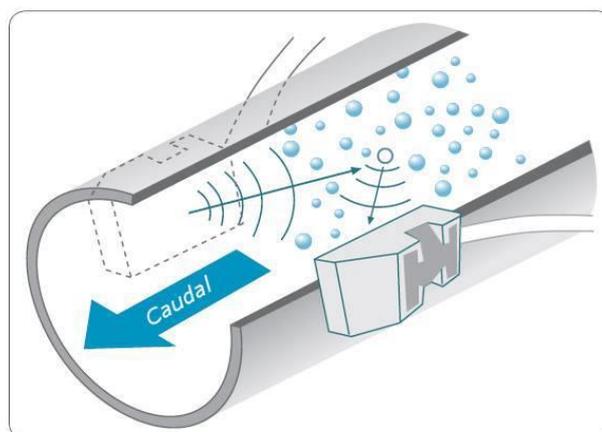


Figura 2.8 – Princípio de funcionamento de um contador ultrassónico de efeito de Doppler (Zyl, 2011).

B. Caudalímetros eletromagnéticos

Os caudalímetros eletromagnéticos são os mais frequentemente utilizados para aplicações hidráulicas e baseiam-se no Princípio da Indução de Faraday para medir a velocidade da água que os atravessa. Este princípio descreve o fenómeno em que, se um condutor se mover através de um campo magnético, com uma determinada velocidade (V), é induzida uma tensão elétrica (E) diretamente proporcional ao comprimento do condutor (L) e à intensidade do campo magnético (B). Quando o fluido que está a ser medido é a água (como é um condutor elétrico), o fluxo magnético é interrompido e gera-se uma força eletromagnética (f.e.m.) através desse condutor (Arregui *et al.*, 2006b).

$$E = K \times B \times L \times V \quad (6)$$

Em que K é um fator de calibração que é determinado experimentalmente.

Na figura 2.9 pode observar-se que a indução do campo magnético é gerada por duas bobinas colocadas por cima e por baixo numa determinada secção da conduta e os eléctrodos localizados em ambos os lados detetam a força eletromagnética gerada. A força eletromagnética criada é diretamente proporcional à velocidade do fluxo, permitindo assim calcular o caudal que circula na conduta pela seguinte expressão:

$$Q = \frac{\pi \times D^2}{4 \times K \times L} \times V \quad (7)$$

O caudal que atravessa o caudalímetro é normalmente mostrado num visor (Zyl, 2011). Desta forma, pode admitir-se que os contadores eletromagnéticos são constituídos por duas partes: um elemento principal, por onde a água circula e onde se encontram instalados os eléttodos e um elemento secundário que, após receber o sinal dos eléttodos, analisa-o e converte-o num sinal normalizado, podendo este ser transmitido para outros dispositivos.

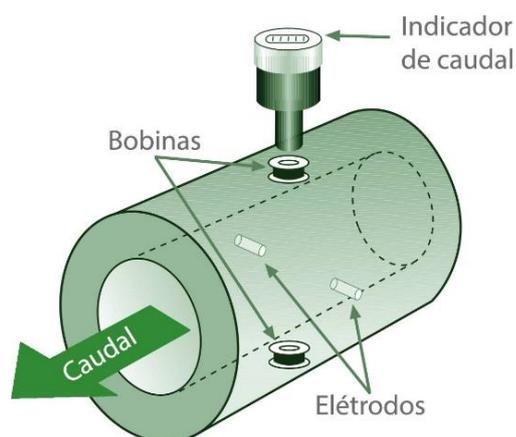


Figura 2.9 – Mecanismo de um caudalímetro eletromagnético (adaptado de Zyl, 2011).

Importa ainda referir que os fabricantes têm vindo a desenvolver e a estudar o comportamento de outro tipo de materiais e estruturas para induzir um fluxo magnético de modo a homogeneizar o peso de todos os pontos da secção, com o objetivo de obter uma ponderação tão uniforme quanto o possível.

2.7 Erros de precisão

Independentemente do que está a ser medido ou quão cuidadosamente se realiza a medição, a precisão dos valores obtidos é sempre limitada. Quer isto dizer que todas as medições têm associado um determinado erro e , por esse motivo, há um certo nível de incerteza que deve ser considerado. Os caudalímetros não constituem uma exceção a esta regra, pois não se conhece nenhum que seja 100% preciso. Na verdade, Rizzo and Cilia (2005) referem que as imprecisões associadas aos contadores de água constituem uma componente significativa das perdas aparentes em sistemas de abastecimento de água.

O volume de água que passa através do caudalímetro toma a designação de volume atual, V_a . No entanto, o instrumento mostra um valor ligeiramente diferente, que pode ser superior ou

inferior ao V_a , o qual se designa volume indicado (V_i). O erro de medição resulta da diferença entre o volume indicado e o volume atual ($V_i - V_a$). Na prática, o erro é frequentemente expresso em percentagem, erro relativo, dado por (Zyl, 2011):

$$\varepsilon = \frac{V_i - V_a}{V_a} \times 100 \quad (8)$$

Onde ε é o erro relativo; V_a é o valor que efetivamente atravessa o contador e V_i é o valor indicado pelo contador.

Importa ainda referir que as gamas de erro definidas pelas normas referem-se aos requisitos mínimos e, na prática, os valores reais geralmente são melhores do que os especificados pela norma.

As causas mais frequentes que culminam em erros de medição envolvem: escolha errada do tipo de medidor, dimensionamentos mal executados, instalação inadequada ou mal implementada, efeito da idade no desgaste do medidor, manutenção ou substituição do equipamento insuficiente e calibração pouco frequente (Alegre *et al.*, 2005).

2.8 Medição de pressões

A pressão é um dos principais parâmetros operacionais do sistema de distribuição de água e reflete a qualidade do serviço prestado aos consumidores no dia-a-dia. Do ponto de vista técnico a medição das pressões é mais simples e, do ponto de vista económico, menos dispendiosa do que a medição dos caudais na rede. No entanto, apesar da medição das pressões fornecer informações indispensáveis para a calibração dos modelos e possibilitar a resolução de variados problemas operacionais no sistema, não substitui a medição dos caudais. Além disso, a medição de pressões em determinados pontos da rede permite identificar discrepâncias entre os caudais resultantes do modelo e os caudais reais e pode ser conseguida através de diversos pontos de acesso ao interior da conduta, tais como, hidrantes, bocas-de-incêndio, bocas de rega, entre outros órgãos acessórios do sistema (Coelho *et al.*, 2006).

2.8.1 Medição da pressão por manómetros comuns

Este método consiste em medir a pressão nos hidrantes de extremidades do troço de conduta que se pretende analisar, recorrendo a manómetros comuns. A determinação da diferença de cota piezométrica entre hidrantes pressupõe o conhecimento prévio e preciso das cotas do eixo da conduta.

A acoplação de dois manómetros comuns permite estimar diretamente a diferença de cota piezométrica entre os hidrantes e, desta forma, registar o diferencial de pressão entre ambos. Este método é particularmente adequado para conduitas pouco extensas.

2.8.2 Sensores de pressão

A pressão é medida através de equipamentos denominados manómetros que podem ser portáteis ou fixos e cuja leitura pode ser apenas instantânea ou apresentar capacidade de armazenar os dados recolhidos através de um *datalogger*. No caso de estes equipamentos serem fixos, podem estar ou não associados a sistemas de telemedição. A acoplação de um *datalogger* a um manómetro constitui uma vantagem por permitir a recolha de valores durante um determinado período de tempo e, desta forma, ter acesso a uma maior quantidade de informação, isenta de erros humanos e passível de ser tratada computacionalmente.

Existem quatro tipos de instrumentos capazes de medir a pressão relativa, os manómetros de peso morto, os manómetros de coluna líquida, os manómetros por deformação elástica e os manómetros eletroeletrónicos, também conhecidos como transdutores de pressão.

I. Manómetros de peso morto

Os manómetros de peso morto são frequentemente utilizados na calibração de outros medidores de pressão devido à sua elevada precisão. A determinação da pressão é conseguida através da colocação de massas conhecidas e padronizadas sobre um êmbolo de área também ela conhecida. A relação força-peso sobre o êmbolo permite calcular a pressão exercida.

II. Manómetros de coluna líquida

A utilização de manómetros de coluna líquida para aplicações hidráulicas têm vindo a ser progressivamente substituída por outros instrumentos de medição, essencialmente porque o seu funcionamento requer a utilização de um líquido manométrico mais denso que a água, por exemplo, o mercúrio metálico. Este elemento tóxico, se vazar para o interior das conduitas, pode originar contaminações. Além disso, uma outra desvantagem apontada a estes instrumentos prende-se com a dificuldade sentida em adaptar sistemas de leitura remota e saídas para registadores e processadores.

Por outro lado, os manómetros de coluna não necessitam de calibração, desde que se garanta a densidade do líquido manométrico e a exatidão da escala que está a ser utilizada para medir a altura da coluna, o que constitui uma vantagem. Além disso, o facto do líquido manométrico

poder ser mudado em função da pressão ou depressão a serem medidas, faz com que a gama de medição de pressões seja ampla. A utilização de manómetros de coluna líquida ainda é atualmente utilizada para a calibração de transdutores de pressão.

i. Tubo em U

O princípio de funcionamento de um manómetro de coluna líquida em U é representado na figura 2.10a, em que se aplica um valor de pressão em cada um dos tubos (*a* e *b*). Na figura do lado esquerdo a pressão exercida em ambos os tubos é a mesma e a altura do líquido nos ramos está em equilíbrio. No entanto, na figura do lado direito a pressão exercida no tubo *a* é superior à do tubo *b* e, conseqüentemente, o líquido no ramo *b* eleva-se. O diferencial de pressão relaciona-se com o diferencial de líquido nos tubos (Arregui *et al.*, 2006b):

$$p_a - p_b = \rho g h \quad (9)$$

ii. Colunas de áreas diferentes

Este tipo de manómetro é uma vez mais constituído por dois tubos que comunicam entre si, mas neste caso, os tubos têm diâmetros diferentes, sendo que é no tubo de menor diâmetro que se faz a leitura da altura da coluna líquida e assim se obtém o valor da pressão, como se pode verificar na figura 2.10b.

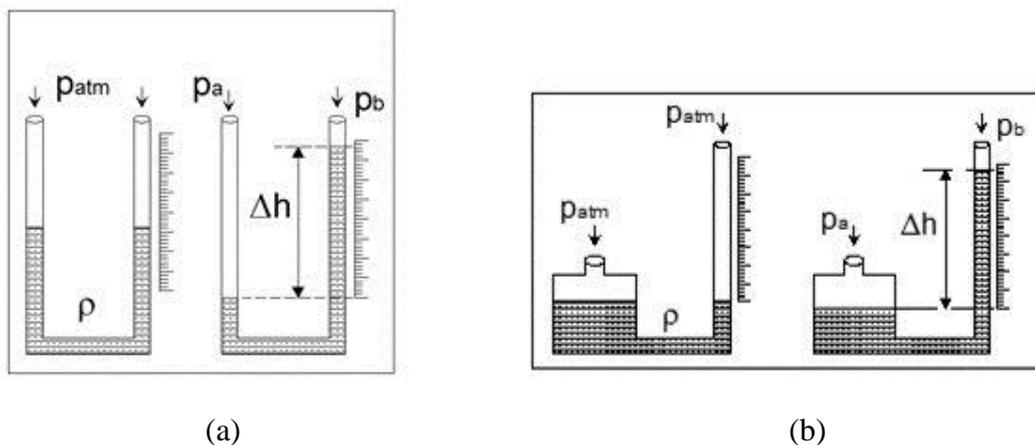


Figura 2.10 – Manómetro diferencial de coluna líquida: (a) tubo em U; (b) colunas de áreas diferentes.

III. Manómetros de deformação elástica

O princípio de operação da medição da pressão por deformação elástica baseia-se na deformação de um elemento sob pressão, fazendo mover um ponteiro. Os instrumentos deste tipo mais comuns são o manómetro de Bourdon, pistão com mola, manómetro tipo fole e manómetro diafragma.

IV. Manómetros eletroeletrónicos (transdutores de pressão)

Por definição, os transdutores são dispositivos que convertem um determinado tipo de energia num outro tipo de energia. Neste contexto, os transdutores transformam a pressão numa grandeza eléctrica e são utilizados para o controlo, por exemplo, de redes de abastecimento de água. Estes instrumentos podem ser usados local ou remotamente para a realização de medições, controlo de processos ou monitorização da rede.

Existem vários tipos de transdutores de pressão, tais como, transdutores potenciométricos, capacitivos, de deformação, óticos, indutivos e piezoeléctricos.

