

MODELAÇÃO HIDRÁULICA DE UM SISTEMA DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA - APLICAÇÃO A UMA ZONA DE CASTELO BRANCO

Zélia da Conceição Antão Gonçalves Alves

Dissertação apresentada ao Instituto Politécnico de Castelo Branco para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Construção Sustentável, realizada sob a orientação científica da Doutora Maria Teresa Durães Albuquerque, Professora Adjunta da Unidade Técnico-científico de Engenharia Civil e coorientação científica da Mestre Ana Maria dos Santos Ferreira, Professora Adjunta da Unidade Técnico-Científica de Engenharia Civil, da Escola Superior de Tecnologia do Instituto Politécnico de Castelo Branco

Ao meu querido marido Pedro Miguel
e às minhas lindas princesas
Ana Margarida e Maria Leonor,
com eles a vida ganha cor
e as dificuldades amenizam-se.

O júri

Presidente

Prof. Doutora Maria Constança Simões Rigueiro

Professora Adjunta da Escola Superior de Tecnologia do Instituto Politécnico de Castelo Branco

Prof. Doutor António João Carvalho de Albuquerque

Professor Auxiliar da Universidade da Beira Interior

Prof. Doutora Cristina Calmeiro dos Santos

Professora Adjunta da Escola Superior de Tecnologia do Instituto Politécnico de Castelo Branco

Prof. Doutora Maria Teresa Durães Albuquerque

Professora Adjunta da Escola Superior de Tecnologia do Instituto Politécnico de Castelo Branco (Orientadora)

Prof. Mestre Ana Maria dos Santos Ferreira

Professora Adjunta da Escola Superior de Tecnologia do Instituto Politécnico de Castelo Branco (Coorientadora)

Agradecimentos

Apesar de uma dissertação ser, pela sua finalidade académica, um trabalho individual, há contributos de natureza diversa que não podem nem devem deixar de ser distinguidos. Por esse motivo, gostaria de manifestar os meus sinceros agradecimentos.

À minha Orientadora, Professora Doutora Maria Teresa Durães Albuquerque, pela disponibilidade para orientar esta tese e pelo seu incentivo.

Um agradecimento especial à minha Coorientadora, Professora Mestre Ana Maria dos Santos Ferreira, pelo seu apoio incondicional ao acreditar nesta dissertação, pelas suas orientações sábias e pelas palavras sempre amigas.

Gostaria de manifestar o meu agradecimento aos Serviços Municipalizados de Castelo Branco (SMCB), na pessoa da Sr^a. Administradora, Dr^a. Maria José Barata Batista, pela oportunidade concedida para que este trabalho se tornasse realidade.

Ao Sr. Engenheiro João Andrade Carvalho e ao Engenheiro Nuno Manuel Querido Maricato, dos SMCB, pelo incedível apoio e pelas facilidades concedidas, que muito contribuíram para a realização desta dissertação.

A todos os meus colegas dos Serviços Municipalizados de Castelo Branco que de alguma forma colaboraram com este trabalho, nomeadamente o Engenheiro Nuno Roque de Andrade Lourenço, responsável pelo cadastro, pela sua paciência e disponibilidade fundamental para a elaboração deste trabalho.

À equipa da Unidade de Monitorização da EPAL, SA, representada pelo Dr. Ricardo Guimarães, pelo trabalho desenvolvido no processo de monitorização da rede e transmissão de *know-how*.

Aos meus sogros, Glória e António, pela amizade, disponibilidade e auxílio prestado em todos os momentos.

Aos meus pais, Maria de Jesus e Manuel, pelo estímulo e apoio incondicional que sempre manifestaram em todos os momentos e pela compreensão e amor.

À minha irmã, Nela e à sua família, por sempre acreditar em mim, e me dar todo o encorajamento e carinho para a concretização desta dissertação.

Às minhas filhas, Ana Margarida e Maria Leonor, pelo seu sorriso e amor que suaviza todas as dificuldades e me fazem seguir em frente.

Ao meu marido, Pedro, pelo incalculável apoio, pela paciência, pela compreensão e por todo o amor, com ele foi possível a realização desta dissertação.

A todos o meu sincero Muito Obrigada!

Palavras-chave: Sistemas de distribuição de água, Modelação Hidráulica, Epanet 2.0, Zonas de Medição e Controlo.

Resumo

A simulação matemática dos sistemas de distribuição de água é, hoje em dia, uma ferramenta imprescindível aos serviços de distribuição de água, como ferramenta de apoio a uma gestão racional. O campo de aplicação é variado, sendo um auxiliar das atividades de planeamento, de projeto, de operação e de manutenção.

A dissertação apresentada tem como objetivos, a modelação e a simulação hidráulica de uma rede de distribuição de água de uma zona periférica do município de Castelo Branco. Foi utilizado como caso de estudo, a rede de distribuição de água do Bairro do Valongo, Quinta do Socorro e Quinta da Pipa. A rede em estudo pertence aos Serviços Municipalizados de Castelo Branco (SMCB), o qual disponibilizou toda a informação necessária.

Pretende-se com este estudo, modelar e calibrar a rede de distribuição de água em análise, para posteriormente através da simulação, retirar informações úteis para uma melhor gestão da rede. Um modelo, depois de calibrado pode tornar-se um instrumento bastante útil como ferramenta de apoio à gestão de uma rede de distribuição de água.

Recorreu-se para atingir este objetivo, a um modelo computacional de simulação hidráulica, Epanet 2.0, desenvolvido pela USEPA (United States Environmental Protection Agency).