Transdutores potenciométricos	<p>O funcionamento destes instrumentos de medição converte os valores de pressão em valores de resistência eléctrica por ação de um fole (ou tubo de Bourdon) que aciona um potenciómetro.</p> <p>As principais vantagens associadas a estes dispositivos prendem-se com os baixos custos de aquisição e manutenção.</p> <p>Este mecanismo apresenta como desvantagens o progressivo desgaste do potenciómetro com o tempo, a sensibilidade à variação da temperatura e tem associados desvios inerentes. Este tipo de transdutores, regra geral, é utilizado para pressões compreendidas entre 0,035 e 70 MPa e a gama de precisão situa-se entre 0,5 e 1%, sem considerar as variações de temperatura.</p>
-------------------------------	--

Transdutores capacitivos	<p>O funcionamento destes instrumentos de medição converte os valores de pressão em valores de resistência elétrica por ação de um fole (ou tubo de Bourdon) que aciona um potenciômetro.</p> <p>As principais vantagens associadas a estes dispositivos prendem-se com os baixos custos de aquisição e manutenção, podendo estes operar em condições diversas, com boa intensidade do sinal, não sendo por isso necessário recorrer a ampliações.</p> <p>Este mecanismo apresenta como desvantagens o progressivo desgaste do potenciômetro com o tempo, a sensibilidade à variação da temperatura e tem associados desvios inerentes. Este tipo de transdutores, regra geral, são utilizados para pressões compreendidas entre 0.035 e 70 MPa e a gama de precisão situa-se na gama de 0,5 a 1%, sem considerar as variações de temperatura.</p>
Transdutores de deformação	<p>Os transdutores de deformação apresentam na sua constituição um sensor do tipo <i>strain gage</i> para indicar a deformação causada pela pressão no diafragma. Este tipo de transdutores está disponível para diversas gamas de pressões, desde 0,001 até 1400 MPa) e precisão até aproximadamente 0,25%.</p>
Transdutores óticos	<p>Nos transdutores óticos é conectado um anteparo ao diafragma que tem como função aumentar ou diminuir a intensidade da luz recebida por um fotodíodo. Normalmente, existe ainda um circuito eletrónico na constituição do dispositivo, para além de um segundo fotodíodo de referência, que tem como função equilibrar as variações de luminosidade emitida pela fonte ao longo do tempo.</p> <p>Este tipo de transdutores apresenta boa precisão e é termicamente estável e requer pouca manutenção. A gama de precisão destes dispositivos ronda os 0,1% e funciona com pressões compreendidas entre 0,035 e 400 MPa.</p>

Transdutores indutivos	Este tipo de instrumentos é designado de transformador linear diferencial e variável e o seu princípio de funcionamento consiste no movimento do núcleo de um transformador em função da pressão que é exercida sobre o diafragma. O desequilíbrio causado pelo movimento do diafragma faz com que a tensão aumente numa das bobinas secundárias e diminua na outra, sendo que a pressão de saída é dada pela diferença entre as tensões nas duas bobinas secundárias. Os transdutores indutivos possuem uma estabilidade térmica boa, mas são sensíveis a campos magnéticos e a vibrações. Atuam nas gamas de pressão de 0,2 a 70 MPa.
Transdutores piezoelétricos	Neste tipo de transdutores o sinal elétrico é gerado através do efeito piezoelétrico. No caso de o circuito processar apenas a tensão que se gera devido ao efeito piezoelétrico, o transdutor regista apenas a variação de pressão sentida, já que a tensão cai rapidamente em condições estáticas. Este tipo de instrumentos, por detetarem a frequência de ressonância do cristal, não são próprios para algumas aplicações, já que podem medir pressões estáticas. Apresentam sensibilidade às variações de temperatura e a sua instalação requer cuidados especiais.

2.9 Caracterização de leis de vazão de orifícios em conduitas sob pressão

2.9.1 Introdução

Lambert (1994) introduziu os conceitos de *Bursts* e *Background*, após identificar e avaliar os vários parâmetros que influenciam as perdas, numa metodologia conhecida como *Burst And Background Estimates* (BABE). Para uma determinada pressão, quando as perdas reais são superiores ou inferiores a um dado volume de referência, estamos na presença de *Bursts* e *Background*, respetivamente. O conceito de *Bursts* refere-se a perdas através de roturas por onde afluem grandes caudais de água, sendo mais fáceis de detetar. Caracterizam-se por vazamentos pontuais, que dependem do diâmetro da conduta e são pouco sensíveis às oscilações diárias da pressão. O conceito de *Background* referem-se a perdas através de pequenos orifícios, como sejam as fugas que ocorrem nas ligações entre acessórios da rede. Estas perdas são mais sensíveis às variações de pressões diárias e mais difíceis de detetar por envolvem menores volumes de água escoada, no entanto, quando a deteção, localização e reparação não é imediata, a perda ocorre durante mais tempo e perdem-se quantidades significativas de água (Gomes, 2011).

2.9.2 Leis de Vazão

Como já foi referido anteriormente, as perdas de água constituem uma parcela importante dos caudais injetados no sistema de abastecimento e a relação entre a pressão de serviço e o caudal que abandona as conduitas tem vindo a ser reconhecida – quanto maior for a pressão no ponto de fuga, maior será a caudal escoado para o exterior. A velocidade com que o caudal se escoo para o exterior através de um orifício é expressa pela equação de Torricelli:

$$v = \sqrt{2gH} \quad (10)$$

Onde v é a velocidade teórica (m/s); g é a aceleração da gravidade (m/s^2) e H é a pressão (m).

Por sua vez, o caudal que se escoo para o exterior através de um orifício, equação 11, é obtido pela inclusão da área, A , e do coeficiente de vazão, C_d , na equação 10:

$$Q = C_d A \sqrt{2gH} \quad (11)$$

Em que Q é a descarga através orifício.

O caudal escoado depende de muitos fatores, incluindo o material e o tamanho das conduitas, o tipo de abertura do orifício e a hidráulica do solo. Além disso, tanto o coeficiente de descarga, como a área da rotura variam com as variações de pressão. A análise mais detalhada desta relação esteve na base do desenvolvimento de um novo conceito introduzido por May, em 1994 (citado por Zyl, 2014), onde categorizava as áreas por onde o caudal se escoo para o exterior como fixas e variáveis: FAVAD – Fixed Area and Variabel Area Discharges. Este novo conceito apoia-se num coeficiente que relaciona, em redes reais, a pressão de serviço, o tipo de material que constitui a conduta e o caudal escoado através do ponto de fuga.

O conceito FAVAD constitui uma boa base para a análise de fugas, permitindo calcular o caudal que se escoo através de um orifício, para uma dada pressão, descrito pela seguinte equação (Cassa *et al.*, 2010):

$$Q = CH^{N1} \quad (12)$$

Onde Q é o caudal que se escoo através do orifício; H é a pressão de serviço; $N1$ é o expoente de vazão e C é o coeficiente de vazão.

Lencastre (1996) refere que o coeficiente de vazão, C , para todos os líquidos toma o valor de 0,6, para qualquer forma do orifício. Os valores extremos mais frequentemente considerados

são 0,63 e 0,59, podendo chegar a 0,7 para cargas muito baixas. Experiências realizadas demonstraram que, com o aumento da pressão, o valor do coeficiente tende a convergir 0,59.

Ao longo do tempo, vários autores têm vindo a reunir esforços no sentido de compreender a relação existente entre as fugas e a pressão, especialmente o expoente $N1$, que indica a sensibilidade da relação fuga-pressão. Este facto é relevante porque, como já foi referido, a redução da pressão revela-se uma forma eficaz de controlar e reduzir as perdas de água. Além disso, as flutuações de pressão tendem a influenciar a dimensão do orifício em materiais mais flexíveis. Assumindo que o caudal escoado e a pressão inicial são conhecidos e denominados Q_i e P_i , respetivamente, se reduzirmos a pressão até um valor P_f , e aplicando a equação 13 obtemos a redução do volume de água perdido conseguida, em função da flexibilidade dos materiais que constituem as tubagens (Thornton e Lambert, 2005; Wu, 2011):

$$\frac{Q_f}{Q_i} = \left(\frac{P_f}{P_i}\right)^{N1} \quad (13)$$

Onde Q_i é o caudal inicial (antes da variação da pressão); Q_f é o caudal final (após a variação da pressão); P_i é a pressão inicial (antes da variação da pressão); P_f é a pressão final (após a variação da pressão).

Na equação 13 verifica-se que, se pressão for reduzida de P_i para P_f , o caudal que se escoar através das roturas existentes varia de Q_i para Q_f e o nível dessa variação depende do expoente $N1$ (Wu, 2011). Por sua vez, como não existem duas redes de abastecimento iguais, o expoente $N1$ varia em função de quatro mecanismos principais que são: as características do orifício, o comportamento dos materiais que constituem as conduitas, a hidráulica dos solos e a procura de água, como se apresenta na figura 2.11. O valor do referido expoente está intrinsecamente relacionado com o tipo de material da conduta e pode variar entre 0,5 e 2,5 para conduitas pouco sensíveis a variações de pressões, por exemplo, conduitas em ferro fundido ou conduitas muito sensíveis a variações de pressões, por exemplo, conduitas em plástico (PVC/PEAD), respetivamente (Thornton e Lambert, 2005).

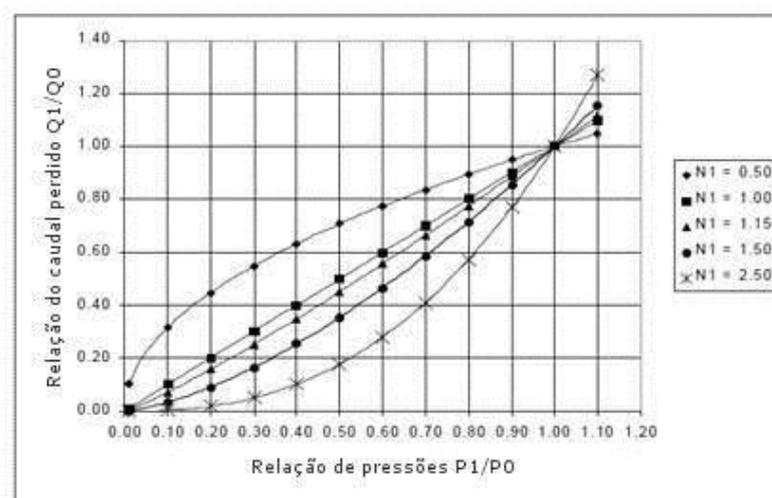


Figura 2.11 - Relação entre as variações de pressão e o caudal do orifício em condutas com diferentes materiais.

O valor do referido expoente está intrinsecamente relacionado com o tipo de material da conduta e pode variar entre 0,5 e 2,5 (Gomes *et al.*, 2011). De seguida indicam-se os valores para $N1$ (Gomes, 2011):

$N1 = 0,5$ – Utiliza-se quando os materiais de constituição da rede são pouco flexíveis, tais como o ferro fundido dúctil e/ou aço. Este expoente aplica-se quando a área do orifício é independente das variações de pressão sentidas ou ainda para modelar consumos significativos e roturas de grande dimensão.

$N1 = 1$ – Aplica-se a redes de grandes dimensões e com elevada combinação de materiais constituintes das tubagens. Este fator tende a estabelecer uma relação linear entre o caudal e a pressão, quer isto dizer que uma redução de 1% na pressão resulta numa diminuição em 1% do caudal perdido.

$N1 = 1,15$ – Expoente recomendado quando os materiais de constituição das condutas da rede de distribuição são muito heterogêneos, por exemplo, ferro fundido dúctil, aço, PEAD, PVC, entre tantos outros, ou quando o parâmetro $N1$ é difícil de estimar.

$N1 = 1,5$ – Coeficiente representativo de sistemas de distribuição de água constituídos por materiais flexíveis, tipicamente plásticos, tais como o PVC e o PEAD. A área do orifício altera-se com as oscilações de pressão sentidas.

$N1 = 2,5$ – Aplicação excepcional em redes constituídas por materiais plásticos e, neste caso, a variação da pressão influencia muito significativamente a área do orifício, predominando roturas longitudinais.

Para estudar o comportamento de diferentes tipos de rotura (orifícios regulares e fissuras longitudinais) em diferentes tipos de materiais (PVC, aço, ferro fundido, fibrocimento) foi utilizada a análise dos elementos finitos, em sistemas sob pressão. Nas conduitas assumem-se orifícios hidráulicos, equação 11, e comportamento elástico para os materiais da sua constituição (Cassa *et al.*, 2010).

Os dados experimentais possibilitaram uma melhor compreensão da relação entre a área da rotura e a pressão, para qualquer sistema de abastecimento, onde as áreas de rotura aumentam linearmente com a pressão, podendo ser agora descrito pela seguinte equação:

$$A_l = mh + A_0 \quad (14)$$

Onde m é o declive da reta que descreve a relação entre a área e a pressão; h é a pressão e A_0 é a área inicial da rotura.

A substituição da equação 14 na equação 11 origina o conceito de FAVAD introduzido por May:

$$Q_l = C_0 \sqrt{2g} (A_0 H^{0.5} + m H^{1.5}) \quad (15)$$

Como se pode verificar, a principal diferença entre as duas equações (11 e 15) é que, na segunda, May (1994), sugere que algumas roturas têm áreas fixas (com expoente de 0,5), enquanto outras apresentam áreas variáveis (com expoente de 1,5). Na primeira equação, assume-se que as áreas das roturas variam linearmente com a pressão, sendo que apenas a extensão dessas variações difere.

2.10 Simulação Matemática de Sistemas

O principal objetivo da simulação matemática é estudar o comportamento dos sistemas reais através da criação de modelos matemáticos ou simplificações da realidade. Uma rede de distribuição de água em pressão é um sistema complexo, que pode ser modelado estática ou dinamicamente através de programas computacionais, tais como EPANET ou WaterNetGen. A análise do comportamento hidráulico em condições estáticas, por exemplo, em situação de equilíbrio hidráulico, consiste em tirar uma “fotografia” ao sistema no instante mais desfavorável, normalmente, para caudais de ponta instantânea de horizonte de projeto, e

posterior verificação do cumprimento dos valores regulamentares. No entanto, o que acontece na realidade é que o caudal que circula nas conduitas é condizente com as variações periódicas dos consumos ao longo do tempo, tendo como resultado final oscilações da pressão ao longo da rede. Os meios técnicos atuais já permitem que sistemas desta natureza sejam simulados a partir da criação de um padrão temporal que imite as variações dos consumos ao longo da rede, ou seja, é possível e preferível caracterizar dinamicamente os fenómenos que ocorrem nos SDA.

Uma rede de distribuição é mecanicamente constituída por um conjunto de reservatórios, tubagens e órgão acessórios com o propósito de transportar a água desde os locais em que é fornecida até os locais em que é solicitada. Para além dos constituintes físicos do sistema, os modelos de simulação hidráulica pressupõem ainda o entendimento dos conceitos de nós e dos troços que ligam os nós. Os consumos solicitados à rede são concentrados nas extremidades das conduitas e circulam nos troços. Quando se conhecem os consumos e estes são contantes e independentes da pressão (*demand-driven*), a análise é designa de DDA (*demand-driven analysis*). Quando a pressão influencia o caudal que chega aos consumidores (*pressure-driven*) e a abordagem designa-se por PDA (*pressure-driven analysis*).

Ainda que ambas as abordagens tenham interesse para o SDA, uma abordagem PDA pode ser aquela que representa mais realisticamente o comportamento hidráulico dos sistemas, especialmente quando há referência a fugas, danificações nas bombas, situação de combate a incêndios ou outros eventos que, não estando sob o controlo humano, podem originar situações de flutuações de pressões que influenciam o caudal que circula nas conduitas. Uma abordagem DDA é recomendada apenas quando o sistema opera em condições adequadas de pressão (Muranho, 2012; Sá Marques e Sousa, 2011).

A relação entre o aumento da pressão e das perdas de água na rede pode ser representada por um modelo híbrido. A simulação das perdas nos sistemas de distribuição de água podem ser divididas em duas componentes separadamente, consoante a modelação seja feita para perdas devido a roturas (*burst leakage*), $q_{k-burst}$, ou perdas através de pequenos orifícios, juntas ou fendas que estão muito compactadas (*background leakage*), $q_{k-background}$. A relação entre a pressão de serviço na rede e a quantidade de fugas e perdas, para uma determinada conduta k , pode ser expressa pela equação 16 (Muranho, 2011, citado por Gemanopoulos, 1985 e Giustolise *et al.*, 2008):

$$q_k^{fuga} = \begin{cases} \beta_k l_k (P_k)^{\alpha_k} + C_k (P_k)^{\delta_k}, & P_k > 0 \\ 0, & P_k \leq 0 \end{cases} \quad (16)$$

em que q_k^{fuga} representa a quantidade total de fugas e perdas através da conduta k ao longo do comprimento l_k ; β_k e α_k são dois parâmetros associados ao modelo de fugas relacionados com as perdas background; C_k e δ_k são dois parâmetros associados ao modelo de fugas relacionados com as perdas *burst* (fórmula para orifícios, $\delta_k = 0,5$); e P_k é a pressão média entre os dois nós de extremidade. Lambert (2011) refere que o parâmetro α_k pode variar entre 0,5 e 2,5, em função do tipo de material da conduta; o parâmetro β_k refere-se à deterioração do material da conduta e o seu valor deve ser atribuído por calibração, sendo que como valor inicial pode adotar-se 10^{-7} . A principal explicação para o aumento das perdas de água (quer através de roturas, quer através de pequenos orifícios é a deterioração da própria rede, juntas e conexões de serviço. Na verdade, a idade, o diâmetro e o material de constituição das condutas, têm vindo a ser mencionados na literatura como os principais fatores que influenciam o aumento da ocorrência de roturas ao longo do tempo.

Para efeitos de simulação, o valor das perdas em cada conduta é atribuído aos seus nós de extremidade na proporção das respetivas pressões. Portanto, o total de perdas atribuído ao nó i pode ser calculado a partir da seguinte expressão:

$$q_i^{fuga} = \sum_k \frac{1}{2} q_k^{fuga} = \frac{1}{2} \sum_k (\beta_k l_k (P_k)^{\alpha_k} + C_k (P_k)^{\delta_k}) \quad (17)$$

ou

$$q_i^{fuga} = \sum_k \left(\frac{P_i}{P_i + P_j} \right) q_k^{fuga} = \frac{P_i}{2} \sum_k (\beta_k l_k (P_k)^{\alpha_{k-1}} + C_k (P_k)^{\delta_{k-1}}) \quad (18)$$

2.11 Modelação experimental

A modelação das fugas e perdas reais em redes de distribuição de água requer, como já foi anteriormente referido, o estudo da relação existente entre a pressão de serviço e o caudal de água perdido através de uma rotura. De Paola *et al.* (2012) refere que são vários os autores que têm vindo a realizar ensaios experimentais com o objetivo de caracterizar essa relação, uma vez que é fundamental para o desenvolvimento de modelos de simulação hidráulica que sejam capazes de reproduzir o real funcionamento de um SDA.

Na literatura encontraram-se alguns estudos que têm vindo a ser realizados e que abordam, não só o aspeto estrutural da lei de vazão, como também a calibração dos seus parâmetros. A formulação nominal referida nos subcapítulos 2.9 e 2.10 é utilizada por diversos autores que têm vindo a estudar a influência do material da conduta e da forma e dimensão dos orifícios

regulares ou fendas na quantidade de água escoada, para uma determinada pressão. No entanto, a maior parte dos estudos foram realizados para as condições atmosféricas, negligenciaram as reais condições de instalação e funcionamento das condutas que, regra geral, se encontram enterradas e, conseqüentemente, a interação da fuga com o solo deve ser considerada. De seguida são apresentados dois exemplos de trabalhos laboratoriais realizados neste âmbito.

O trabalho experimental realizado no Departamento de Engenharia Civil, Arquitetónica e Ambiental da Universidade de Nápoles Federico II tinha como principal objetivo estudar o comportamento hidráulico e geotécnico de uma conduta de PEAD enterrada num solo característico da região, solo vulcânico.

A figura 2.12 ilustra a instalação experimental onde os trabalhos tiveram lugar, que consiste numa conduta de PEAD com 3,20 m de comprimento que foi inserida numa conduta de aço, cujo diâmetro nominal é de 125 mm. O diâmetro interno e a espessura do tubo de PEAD são de 114,6 e 12,7 mm, respetivamente. O troço da conduta de PEAD que vai ser ensaiado é isolado por uma válvula de fecho e limitado por uma caixa de *Perspex* com 2 m de comprimento, 0,35 m de largura e 0,45 m de altura. Na parte inferior da caixa é colocada uma camada drenante, com uma espessura variável entre 4 e 7 cm, constituída por cascalho. O restante volume da caixa é preenchido por areia siltosa, um solo vulcânico, muito típico da região de Campania (sul de Itália).

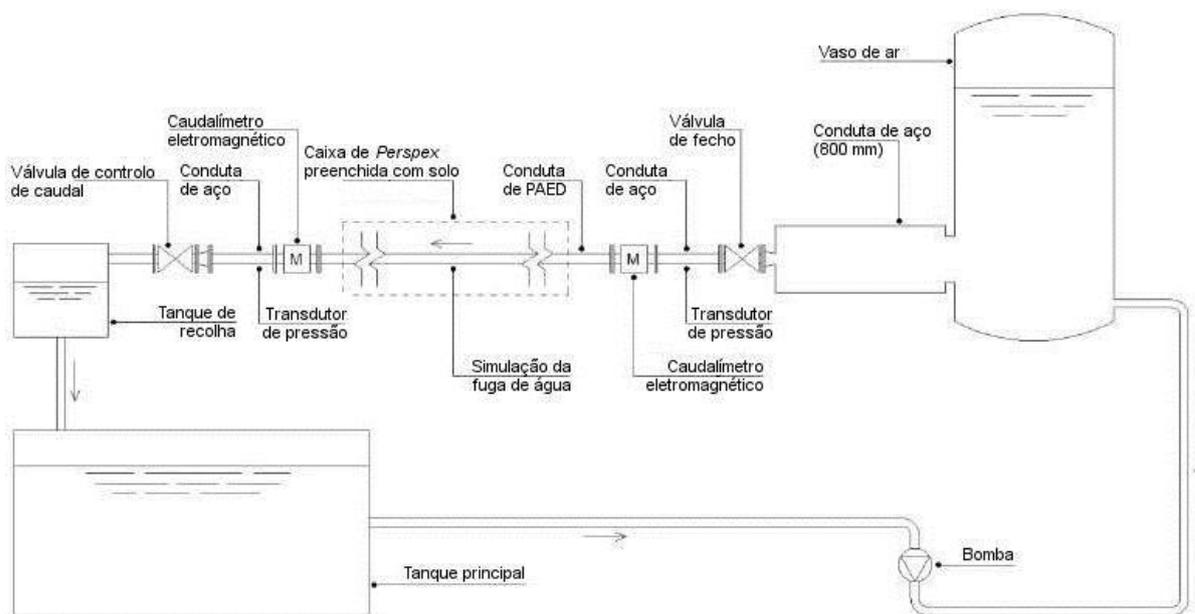


Figura 2.12 – *Layout* da instalação experimental (trabalho laboratorial 1).

A fuga de água é simulado através de um furo circular com 6 mm de diâmetro, localizado ao centro da conduta de PEAD e feito diretamente na parede. O caudal escoado pelo orifício é calculado pela diferença de leituras dos caudalímetros instalados a jusante e de montante da conduta e a pressão é controlada por dois transdutores de pressão, que funcionam na gama de pressão entre 0 a 10 bar, e que se localizam ao lado dos caudalímetros eletromagnéticos. Os dados são registados continuamente por um sistema de aquisição de dados com uma frequência de amostragem de 10 Hz.

As condições reais de instalação e funcionamento do sistema foram garantidas pela aplicação de um peso de 2000 N sobre conduta e o solo envolvente. A carga foi distribuída uniformemente pela área da caixa de *Perspex* através de uma placa de carregamento de madeira da mesma largura da caixa e com um comprimento de 0,7 m, o que corresponde a uma tensão de 450 N/m² e que resultou num abaixamento da conduta de 0,3 m.

A tabela 2.2 apresenta os resultados da calibração dos parâmetros de vazão calculados para um conjunto de testes, através quadro 2.2.

Quadro 2.2 – Parâmetros de vazão calculados no trabalho laboratorial 1.

Teste	Tipo	c	N1
1	Conduta não enterrada	0.2059	0.6464
2	Conduta não enterrada	0.1893	0.6857
3	Conduta não enterrada	0.1904	0.6737
4	Conduta enterrada	0.1768	0.6994

Os resultados dos testes preliminares realizados na conduta de PEAD foram úteis para uma melhor compreensão dos fenómenos físicos gerados pela água escoada através da fuga no solo envolvente. No que respeita ao comportamento hidráulico, as diferenças entre estes ensaios e os que foram realizados para as condições atmosféricas, não apresentaram diferenças significativas. Contudo, os resultados obtidos podem estar afetados pelas características da instalação e, como tal, De Paola *et al.*, (2014), autores do estudo, referem que será necessário mais investigação nesta área.

Um segundo ensaio laboratorial encontrado na literatura realizou-se no Laboratório de Hidráulica da Universidade de Naples “Federico II”, Itália.

Os trabalhos experimentais consistiram em medir o caudal escoado por uma fuga através de caudalímetros eletromagnéticos e a pressão, mantida constante até 10 bar, por dois vasos de ar paralelos. Os vasos de ar encontram-se ligados a uma conduta cilíndrica de aço com 800 mm de diâmetro e esta, por sua vez, liga-se à conduta a estudar (figura 2.13).

Foi instalada uma válvula de cunha a jusante da conduta ensaiada, ligada a uma conduta de PVC com um diâmetro de 100 mm que recolhe e transporta a água para um tanque de recirculação. A 3,35 m a jusante da conduta experimental foi instalada uma junção entre a conduta e uma válvula de interseção esférica que possui um bocal usado para simular a fuga (De Paola *et al.*, 2012).

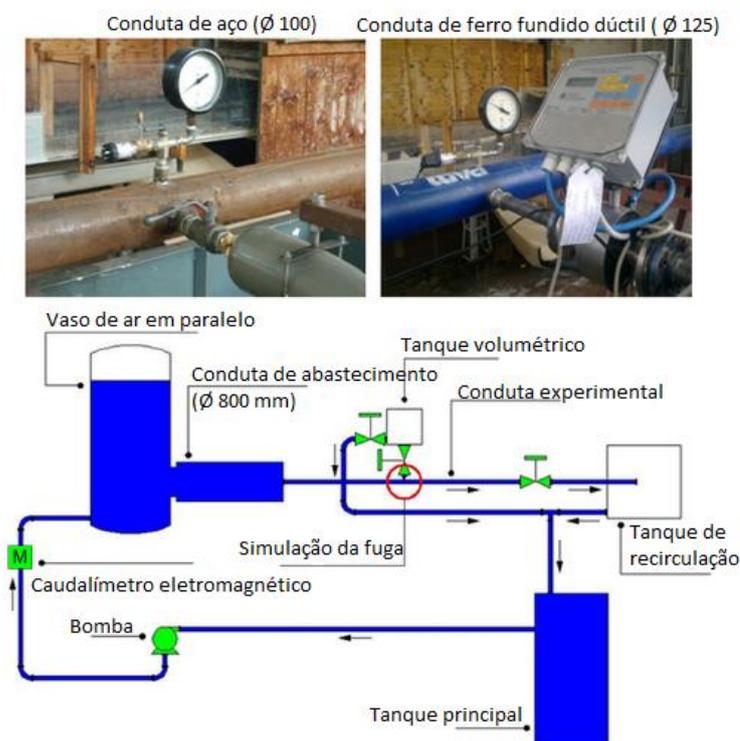


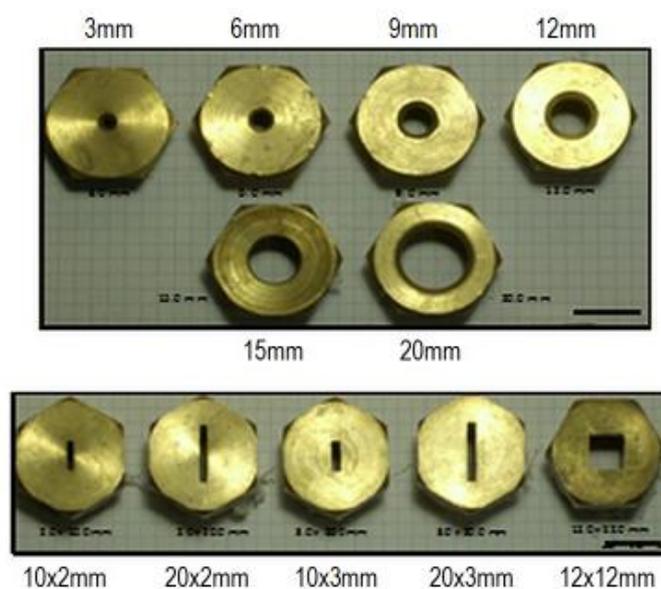
Figura 2.13 – *Layout* da instalação experimental (trabalho laboratorial 2).

Estudaram-se dois tipos de conduitas, uma de aço com 6,70 m de comprimento, diâmetro nominal de 100 mm (DN 100) e espessura de 4 mm. O segundo ensaio foi realizado para uma conduta de ferro fundido dúctil com um diâmetro nominal (DN 125) e uma espessura de 3 mm. A escolha dos materiais deveu-se essencialmente à grande utilização de conduitas de aço e ferro fundido dúctil nas redes de distribuição de água italianas.

O caudal escoado através da fuga foi medido, no caso da conduta de aço, por recurso a um tanque adequadamente calibrado e, para o caso da conduta de ferro fundido, através dos caudalímetros eletromagnéticos (DN 25). A pressão foi medida através dos transdutores de pressão disponíveis, que funcionavam na gama de medição 0 a 10 bar.

Nos trabalhos experimentais fizeram-se variar os seguintes parâmetros:

1. Pressão de serviço (2 a 7 bar);
2. Caudal escoado (3 a 45 l/s);
3. Geometria do bocal de saída: os diferentes tipos de fugas foram simulados através de bocais redondos, retangulares, quadrados e irregulares (ver figura 2.14).



2.14 – Orifícios com diferentes formas e tamanhos

Nos trabalhos realizados conclui-se que o coeficiente de vazão aumenta com o aumento da pressão e da área do orifício. Os valores do expoente da pressão, N_1 , afastam-se ligeiramente de 0,5 quer para orifícios circulares, quer para orifícios retangulares.

3 METODOLOGIA

3.1 Introdução

Como já foi referido no capítulo anterior, existe uma relação entre a quantidade de água que se escoia para o exterior do SDA, através de um orifício ou fenda, e alguns fatores externos, tais como o tipo de material que constitui a conduta, a pressão de serviço, entre outros. Por isso, os trabalhos laboratoriais tiveram lugar num ambiente controlado, onde esses mesmos parâmetros puderam ser rigorosamente regulados e medidos.

Os trabalhos experimentais foram precedidos de uma fase de teste que tinha como objetivo assegurar o bom funcionamento de todos os componentes envolvidos na instalação experimental, nomeadamente bombas, transdutores de pressão e caudalímetros, bem como a respetiva recolha dos valores medidos pelo registador de dados, *datalogger*.

Assim que a integridade destes aparelhos foi assegurada, realizaram-se os primeiros ensaios, que tiveram por objetivo caracterizar o material de constituição da conduta, de modo a que fosse possível determinar algumas das suas propriedades, principalmente a rugosidade da parede interna do tubo. A determinação deste parâmetro é fundamental para calcular as perdas de carga contínuas ao longo da conduta. De seguida, os trabalhos laboratoriais decorreram no sentido de determinar os coeficientes de vazão de orifícios regulares e fendas (simuladas experimentalmente e reais): numa primeira fase, simularam-se orifícios circulares na parede da conduta; numa segunda fase, os mesmos trabalhos foram repetidos para as fendas. Para ambas as situações, os ensaios contemplaram diferentes diâmetros para os orifícios e diferentes comprimentos para as fendas, sendo estes realizados para diferentes caudais e pressões de serviço.

Para que as reais condições de instalação e funcionamento das conduitas não fossem negligenciadas, previa-se ainda uma terceira fase de testes onde a interação da fuga com o solo pudesse ser considerada. No entanto, devido à escassez do tempo, tal não foi possível de realizar.

3.2 Instalação laboratorial

Os ensaios laboratoriais realizaram-se na instalação experimental ilustrada na figura 3.1, onde se pode observar um troço de conduta que foi ensaiado (dentro da caixa de vidro), encontrando-se este inserido numa conduta de ferro fundido, cujo diâmetro nominal é de 65 mm. O diâmetro interno e espessura são de 75 e 5 mm, respetivamente, e a conduta apresenta nas extremidades uma junta de união, permitindo que o tubo a ensaiar seja facilmente removido e substituído, quando necessário.



Figura 3.1 – Instalação experimental.

O fluido que circula na conduta (água, 17 °C) é medido por dois caudalímetros eletromagnéticos, localizados a montante e a jusante do tubo a ensaiar, e é regulado por uma válvula de fecho, localizada na extremidade a jusante da conduta. O caudalímetro de montante é da marca Krohne (ver figura 3.2a), cujo diâmetro nominal é de 100 mm (PN 40) e atua para pressões entre 0 e 40 bar. A gama de velocidade de escoamento ótima para o caudal é entre 2 e 3 m/s, a gama de temperatura situa-se entre os -10 e os 150 °C (+14 até 300 F). A gama do erro é cerca de 0,2%. O caudalímetro de jusante é da marca Hauser (ver figura 3.3b), cujo diâmetro nominal é de 50 mm (PN 16) e a gama de temperatura situa-se entre os 0 °C e os 60 °C (+32 até 140 F). A gama de erro é cerca de 0,5%.



(a)

(b)

Figura 3.2 – Caudalímetro de jusante

Ambos os caudalímetros se encontram ligados a um *datalogger*. Este equipamento faz a aquisição de leituras (aproximadamente uma leitura por segundo) dos instrumentos de medição (transdutores de pressão piezoelétricos e caudalímetros eletromagnéticos), quando estes transmitem a leituras efetuadas de forma analógica ou digital. Os dados recolhidos são passíveis de serem tratados computacionalmente.

A pressão de serviço é controlada por um conjunto de quatro bombas da marca Grundfos, como se mostra na figura 3.3. A sua função é adicionar energia ao fluido que se encontra num reservatório de grandes dimensões, provocando a sua elevação até à instalação experimental. O caudal de projeto, a altura de elevação, e a rotação das bombas é de 100 m³/h, 47 m e 2960 rpm. A potência do motor é de 22 kW.



Figura 3.3 – Grupo de bombas.

Como se pode observar na figura 3.3, além do grupo de bombas, de velocidade variável, existem também válvulas do tipo borboleta, que possibilitam a divisão dos troços para que estes possam ser devidamente isolados, quando necessário (representadas a azul na figura), com DN 200 e válvulas de retenção, que impedem que o fluido se escoe no sentido contrário ao pretendido (representadas a vermelho na figura), DN 200 e PN 16. O caudal é transportado até uma conduta de elevação das bombas com DN 350 e PN 10. No regresso é transportado ao longo de uma conduta de aspiração com DN 400.

A pressão é medida por dois transdutores de pressão da marca Gems do tipo piezoelétricos (ver figura 3.4) localizados a montante e a jusante da conduta a ensaiar. A distância entre os dois transdutores é de 3,42 m e ambos atuam numa gama de pressões que varia entre 0 a 10 bar.



Figura 3.4 – Transdutor de pressão do tipo piezoelétrico.

3.3 Testes de perda de carga

Quando o caudal se escoar no interior de condutas sofre perdas de energia devido à existência de fenómenos relacionados com as características próprias do fluido, tal como a viscosidade, ou com características do meio externo, como é o caso da rugosidade do material de constituição da conduta. As perdas mais significativas são habitualmente designadas de “perdas de carga” e podem ser divididas em perdas de carga contínuas, ΔH_C , e perdas de carga localizadas, ΔH_L . As perdas de carga contínuas dizem respeito à quantidade de energia que é dissipada ao longo de todo o comprimento da conduta. Admitindo regime permanente uniforme para o escoamento, a perda de carga contínua é dada por:

$$\Delta H_C = J \times L \quad (19)$$

Em que J é a perda de carga unitária, isto é, a perda de carga por cada metro de conduta (m/m) e L é o comprimento da conduta (m).

As perdas de carga localizadas estão associadas a casos particulares no sistema como, por exemplo, a presença de válvulas, curvaturas nos tubos, entrada e saída de reservatórios, entre outros. Comparativamente com as perdas de carga localizadas, este tipo de perdas são menos significativas, com exceção de troços muito pequenos (Marques e Sousa, 2011).

Em ambos os casos, há dissipação de energia para o escoamento e a modelação hidráulica de sistemas sob pressão pressupõe o conhecimento e avaliação das perdas de carga que se originam ao longo das condutas, por outras palavras, exige o conhecimento das leis de resistência.

3.3.1 Perdas de carga contínuas

Como já foi referido, a rugosidade do tubo origina fenómenos de atrito entre as paredes internas e o caudal que circula na conduta, o que resulta em perdas de carga contínuas ao longo do tubo. Neste contexto, os testes de perda de carga têm uma aplicação direta na calibração da rugosidade do material da conduta, desde que se conheçam previamente ou facilmente se determinem algumas características, tais como o comprimento e diâmetro interno do tubo a ensaiar. Para além disso, deve assegurar-se ainda um caudal constante ao longo da conduta, o estado de conservação do material e a inexistências de singularidades importantes. A perda de carga ao longo da conduta é calculada através da fórmula de Darcy-Weisbach, equação (20):

$$\Delta H_c = \frac{f \times L}{D} \times \frac{V^2}{2 \times g} = \frac{8 \times f \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} \times Q^2 \quad (20)$$

Onde: ΔH_c é a perda de carga contínua (m); f é o coeficiente de resistência ou de Darcy-Weisbach, que 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 da conduta (m).

Como nos sistemas de abastecimento são impostos limites de velocidade de escoamento e o fluido que circula no interior das condutas é a água, que apresenta uma viscosidade muito própria, o número de Reynolds deste tipo de escoamentos é relativamente elevado ($Re > 2400$). Desta forma, o regime de escoamento caracteriza-se como turbulento. E, para regimes turbulentos, a fórmula proposta por Colebrook-White em 1939, equação (21), é ainda hoje referida como aquela que, ao considerar um valor da rugosidade absoluta equivalente da conduta, conduz a resultados mais aproximados para as perdas de carga reais em escoamentos deste tipo.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \times \log \left(\frac{k}{3.7 \times D} + \frac{2.51}{R_e \times \sqrt{f}} \right) \quad (21)$$

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.

3.4 Ensaios preliminares

Uma vez que foi a instalação experimental foi colocada em funcionamento pela primeira vez para a realização dos trabalhos laboratoriais que constituíram o objeto de estudo da presente dissertação, foi necessário proceder a uma fase de testes preliminares para garantir o bom funcionamento de todos os componentes envolvidos nos trabalhos experimentais.

No âmbito do presente trabalho considerou-se pertinente ensaiar diferentes tipos de conduitas, já que as tubagens de um SDA são constituídas por diferentes materiais e é a sua composição que determina as suas propriedades, não existindo um material ideal que possa ser aplicado em todas as situações e que garanta máxima fiabilidade. Assim, os ensaios preliminares foram realizados para o ferro fundido e para um material plástico, mais flexível que o primeiro, o PEAD.

O troço da conduta de PEAD mede 2,94 m de comprimento e o seu diâmetro nominal é de 63 mm. O diâmetro interno e a espessura são de 55,4 e 3,8 mm, respetivamente (figura 3.5a). A conduta de ferro fundido também mede 2,94 m de comprimento e o seu diâmetro nominal é de 60 mm, ver figura 3.5b.



(a)



(b)

Figura 3.5 – Conduitas ensaiadas experimentalmente: (a) Conduta de PEAD; (b) Conduta de ferro fundido

Após a fase de teste dos componentes que constituem a instalação experimental, os trabalhos laboratoriais iniciaram-se com a determinação das leis de resistência para os materiais das duas condutas em estudo, o ferro fundido e o PEAD. A perda de carga ao longo de cada um dos tubos foi determinada, inicialmente, através da diferença dos valores medidos pelos dois transdutores de pressão. No entanto, os valores calculados para a perda de carga, considerando a rugosidade indicada na literatura apontava na ordem de grandeza dos centímetro (entre 2,3 e 2,5 cm para o ferro fundido e ligeiramente menor para o PEAD), contudo, os valores obtidos através da diferença dos transdutores situavam-se na ordem de grandeza dos metros, o que não constitui um resultado aceitável para o comprimento da conduta considerado.

Na realidade, a perda de carga contínua que existe num troço relativamente pequeno é pouco significativa e, conseqüentemente, os valores da variação de pressão existente situam-se na zona de erro dos transdutores, que trabalham na gama dos 0 a 10 bar. Por isso, pode concluir-se que, para se conseguir medir a diferença de pressão que ocorre na sequência da existência de uma fuga, seria necessário adquirir transdutores de pressão mais sensíveis a essas variações. Pelas razões anteriormente apresentadas, ainda que se dispusesse de equipamento tecnologicamente mais avançado para o efeito, foi necessário recorrer a outro método de medição de pressão, já que os resultados obtidos através deste não eram viáveis.

Assim, o diferencial de pressão foi determinado por recurso a um manómetro diferencial de coluna de água. Este método, apesar de ser mais suscetível à ocorrência de erros humanos e técnicos, apresentou maior sensibilidade para medir diferenciais de pressão em ordens de grandeza mais pequenas. O seu princípio de funcionamento consiste em determinar a diferença de pressão entre as extremidades da conduta de PEAD através do desnível criado entre os dois tubos. Os ensaios foram realizados para a pressão máxima na rede e para as velocidades de escoamento de 0,5, 0,8 e 1 m/s. A elevação da pressão até ao valor máximo permitiu determinar a perda de carga máxima na rede para uma gama de valores da velocidade de escoamento compatíveis com as imposições do Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais (RGSPDADAR).

Após a determinação das leis de resistência, os ensaios laboratoriais para determinar os coeficientes de vazão de orifícios regulares e fendas, simuladas experimentalmente e reais, começaram por ser realizados para a conduta de PEAD, no entanto, não prosseguiram para o tubo de ferro fundido, nem para a situação em que se considera a interação da fuga com o solo envolvente à conduta, já que a caracterização das propriedades das condutas, bem como a determinação dos métodos de medição mais adequados para a pressão e para o caudal demoraram mais do que o inicialmente previsto. Desta forma, devido à limitação do tempo para a execução do trabalho, não foi possível concretizar todos os trabalhos inicialmente definidos.

3.5 Determinação experimental dos coeficientes de vazão

Os coeficientes de vazão foram determinados para orifícios regulares e fendas, simuladas experimentalmente e reais, na conduta de PEAD. Estas últimas começaram por ser induzidas artificialmente (com um x-ato) e posteriormente estudou-se também o comportamento de fendas e roturas reais que haviam sido retiradas dos sistemas reais, precisamente devido à ocorrência dessas mesmas fugas. Nos cálculos efetuados para determinar experimentalmente os coeficientes de vazão consideraram-se as ΔH_C ao longo da conduta. No entanto, como se mostrará mais à frente, a perda de carga contínua, no comprimento considerado, é pouco significativa, podendo esta ser desprezada, sem prejuízo para os parâmetros de vazão calculados.

3.5.1 Orifícios regulares

Após determinar a lei de resistência da conduta de PEAD, furou-se o centro da parede do tubo, perpendicularmente ao escoamento, com uma broca dimensionada para 1 mm, como se mostra na figura 3.6. O caudal escoou-se para o exterior da conduta através do orifício simulado. O volume de água que abandonou a conduta foi, inicialmente, calculado pela diferença dos valores medidos pelos caudalímetros localizados a montante e a jusante do tubo.

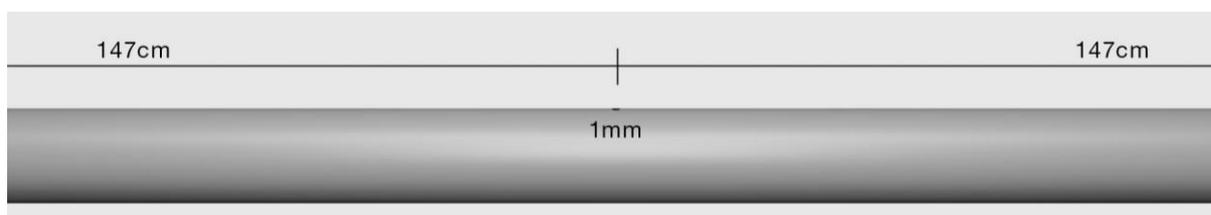


Figura 3.6 – Esquema da conduta onde se simulou um orifício de 1 mm.

Contudo, verificou-se que, devido ao facto do volume escoado através do orifício ser pouco significativo, este situava-se na gama de erro dos caudalímetros eletromagnéticos utilizados, que não apresentaram sensibilidade suficiente para detetar as variações de caudal existentes. Perante os resultados obtidos, optou-se por realizar uma medição volumétrica. A medição volumétrica consiste em recolher a quantidade de água escoada num recipiente, cuja tara se deve conhecer, e determinar o seu peso (P). Para converter o peso para unidades de volume (V) é necessário considerar a densidade da água (ρ):

$$P = \rho \times V \quad (=) \quad V = \frac{P}{\rho} \quad (22)$$

A partir da medição do volume da água que se escoou pelo orifício, por um determinado período de tempo, é possível determinar o caudal volumétrico através da expressão 23:

$$Q = \frac{V}{t} \quad (23)$$

Onde V é o volume escoado, t é o tempo de duração do ensaio e Q é a vazão volumétrica.

Os ensaios foram realizados durante um período de 3 minutos, para diferentes pressões (20, 30 e 40 m c.a.) e velocidades de escoamento (0,3, 0,7, 1,1 e 1,5 m/s), o que corresponde a um caudal de 0,66, 1,54, 2,43 e 3,31 l/s, respetivamente.

A medição por cubicagem tem associados erros humanos, que podem resultar da falta de precisão no momento de iniciar e finalizar contagem, registo errado do valor mostrado na balança digital, entre outros. No sentido de minimizar o erro associado a este tipo de medição, realizaram-se três ensaios, para as mesmas condições, de maneira a obter um valor médio, quer para as pressões registadas nos transdutores, quer para a medição volumétrica dos caudais escoados. Os períodos de medição devem ser constantes para assegurar o rigor dos resultados obtidos.

Após determinar a medição de caudal mais adequada para o menor orifício (1 mm), aumentou-se o diâmetro para 2 mm, ver figura 3.7, e realizaram-se os ensaios para este diâmetro sob as mesmas condições anteriormente descritas.

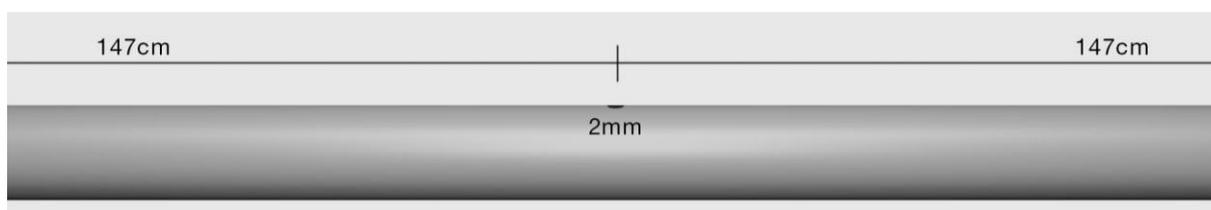


Figura 3.7 – Esquema da conduita onde se simulou um orifício de 2 mm.

Como o volume de água escoado para o exterior ainda se situa na gama de erro dos caudalímetros, recorreu-se uma vez mais à medição por cubicagem. Posteriormente, alargou-se o orifício para 4 mm (figura 3.8), e compararam-se os valores dos coeficientes de vazão obtidos através das duas medições mencionadas. Para este último diâmetro, o volume de água escoado,

calculado através da diferença dos caudalímetros e o que foi obtido por cubicagem originou resultados semelhantes. De facto, com o aumento da área de vazão do orifício, aumenta o caudal escoado para o exterior e a diferença entre o caudal medido no caudalímetro de montante e de jusante fica mais evidente. Contudo, consideraram-se, uma vez mais, os valores obtidos por cubicagem.

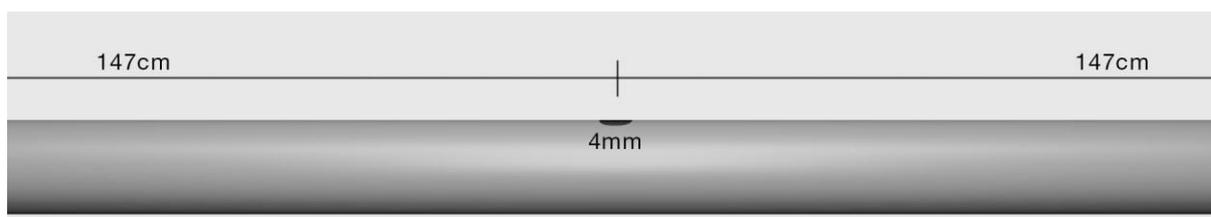


Figura 3.8 – Esquema da conduita onde se simulou um orifício de 4 mm.

Após validar o orifício de 4 mm, os ensaios prosseguiram para a situação em que se ensaiaram orifícios múltiplos, simulando-se um segundo orifício, 60 cm antes do primeiro, ver figura 3.9.

A determinação do coeficiente de vazão começou por ser feita para cada orifício individualmente, o que implicou conhecer o caudal escoado por cada orifício, durante um determinado período de tempo (1 minuto), bem como a pressão medida em cada um desses pontos de fuga. Contudo, como se mostrará no capítulo seguinte, os valores obtidos não foram satisfatórios, sendo o coeficiente de vazão de orifícios múltiplos calculado através da multiplicação do número de orifícios pela área de vazão na equação 11.

Dado os elevados volumes escoados através dos orifícios de maior diâmetro, a medição por cubicagem não se apresentou como uma alternativa viável. Contudo, com o aumento do número de orifícios na conduita, o caudal que passa no caudalímetro de jusante é cada vez menor do que no de montante, possibilitando a medição do volume escoado para o exterior através da diferença dos valores medidos.

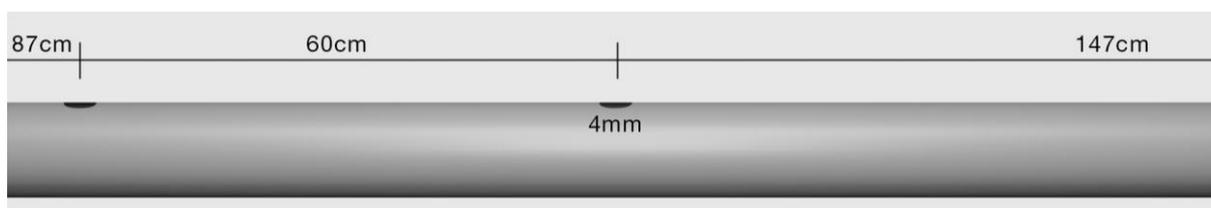


Figura 3.9 – Esquema da conduita onde se simulou o 2º orifício a anteceder o primeiro.

Posteriormente, fechou-se esse segundo orifício com uma braçadeira e abriu-se um novo 60 cm à frente do inicial (figura 3.10).

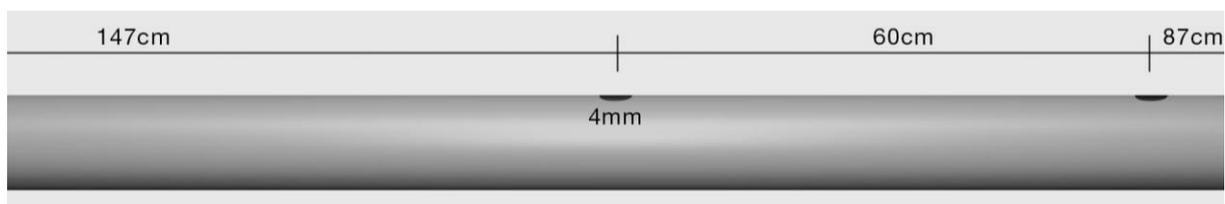


Figura 3.10 – Esquema da conduita onde se simulou o 2º orifício a suceder o primeiro.

Com esta experiência pretendia-se estudar a influência da posição do segundo orifício na perda de carga registada ao longo da conduita e, conseqüentemente, no caudal escoado pelos orifícios. Nas figuras 3.11 e 3.12 é possível observar uma representação visual do que seria espectável em uma das situações consideradas. Em ambas as situações há perdas de carga contínuas que resultam da energia que é dissipada ao longo da conduita. O objetivo era comparar os valores registados em ambas as situações e aferir acerca da influência da posição do segundo orifício em relação ao primeiro.

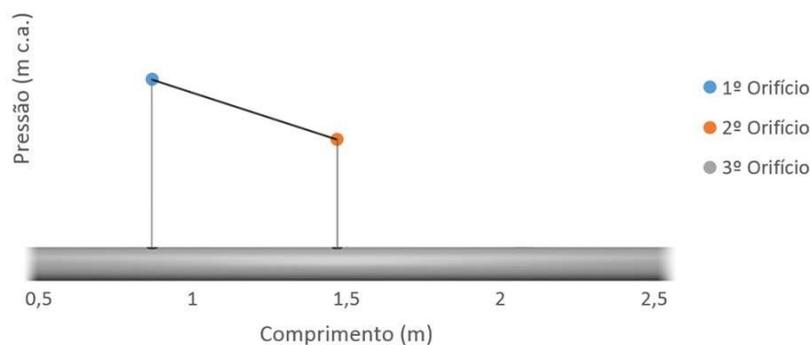


Figura 3.11 - Perda de carga contínua (2º orifício 60 cm antes do 1º).

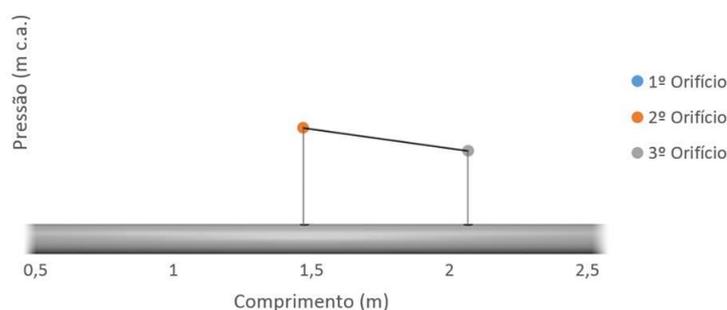


Figura 3.12 - Perda de carga contínua (2º orifício 60 cm depois do 1º).

Por último, retirou-se a braçadeira e ensaiaram-se os três furos em simultâneo (ver figura 3.13). Nesta fase, importa referir que, para a pressão mais elevada (40 mc.a.) e para velocidades de escoamento mais baixas (0.3 m/s), o volume de água perdido através dos orifícios é bastante significativo e, conseqüentemente, o caudal que atravessa o caudalímetro de jusante é muito baixo, situando-se na gama de erro do mesmo, não apresentando esta sensibilidade suficiente para o medir. Neste sentido, facilmente se compreende que, não seria viável aumentar mais o número de orifícios sob pena de não se conseguir obter resultados fiáveis, devido ao elevado erro associado.

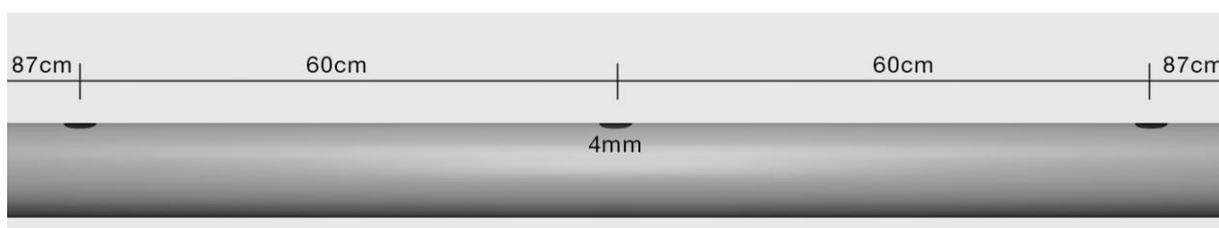


Figura 3.13 – Esquema da conduita onde se simularam 3 orifícios com 4 mm.

3.5.2 Fendas

A simulação de fendas em conduitas foi conseguida através de rasgões feitos por um x-ato de maneira a obter roturas similares àquelas que ocorrem nos sistemas reais. O primeiro ensaio realizado contemplava uma fenda com um comprimento de 5 cm. No entanto, facilmente se verificou que o caudal escoado era muito elevado, sendo necessário, por um lado, adquirir bombas de maior potência para dar vazão a toda a água escoada e, por outro, o caudal que passava no caudalímetro de jusante era pouco significativo, não apresentando esta sensibilidade suficiente para o medir. Neste sentido, ensaiaram-se comprimentos mais pequenos, 3 cm e 4

cm. O dimensionamento de fendas de menores dimensões também não constituía uma representação da realidade dos sistemas que, como se poderá verificar mais à frente, geralmente, apresentam comprimentos superiores. Desta forma, as fendas simuladas artificialmente contemplaram apenas estes dois comprimentos.

Dada a impossibilidade de ensaiar outros comprimentos e, tendo em conta que, do ponto de vista da modelação tem interessa prático o ensaio de conduitas que apresentem fugas e roturas reais, os ensaios laboratoriais incluíram ainda a caracterização de conduitas de PVC que se encontravam inseridas nos sistemas reais e que, precisamente devido à ocorrência de fugas e roturas tiveram de ser retiradas e substituídos no terreno. Contudo, pelos motivos que se apresentam de seguida, nem todas as fendas e roturas reais puderam ser ensaiadas. A comparação destes troços de conduta com os simulados em laboratório permite determinar coeficientes de vazão mais ajustados à realidade dos sistemas urbanos.

Como foi referido, as fugas e roturas ocorreram em troços de conduitas que, de modo a representar tão fielmente quanto possível a realidade, foram inseridos numa conduta de PVC, PN 10 bar e DN 63 e com 3 mm de espessura. Este troço de PVC foi inserido na conduta de ferro fundido anteriormente descrita.

De seguida apresentam-se algumas figuras onde se pode observar diferentes tipos de fugas e roturas reais que ocorreram nos sistemas reais. Na figura 3.14 é possível observar o efeito da corrosão numa tomada de água, devido à água que se escoava pela fuga. Este primeiro troço foi ensaiado em laboratório para determinar o ponto exato de fuga. Inicialmente julgava-se que a fuga poderia estar a ocorrer na própria tomada de água, mas com a sua colocação na instalação experimental, verificou-se que a borracha que serve de elo de ligação entre duas conduitas, evitando que estas deslizem, encontrava-se deformada, o que impossibilitava a sua colocação na instalação. Desta forma, essa mesma borracha foi substituída por uma nova e, quando o troço foi ensaiado experimentalmente, não se escoava água para o exterior da conduta, o que permitiu concluir que a fuga resultava, efetivamente, de uma deformação da borracha.



Figura 3.14 - Fuga que originou corrosão na tomada de água.

Um outro troço de conduta ensaído foi o que se apresenta na figura 3.15. Este tipo de rotura pode ser caracterizada como *burst* e apresenta um comprimento de 24 cm ao longo da conduta, diminuindo este para 15 cm quando o troço foi inserido na conduta de PVC e ajustado com braçadeiras. Ainda assim, o caudal escoado através da fuga era tão elevado (mais de 5 l/s) que inviabilizou a medição do mesmo, pelos motivos anteriormente expostos.



Figura 3.15 – Conduta em PVC com uma fenda.

No troço de conduta apresentado na figura 3.16 é perceptível uma fenda com aproximadamente 8,3 cm de comprimento e que dadas as suas características pode ter resultado de irregularidades no terreno. Esta conduta não foi ensaída porque, dada a dimensão da fenda iria acarretar os mesmos problemas que foram anteriormente descritos.



Figura 3.16 – Conduta em PVC com uma fenda de 8 cm.

O tipo de roturas apresentadas na figura 3.17 também se caracteriza na categoria de *burst* e resultam de uma rotura na junção entre duas condutas. A fenda do lado esquerdo apresenta 8,5 cm de comprimento e pode ter tido origem na pressão exercida pela água no interior da conduta. Possivelmente o comprimento inicial era relativamente menor, mas foi aumentando progressivamente. Este troço de conduta foi ensaído para 20, 30 e 40 m c.a. e para as velocidades de 0,7, 1,1 e 1,5 m/s. O ensaio não foi realizado para velocidades inferiores dado o elevado caudal escoado através da fenda e a falta de sensibilidade que o caudalímetro apresenta para medir caudais pequenos.



Figura 3.17 – Fugas e roturas que resultaram de uma fenda na junção de duas condutas

Na figura 3.17 do lado direito mostra-se mais um exemplo de uma rotura real, com 8,5 cm de comprimento, cujas características se aproximam da anterior, pelo que não teve interesse realizar o ensaio desta.

No caso das fendas, as pressões foram medidas pelos transdutores de pressão e o caudal pelos caudalímetros através de um processo análogo ao praticado para os orifícios múltiplos. No entanto, os caudais escoados através de fendas, em comparação com os orifícios múltiplos, são muito maiores, por isso, a lei de vazão utilizada para determinar estes valores é a mesma que se utiliza para as roturas do tipo *burst*. O conhecimento do valor do caudal e da pressão no ponto de fuga permitiu, assim, determinar o valor dos parâmetros C_k e α_k , através da equação 24, pelo método dos mínimos quadrados.

$$q_k^{fuga} = C_k (P_k)^{\alpha_k} \quad (24)$$

Como já foi referido, o coeficiente C_k , relaciona-se com a forma do orifício e é afetado pelo comprimento da fenda e de um expoente, como se pode verificar na equação 25.

$$C_k = C'_k L^\beta \quad (25)$$

Em que C_k representa o coeficiente que se relaciona com a forma do orifício; C'_k é o coeficiente de vazão; L é o comprimento da fenda e β é um expoente que se relaciona com a área.

Contudo, a lacuna existente no conhecimento dos parâmetros das leis de vazão para fendas inviabiliza a comparação dos resultados obtidos com outros dados experimentais. Por isso, a determinação dos coeficientes C_k e dos expoentes α_k mais adequados para cada situação contemplou a realização de dois cálculos adicionais, por forma a tentar homogeneizar os referidos parâmetros. Numa primeira abordagem, fixou-se um valor para o parâmetro $\alpha = 0,9$ e determinou-se a partir daí o coeficiente C_k .

$$C_k = \frac{q_k^{fuga}}{(P_k)^{\alpha_k}} \quad (26)$$

Uma outra forma de estudar o comportamento desses mesmos parâmetros consistiu em fixar diferentes valores para o C_k e posteriormente determinar o valor do respetivo α_k , a partir do rearranjo da equação 27:

$$q_k^{fuga} = C_k (P_k)^{\alpha_k} \quad (=\) \quad \alpha_k = \ln \frac{q_k^{fuga} / C_k}{\ln(P_k)} \quad (27)$$

4 ANÁLISE DE RESULTADOS

4.1 Perdas de carga contínuas

As perdas de carga contínuas médias, obtidas através do manómetro diferencial de coluna de água foram de 0,012, 0,029 e 0,040 m para as velocidades de 0,5, 0,8 e 1,0 m/s, respetivamente. Tendo em conta que as duas colunas do manómetro estão afastadas por um comprimento de 2,5 m, a perda de carga unitária, j , para cada uma das velocidades anteriormente referidas é de 0,005, 0,011 e 0,016 m/m, para as mesmas velocidades, respetivamente. Conhecendo a perda de carga contínua, o comprimento e o diâmetro da conduta, bem como o caudal que circula no seu interior, estão verificadas todas as condições necessárias para determinar o coeficiente de resistência ou de Darcy-Weisbach, f , a partir da equação 20, tendo-se obtido os valores de 0,026, 0,023 e 0,022 para as velocidades de 0,5, 0,8 e 1,0 m/s, respetivamente. Por último, determinou-se o parâmetro rugosidade, k , quadro 4.1, através da equação 21:

Quadro 4.1 - Valor de k obtido experimentalmente para a conduta de PEAD.

V	k (mm)	k médio (mm)
0,5	0,01	0,012
0,8	0,02	
1,0	0,006	

Em termos práticos, o que importa determinar é, não só a perda de carga que ocorre em consequência da rugosidade do material, mas também das pequenas perdas de carga singulares que resultam, por exemplo, do facto dos acessórios da instalação experimental se encontrarem todos muito juntos, pode ter influência na perda de carga calculada. Assim, o valor médio da rugosidade absoluta equivalente adotado foi 0,012 mm. Ainda assim, deve ter-se em consideração que este valor está afetado por erros relativamente elevados.

Conhecido este coeficiente é possível escrever uma equação que permite calcular as perdas de carga ou de energia em função das características do escoamento, que se pressupõe uniforme, a designada fórmula da resistência.

4.2 Determinação experimental dos coeficientes de vazão

A determinação dos coeficientes de vazão para orifícios regulares e fendas contemplou dois casos distintos. Caso 1: Considera-se a perda de carga contínua ao longo do tubo; Caso 2: Despreza-se a perda de carga contínua ao longo do tubo e assume-se a pressão lida no transdutor de montante.

4.2.1 Orifícios regulares

Os primeiros ensaios foram realizados para orifícios regulares com 1, 2 e 4 mm de diâmetro. Os resultados obtidos para o volume de caudal perdido em função da pressão de serviço é apresentado no gráfico da figura 4.1.

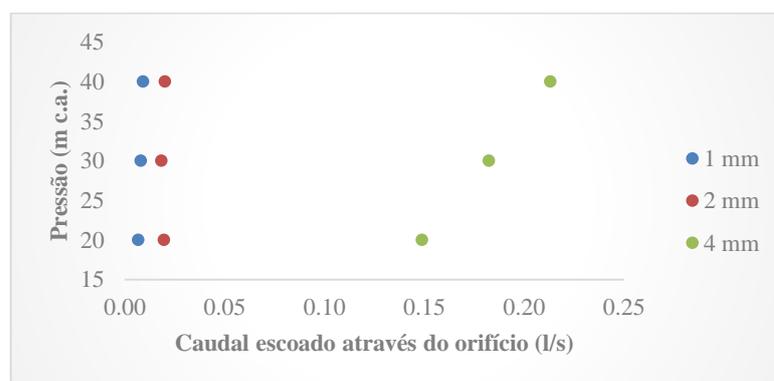


Figura 4.1 – Relação entre a pressão e o caudal do orifício.

Como seria de prever, a análise do gráfico da figura 4.1 evidencia que o caudal perdido através do orifício aumenta com o aumento da pressão e do tamanho do diâmetro deste. No entanto, o aumento registado do primeiro para o segundo orifício não foi muito significativo, ao contrário do que aconteceu para o orifício de 4 mm. Neste último, não só é notório o aumento do caudal escoado, em relação aos dois primeiros, como também em função da pressão de serviço. Os valores médios do C_d obtidos para cada um dos orifícios apresentam-se no quadro 4.2:

Quadro 4.2 – Valores obtidos para o C_d .

	Pressão 20	Pressão 30	Pressão 40	
Caso 1	0,43	0,42	0,41	Orifício de 1 mm
Caso 2	0,43	0,42	0,41	
Caso 1	0,31	0,24	0,23	Orifício de 2 mm
Caso 2	0,31	0,24	0,23	
Caso 1	0,60	0,60	0,60	Orifício de 4 mm
Caso 2	0,60	0,60	0,60	

Pela análise dos resultados dos dois primeiros orifícios simulados é possível constatar que, por um lado, ao contrário do que seria espectável, o valor do C_d diminuiu com o aumento do diâmetro e, por outro lado, os valores do C_d obtidos apresentam-se relativamente irregulares com a variação da pressão. Pela análise do gráfico da figura 4.1 havia-se concluído que o aumento do caudal escoado do primeiro para o segundo orifício era pouco significativo e, pela análise da equação 11, facilmente se percebe que, quando a área aumenta, o C_d tende a diminuir.

Uma das possíveis explicações encontradas para este fenómeno prende-se com o facto do diâmetro dos dois primeiros orifícios simulados ser menor do que a espessura da própria parede da conduta. Este fenómeno é mais facilmente perceptível através da análise da figura 4.2, onde se pode observar que, para diâmetros mais pequenos, como a perda de carga se dá no alargamento e não no estreitamento, os fenómenos mais intensos ocorrem no interior da conduta, perturbando o escoamento. No caso de o diâmetro ser maior do que a espessura da parede da conduta, essa perturbação ocorre no exterior, o que, à partida, se traduzirá num aumento da qualidade dos valores do C_d obtidos.

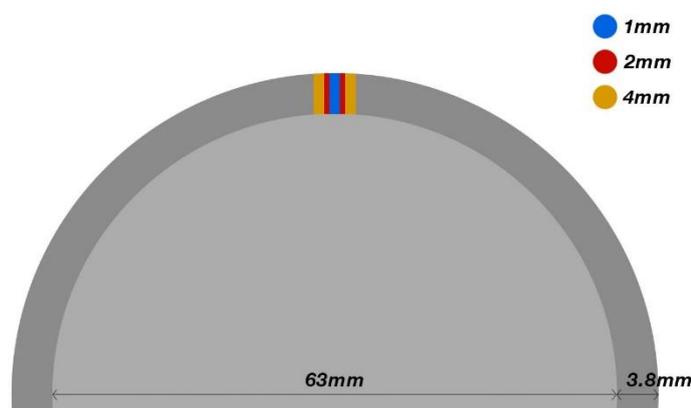


Figura 4.2 – Relação entre a espessura da conduta e os diâmetros dos orifícios.

Uma outra explicação para este fenómeno pode estar relacionada com o facto de, por se terem ensaiado diâmetros muito pequenos, os fragmentos que circulam na conduita causam obstruções que se traduzem em grandes influências nos resultados finais.

No que respeita ao orifício de 4 mm de diâmetro, o valor médio obtido para o C_d foi de 0,60 para cada uma das três pressões, em ambos os casos considerados. Como se pode constatar, com o alargamento do diâmetro para valores superiores à espessura da conduita, obteve-se um valor uniforme para o C_d , na gama de pressões e velocidades consideradas, e compatível com os valores dos coeficientes experimentais mencionados na literatura. Assim, toma-se este valor do diâmetro como referência para a abertura dos restantes furos.

É ainda relevante referir que através da análise dos resultados obtidos para os três primeiros orifícios verifica-se que a consideração da perda de carga contínua ao longo da conduita não teve influência nos resultados finais. Isto porque, tanto o seu comprimento como o diâmetro dos orifícios são relativamente pequenos. Assim, a título simplificador, a perda de carga foi desprezada.

A determinação do coeficiente de vazão para orifícios múltiplos começou por ser realizada para cada um dos orifícios individualmente. No entanto, como a medição do caudal escoado foi conseguida por cubicagem, o tempo teve de ser reduzido para 1 minuto, o que se pode traduzir em falta de precisão nos resultados obtidos. Na figura 4.3 apresenta-se o caudal escoado por cada um dos orifícios, para a pressão de 40 m c.a.

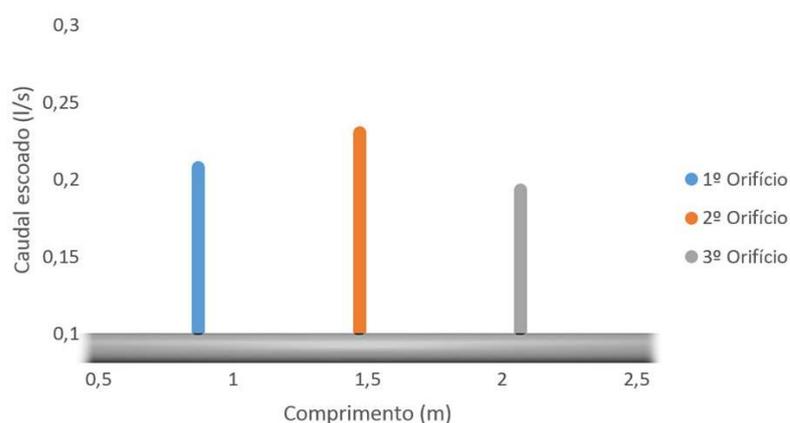


Figura 4.3 – Caudal escoado por cada orifício.

Pela análise da figura 4.3 pode observar-se que, ao contrário do que seria de esperar, o caudal escoado através do segundo orifício foi involuntariamente elevado. Na realidade, previa-se que o caudal escoado fosse progressivamente diminuindo ao longo da conduita já que, como se pode observar na figura 4.4, há dissipação de energia ao longo do troço.

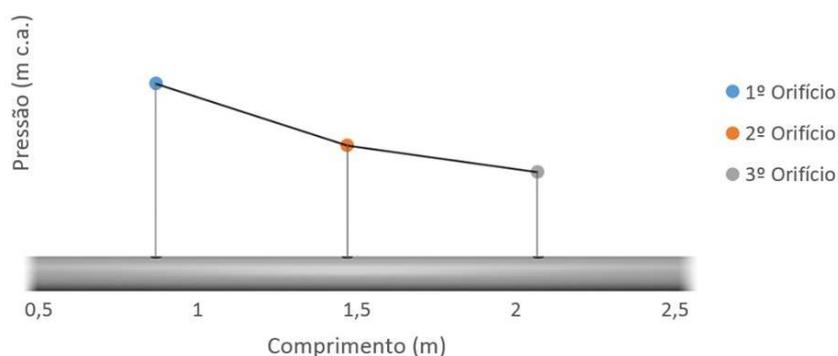


Figura 4.4 – Representação gráfica da perda de carga contínua.

Os valores do C_d obtidos para cada um dos orifícios, à pressão de 40 m c.a. são apresentados no quadro 4.3.

Quadro 4.3 – Coeficiente de vazão individual dos orifícios.

v (m/s)	1º Furo	2º Furo	3º Furo
0,3	0,60	0,66	0,55
0,7	0,59	0,65	0,55
1,1	0,59	0,66	0,55
1,5	0,59	0,66	0,55

Pela análise do quadro 4.3, constata-se ainda que o C_d obtido para o primeiro orifício é muito semelhante ao coeficiente de vazão previamente determinado para o orifício de 4 mm, o que não se verifica para os restantes orifícios. O valor anormalmente elevado do C_d para o 2º orifício pode ter ocorrido devido ao facto deste ter resultado de um alargamento dos dois primeiros e, com isto, influenciar a dimensão do orifício. Outra possível explicação pode estar relacionada com a não perpendicularidade do orifício.

Dada a inconformidade dos resultados obtidos, de seguida, determinou-se o coeficiente de vazão para orifícios múltiplos, através de coeficiente de vazão global, que agregou todos os

orifícios simulados. Desta forma, após a validação do diâmetro de 4 mm, foi possível estudar a influência que a posição do segundo orifício, em relação ao primeiro, exerce no C_d . Como ilustrado nas figuras 3.11 e 3.12, a perda de carga em cada uma das situações é diferente, e importa conhecer a influência dessa mesma perda. Os valores obtidos apresentam-se no quadro 4.4:

Quadro 4.4 – Influência da posição do 2º orifício no valor do C_d calculado.

	Pressão 20	Pressão 30	Pressão 40
2º Orifício a anteceder o 1º	0,62	0,61	0,61
2º Orifício a suceder o 1º	0,59	0,58	0,56

Como se pode constatar pela análise do quadro 4.4, a posição do segundo orifício em relação ao primeiro não se apresenta como um fator preponderante na variação do C_d , ainda que existam diferenças entre as duas situações, estas não são muito significativas. Contudo, não existem valores na literatura que sirvam de base se comparação para a abertura de orifícios múltiplos.

Por último, abriram-se os três orifícios em simultâneo, obtendo-se os valores de 0,59, 0,59 e 0,60 para o C_d “global”, na gama de pressões de 20, 30 e 40 m c.a., respetivamente.

4.2.2 Fendas

Os ensaios laboratoriais incluíram também duas fendas simuladas com 3, 4 e 8,5 cm e uma real com 8,5 cm de comprimento. Os resultados obtidos para o volume escoado para o exterior em função da pressão de serviço é apresentado no gráfico da figura 4.5.

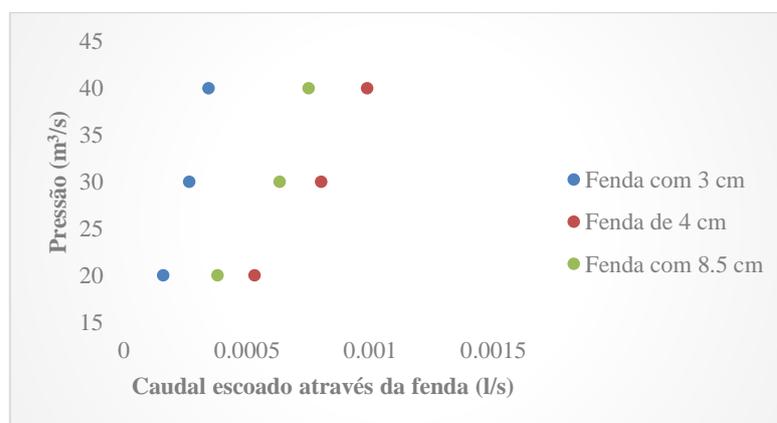


Figura 4.5 - Relação entre a pressão e o caudal perdido através das fendas

Pela análise do gráfico da figura 4.5 é perceptível que o caudal escoado através da fenda aumenta com o comprimento desta e com o aumento da pressão, tal como previsto. É interessante ainda verificar nas fendas simuladas que o aumento do comprimento tem mais influência no caudal perdido do que no caso em que se estudou uma fuga real, sendo este, inclusive, menor do que a fenda simulada com 4 cm de comprimento. Apesar da dimensão da fuga real ser maior, esta ocorreu numa zona de junção entre condutas e, por isso, estava sujeita a fenómenos de estrangulamento, que condicionam o volume de água escoada para o exterior.

Ainda que, para orifícios, a consideração da perda de carga contínua não se tenha manifestado como um fator relevante na determinação dos parâmetros C_k e α_k , para o caso das fendas seria imprudente negligenciar, à partida, este fator, já que estamos a ensaiar um tipo de rotura diferente. Desta forma, conhecendo o caudal escoado, bem como o valor da pressão, é possível determinar, através da equação 24 e, recorrendo ao método dos mínimos quadrados, os parâmetros de vazão, quadro 4.5:

Quadro 4.5 - Valores dos parâmetros.

	C_k	α_k	
Caso 1	0,0055	1,131	Fenda com 3 cm
Caso 2	0,0055	1,1309	
Caso 1	0,0342	0,9174	Fenda com 4 cm
Caso 2	0,0342	0,9165	
Caso 1	0,0409	0,7876	Fenda com 8,5 cm
Caso 2	0,0409	0,7876	

Pela análise do quadro 4.5 é perceptível, uma vez mais, que a ΔH_c não tem influência nos valores calculados para os parâmetros de leis vazão, muito possivelmente devido aos mesmos fatores que foram mencionados para os orifícios. O valor do expoente da pressão determinado encontra-se dentro da gama mencionada na literatura e, como se aproxima da unidade, tende a estabelecer uma relação linear entre o caudal escoado e a pressão de serviço. No que respeita ao coeficiente C_k , não foram encontrados valores na pesquisa bibliográfica realizada que sirvam como base de comparação para os resultados conseguidos experimentalmente. No entanto, pode ainda verificar-se que, com o aumento do comprimento da fenda e, conseqüentemente, com o aumento da área de vazão, o valor do coeficiente aumenta e o expoente diminui, como seria espectável.

Como já foi referido, o coeficiente C_k , relaciona-se com a forma do orifício e é afetado pelo comprimento da fenda e por um expoente, como se pode verificar na equação 25. Assim,

conhecendo os coeficientes de vazão das três fendas com diferentes comprimentos e características, que ocorreram em materiais diferentes, é possível determinar, através do método dos mínimos quadrados (gráfico da figura 4.6), um C_k genérico para as fendas de materiais plásticos que, como se sabe, são materiais bastante deformáveis.

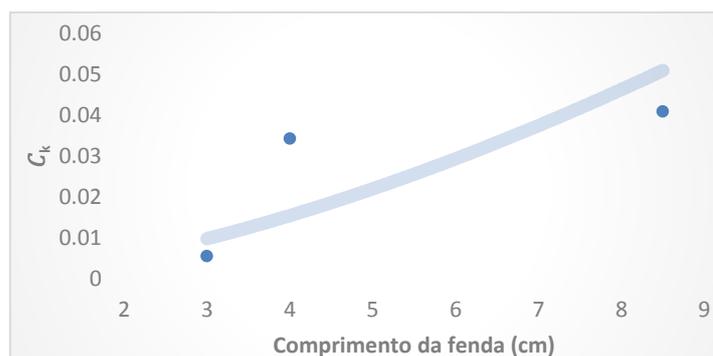


Figura 4.6 - Parâmetros de vazão genéricos para materiais plásticos.

A equação que melhor se ajusta aos três pontos ensaiados é do tipo potencial: $y = 0,0017 \times x^{1,5846}$ e apresenta um coeficiente de correlação, $R^2=0,589$. Como só foi possível ensaiar três fendas, o coeficiente de correlação obtido foi relativamente baixo, o que se traduz na dificuldade de encontrar uma reta que se ajuste fidedignamente as pontos. Em princípio, se se tivessem realizados mais ensaios experimentais, o coeficiente de correlação seria mais próximo da unidade e os valores parâmetros da lei de vazão obtidos mais representativos da realidade dos sistemas reais. Contudo, como tal não foi possível, usaram-se os valores obtidos: $C'_k = 0,0017$ e $\beta = 1,5846$ para efetuar os passos seguintes.

Para as fendas simuladas laboratorialmente efetuaram-se ainda mais dois cálculos adicionais que consistiram em fixar o parâmetro $\alpha = 0,9$ e obter os valores do coeficiente C_k , como se apresenta no quadro 4.6:

Quadro 4.6 - Valores de C_k para $\alpha = 0,9$.

Pressão	20	30	40
Fenda de 3 cm	0,011	0,013	0,013
Fenda de 4 cm	0,036	0,037	0,036

Mais uma vez, não foi possível encontrar na literatura valores para comparar com os experimentalmente obtidos. Contudo, pode observar-se que, com o $\alpha = 0,9$ obtiveram-se valores relativamente uniformes para o C_k para as gamas de pressão consideradas e, como seria de prever, o C_k aumenta com o aumento do comprimento da fenda.

Uma outra forma de estudar o comportamento dos parâmetros da lei de vazão consistiu em fixar diferentes valores para o C_k das fendas, afetados pelo comprimento L e pelo expoente β anteriormente determinados. Para tal, optou-se por estudar uma gama de valores para o C_k próximos dos que haviam sido obtidos pelo método dos mínimos quadrados, como se apresenta nos quadros 4.7 e 4.8.

Quadro 4.7 – Valores do parâmetro α_k para um valor de C_k fixo (fenda de 3 cm).

		C_k										
		0.001	0.002	0.003	0.004	0.005	0.006	0.007	0.008	0.009	0.010	0.011
Pressão (m c.a.)	40	1,99	1,97	1,95	1,93	1,91	1,99	1,97	1,95	1,93	1,91	1,90
	30	2,08	2,06	2,04	2,02	2,01	2,08	2,06	2,04	2,02	2,01	1,99
	20	2,18	2,16	2,14	2,11	2,09	2,18	2,16	2,14	2,11	2,09	2,07

Quadro 4.8 – Valores do parâmetro α_k para um valor de C_k fixo (fenda de 3 cm).

		C_k										
		0.0013	0.0014	0.0015	0.0016	0.0017	0.0018	0.0019	0.0020	0.0021	0.0022	0.0023
Pressão (m c.a.)	40	2,40	2,38	2,36	2,34	2,32	2,31	2,29	2,28	2,27	2,25	2,24
	30	2,53	2,50	2,48	2,47	2,45	2,43	2,42	2,40	2,39	2,37	2,36
	20	2,74	2,72	2,69	2,67	2,65	2,63	2,61	2,59	2,58	2,56	2,55

Como se pode observar pela análise das tabelas, os valores de α_k são compatíveis com a gama do expoente da pressão que se encontra na literatura, que refere expoentes entre 1.5 e 2.5 como característicos de materiais plásticos, muito deformáveis, em que a área do orifício se altera com as oscilações de pressão sentidas e, conseqüentemente, as variações de pressão têm grande influência nos caudais escoados para o exterior, o que é compatível com os trabalhos laboratoriais realizados.

Pela análise do quadro 4.8 verifica-se que os valores do expoente da pressão obtidos são bastante elevados, em teoria, característicos de redes constituídas por matérias plásticas em que a variação da pressão influencia muito significativamente a área do orifício, predominando roturas longitudinais.

5 CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

As fugas e perdas são fenómenos que ocorrem com frequência nos sistemas de distribuição de água e que têm associados custos económicos, sociais e ambientais. Desta forma, a redução das mesmas traduz-se num aumento das receitas da Entidade Gestora e da qualidade do serviço prestado aos consumidores.

Para que a modelação matemática possa ser um contributo sério para o combate às fugas e perdas nos sistemas de abastecimento de água é fundamental que as equações matemáticas representativas dessas fugas e perdas sejam o mais próximo possível das fugas e perdas reais. Para tal, é fundamental a análise laboratorial da ocorrência das mesmas, bem como da relação entre o caudal escoado e a pressão na rede, para calibrar dos parâmetros das leis de vazão, pois que em situações reais de conduitas enterradas, tal se torna tarefa praticamente impossível.

Contudo, a descontinuidade de conhecimento no que se refere aos parâmetros das leis de vazão fundamentou a realização de trabalhos laboratoriais, onde os coeficientes de vazão de orifícios e fendas (simuladas experimentalmente e recolhidas em sistemas nos quais ocorreram fugas reais), em conduitas sob pressão, pudessem ser validados experimentalmente.

A simulação de modelos hidráulicos para caracterizar as leis de vazão de orifícios e fendas em conduitas sob pressão requerer a calibração do parâmetro rugosidade das conduitas estudadas. Para tal, é necessário conhecer e avaliar as perdas de carga que ocorrem em consequência da dissipação de energia ao longo da conduta, as perdas de carga contínuas. Assim, começou-se por caracterizar as perdas de carga contínuas em conduitas de ferro fundido e de PEAD.

Para as gamas de velocidades analisada, a perda de carga contínua ao longo do comprimento considerado apresentou uma variabilidade excessiva, fenómeno esse que pode dever-se aos seguintes aspetos:

- a) Pelo facto do troço de tubo em estudo ser demasiado curto, conduziu a uma perda de carga contínua muito pequena ao longo seu do comprimento, não se situando esta na zona de erro dos transdutores disponíveis (0 a 10 bar);
- b) A existência singularidades (com as respetivas perdas de carga localizadas) muito próximas umas das outras conduziu a que o escoamento na zona de medição ainda sofresse a influência dessas singularidades;

- c) Para velocidades muito mais elevadas que as admissíveis nos sistemas de abastecimento, já se obtiveram valores de rugosidade absoluta relativamente mais próximos dos valores da bibliografia.

Após determinadas as leis de resistência mais adequadas para a conduta de PEAD, realizaram-se os trabalhos experimentais necessários para determinar os coeficientes de vazão em orifícios regulares de diferentes diâmetros, repetindo-se, posteriormente, os mesmos ensaios para determinar os mesmos coeficientes em fendas simulada laboratorialmente e, por fim, em condutas de sistemas reais e nas quais ocorreram fugas e perdas. Isto porque, como no contexto do presente trabalho, o objetivo passava por caracterizar o comportamento de fugas e perdas reais e, uma vez que não foi possível alargar a gama de comprimentos simulados laboratorialmente, ensaiaram-se os troços de conduta que estavam disponíveis.

Tanto para os orifícios regulares, como para as fendas simuladas experimentalmente, bem como para as reais, observou-se, como seria de esperar, que, com o aumento do diâmetro do orifício ou do comprimento da fenda, aumenta o caudal escoado para o exterior. Além disso, é ainda possível estabelecer, uma relação entre os parâmetros de vazão, a forma do orifício e a pressão de serviço. Para orifícios circulares, os valores dos C_d obtidos experimentalmente são maiores e os α_k menores do que para as fendas.

Para os primeiros orifícios regulares simulados (1 e 2 mm de diâmetro), ao contrário do que seria espectável, o valor do C_d diminuiu com o aumento do diâmetro, concluindo-se que, para diâmetros menores do que a própria espessura do tubo, o escoamento sofre perturbações que resultam numa variabilidade do caudal escoado para o exterior e, conseqüentemente, na qualidade dos valores obtidos (que qualquer uniformidade num orifício muito pequeno tem muito mais influência do que num orifício maior).

Os coeficientes de vazão determinados experimentalmente para o orifício de 4 mm reproduziram resultados semelhantes aos que foram mencionados na literatura para orifícios de pequenas dimensões, $C_d = 0,6$.

Para orifícios múltiplos, o estudo da influência da posição de um segundo orifício, em relação ao primeiro, veio mostrar que, ainda que a perda de carga contínua ao longo da conduta seja ligeiramente diferente para as duas situações, não se apresentou como um fator determinante na obtenção dos valores do coeficiente de vazão obtidos. Verificou-se ainda que a determinação de um coeficiente de vazão individual para cada furo, apresentava valores pouco coerentes e, neste sentido, determinou-se um coeficiente de vazão global que agregasse todas as fugas e perdas existentes.

No caso das fendas, foram ensaiados dois comprimentos diferentes para as fendas simuladas laboratorialmente, com 3 e 4 cm de comprimento. A gama de comprimentos estudados não

pôde ser mais alargada porque, por um lado, o aumento do comprimento da fenda não se apresentava como uma alternativa viável, devido ao elevado caudal escoado para o exterior e às implicações que isso teria nas leituras do caudalímetro de jusante e, por outro, a diminuição do comprimento para dimensões menores também não constituía um situação representativa dos sistemas reais, que, como vimos, geralmente apresentam fugas e roturas consideravelmente maiores. Assim, estudaram-se apenas estes dois comprimentos e, como o objetivo era caracterizar o comportamento de fugas e roturas reais, os ensaios continuaram para troços de condutas que haviam sido retirados dos sistemas reais, precisamente devido à ocorrência de fugas. No entanto, nem todos os troços puderam ser ensaiados, principalmente devido à dimensão das roturas.

A análise comparativa entre as fugas simuladas experimentalmente e a fuga real permitiu verificar que, para as fendas simuladas, com o aumento do comprimento, aumenta consideravelmente o caudal perdido, o que não aconteceu no caso da fenda existente num troço de conduta retirado de sistemas de abastecimento reais. Para este último, o volume escoado foi ainda menor do que aquele que foi perdido pela fenda simulada com 4 cm de comprimento. Isto porque, apesar da dimensão da fuga real ser maior, ocorreu numa zona de junção entre condutas e, por isso, estava sujeita a fenómenos de estrangulamento, que condicionam o volume de água escoada para o exterior.

A partir dos valores dos parâmetros obtidos para as três fendas ensaiadas, determinou-se a reta que melhor se ajustava aos pontos e obteve-se um coeficiente de correlação relativamente baixo. Em princípio, com o aumento do número de ensaios, o coeficiente de correlação aproximar-se-á mais da unidade e os valores dos parâmetros de vazão obtidos tornar-se-ão mais representativos da realidade dos sistemas reais.

Os valores obtidos para o expoente da pressão, no caso das fendas, situaram-se dentro da gama conhecida da literatura e apresentaram-se relativamente condizentes com os valores características dos materiais plásticos (tipicamente mais flexíveis).

No caso das fendas, seria interessante determinar a largura da fenda com extensómetros, uma vez que nos trabalhos realizados só se teve em consideração o comprimento da fenda afetado de um expoente, que se relaciona com a área. Uma outra sugestão seria substituir o fluido que circula nas condutas e, em vez da água, utilizar ar. A pressão considerada seria a atmosférica e ver como é que a fenda vai alargar em função da pressão, bem como estudar a forma da fenda em função da pressão.

A título de trabalhos futuros, seria pertinente estudar o comportamento de outros tipos de materiais, quer para orifícios, quer para fendas. O trabalho poderia ainda contemplar o estudo da influência da espessura da parede no C_d obtido para orifícios, já que os ensaios laboratoriais

realizados sugerem que existe uma relação entre a espessura da conduta e o diâmetro do orifício na qualidade do coeficiente de vazão obtido. Seria ainda pertinente estudar a influência que a perpendicularidade do orifício tem no valor do C_d . De facto, este fator pode ter influência nos resultados obtidos, como sugerido na determinação do coeficiente de vazão individual, no caso em que ensaiaram os três furos.

A rugosidade absoluta da conduta também pode ser determinada através da macroscópica eletrónica de varrimento. No entanto, este método é eficaz numa placa lisa, por isso, no âmbito da rugosidade de condutas, só é viável a sua utilização para condutas com diâmetros muito grandes.

Pelo facto dos transdutores de pressão utilizados na gama de pressões de 0 a 10 bar, pode concluir-se que, para se conseguir medir a diferença de pressão que ocorre na sequência da existência de uma fuga, seria necessário adquirir transdutores de pressão mais sensíveis a essas variações.

Por último, considera-se pertinente a realização dos mesmos ensaios sob condições diferentes, por exemplo, com a conduta ensaiada envolvida por um determinado tipo de solo característico da zona em estudo, para que a interação da fuga com o solo envolvente à conduta possa ser considerada e este cenário comparado com os valores obtidos para os ensaios que foram realizados para as condições atmosféricas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 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), Lisboa.
- Alves, W., Peixoto, J., Sanchez, J., Leite, S. (2004). “Micromedição. Documento Técnico de Apoio n.º D3”. Ministério das Cidades. Programa Nacional de Combate ao Desperdício de Água, Brasília.
- Arregui, F. J., Cabrera, E., Cobacho, R., García-Serra, J. (2006a). Reducing Apparent Losses Caused By Meters Inaccuracies. *Technology*, Vol 1, Issue 4, pp.1–8.
- Arregui, F., Cabrera Jr., E, Cobacho, R. (2006b) “Integrated Water Meter Management”. TJ International (Ltd), Inglaterra.
- 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”, pp. 77–89.
- Cassa, A. M., van Zyl, J. E., Laubscher, R. F. (2010). "A numerical investigation into the effect of pressure on holes and cracks in water supply pipes". *Urban Water Journal*, Vol. 7, Issue 2, pp. 109-120.
- Coelho, S. T., Loureiro, D. e Alegre, H. (2006), “Modelação e Análise de Sistemas de Abastecimento de Água”. Instituto Regulador de Águas e Resíduos. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- De Paola, F. De, Galdiero, E., Giugni, M., e Papa, R. (2014). *Preciding Engeneering*.
-

-
- De Paola, F., Giugni, M. (2012). Leakages and pressure relation: An experimental research. *Drinking Water Engineering and Science*, Vol 5, Issue 1, pp. 59–65.
- Delgado-Galván, X., Pérez-García, R., Izquierdo, J., Mora-Rodríguez, J. (2010). “Analytic hierarchy process for assessing externalities in water leakage management”. *Mathematical and Computer Modelling*, Vol. 52, Issue (7-8), pp. 1194 – 1202.
- Deyi, M., van Zyl, J., Shepherd, M. (2014). “Applying the FAVAD Concept and Leakage Number to Real Networks: A Case Study in Kwadabeka, South Africa”. *Procedia Engineering*, Vol. 89, pp. 1537 – 1544.
- 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. (2011). “Modelação matemática como ferramenta de gestão e exploração de sistemas de distribuição de água”. *Tese de Doutoramento*, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- 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., Sá Marques, A., e Sousa, J. (2011). Estimation of the benefits yielded by pressure management in water distribution systems. *Urban Water Journal*, Vol 8, Issue 2, pp. 65 –77.
- IWA@ (2015) – International Water Association. Disponível em <http://www.iwa-network.org/>. Acedido em Maio de 2015.
- 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*, Vol. 31, pp. 15 – 16.

-
- 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).
- Puust, R., Kapelan, Z., Savic, D. a., & Koppel, T. (2010). “A review of methods for leakage management in pipe networks”. *Urban Water Journal*, Vol. 7, Issue 1, pp. 25 – 45.
- 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*.
- Rizzo A, Cilia J. (2005). Quantifying Meter Under-Registration Caused by the Ball Valves of Roof Tanks (for Indirect Plumbing Systems). LEAKAGE 2005. Halifax, Canada.
- Rizzo, a, Vermersch, M., John, S. G. St., Micallef, G., Riolo, S., & Pace, R. (2007). “Apparent Water Loss Control: The Way Forward”. *IWA Water21 Journal*, pp. 1–5.
- 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.
- Sousa, A. (2011). “Avaliação de Erros de Sub-Contagem em Contadores de Água Domésticos”. Tese de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, Coimbra.
- Thornton, J. (2006), “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).
- Trifunovic, N. (2006). “Introduction to Urban Water Distribution”. Taylor & Francis Group, London.
- Vilanova, M. R. N., Magalhães Filho, P., e Balestieri, J. A. P. (2015), “Performance measurement and indicators for water supply management: Review and international cases”. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, Vol. 43, pp. 1–12.
- 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 Institue Press.

Zyl, J. (2011), “Integrated Water Meter Management” (1.^a ed.). ISBN, Republic of South Africa.

Zyl, J. E. (2014), “Theoretical Modeling of Pressure and Leakage in Water Distribution Systems”. *Procedia Engineering*, 89, 273-277.