A rede em questão encontra-se em plena exploração, no entanto pouco se sabe acerca do seu cadastro assim como do seu funcionamento hidráulico. Desta forma, tornou-se necessário proceder a uma recolha de dados para caracterizar fisicamente a rede de distribuição, assim como, para caracterizar os consumos de água.

Acreditamos que o trabalho desenvolvido contribuirá para uma gestão mais eficiente da rede de distribuição de água, possibilitando melhorias na qualidade do serviço prestado à população (ao nível da gestão de pressões) e permitindo também, avaliar o impacto de possíveis expansões do espaço urbano tendo em conta as pressões de serviço na zona em questão.

Keywords: Water Distribution system, Hydraulic Modeling, Epanet 2.0, Measurement and Control Zones

Abstract

The mathematical simulation of water distribution systems is, nowadays, an essential tool for water distribution services, as a tool to support rational management. The scope is varied, being an auxiliary of planning, design, operation and maintenance activities.

The presented dissertation, aims hydraulic modeling and simulation of a water distribution network of a peripheral zone in the city of Castelo Branco. It was used as a case study, the water distribution network of the Neighborhood Valongo, Quinta do Socorro and Quinta da Pipa. This network belongs to the Municipal Services of Castelo Branco (SMCB), which provided all the necessary information.

The aim of this study is to model and calibrate this water distribution network in order to get, through simulation, useful information for better network management. A model once calibrated can become a useful instrument as a tool to support the management of a water distribution network.

To achieve this goal, we used a computational model of hydraulic simulation, Epanet 2.0, developed by the USEPA (United States Environmental Protection Agency).

The referred network is in full operation, however, little is known about its registration and its hydraulic operation. Thus it became necessary to carry out a collection of data to characterize not only the distribution network physically but also the water consumption.

We believe that this work will contribute to a more efficient management of the water distribution network, enabling improvements in the quality of the service provided to the population (in terms of pressures management), allowing also to assess the impact of possible expansions of urban space according to the pressures of service in that area.

Índice geral

Agradecimentos	iv
Resumo	v
Abstract.....	vi
Índice geral	vii
Índice de figuras	ix
Índice de tabelas.....	xii
Lista de abreviaturas.....	xiii
Lista de simbologia	xv
1 Introdução	1
1.1 <i>Enquadramento</i>	1
1.2 <i>Objetivos</i>	3
1.3 <i>Justificação do tema a abordar</i>	4
1.4 <i>Estrutura da dissertação</i>	4
2 Sistemas de distribuição de água (SDA)	6
2.1 <i>Classificação das Redes de Distribuição</i>	7
2.2 <i>Componentes de um SDA</i>	8
2.2.1 Tubagens e acessórios	8
2.2.2 Válvulas e Ventosas	12
2.2.3 Bombas hidráulicas	16
2.3 <i>Funcionamento e exploração de um SDA</i>	16
2.3.1 Reservatórios	17
2.3.2 Rede de distribuição	19
2.4 <i>Perdas de água num SDA</i>	21
2.4.1 Introdução	21
2.4.2 Balanço Hídrico	21
2.4.3 Indicadores de desempenho relativo a perdas	24
2.4.4 Controlo de perdas reais	27
2.4.5 Controlo ativo de fugas.....	28
2.4.6 Sistema de medição zonada	28
2.4.7 Campanhas de deteção e localização de fugas.....	29
2.4.8 Velocidade e modo de reparação.....	32

2.4.9	Gestão de pressões.....	32
2.4.10	Controlo de perdas aparentes.....	34
2.4.11	Conclusões.....	35
3	Modelação matemática de SDA	37
3.1	<i>Modelação hidráulica (formulação matemática)</i>	37
3.1.1	Tipo de escoamento.....	37
3.1.2	Perdas de carga do escoamento	39
3.1.3	Modelação do equilíbrio hidráulico de sistemas de distribuição de água.....	42
3.2	<i>Métodos numéricos</i>	47
3.2.1	Resolução de equações não lineares pelo Método de Newton.....	47
3.2.2	Método de Newton aplicado à resolução de sistemas de equações não lineares	49
3.2.3	Método do Gradiente	49
4	Simulação hidráulica.....	52
4.1	<i>Simulador hidráulico Epanet 2.0</i>	52
4.2	<i>Planificação do desenvolvimento do modelo</i>	53
4.3	<i>Construção de modelos</i>	54
4.3.1	Descrição física do sistema	54
4.3.2	Representação da infraestrutura física num modelo.....	54
4.3.3	Consumos e caudais	55
4.4	<i>Calibração de modelos</i>	59
4.4.1	Métodos para calibração de modelos	60
4.4.2	Medição de parâmetros para calibração de modelos.....	61
4.4.3	Processo de calibração	64
4.4.4	Resultados da calibração.....	64
5	Caso de Estudo.....	66
5.1	<i>Caraterização do SDA</i>	66
5.2	<i>Construção do modelo hidráulico</i>	68
5.2.1	Introdução	68
5.2.2	Construção do modelo de Valongo	69
5.3	<i>Calibração do modelo</i>	77
5.4	<i>Análise de resultados</i>	86
6	Conclusões e perspectivas de trabalho futuro.....	93
7	Bibliografia	95

Índice de figuras

Figura 2.1 - Representação esquemática dos diferentes tipos de redes (Sá Marques e Sousa, 2011).	7
Figura 2.2 - Válvulas de seccionamento dos tipos: (a) borboleta (perfil e corte), (b) cunha (perfil e corte), (c) globo (perfil e corte) e (d) macho esférico (perfil) (Dias, 2004)	12
Figura 2.3 - Válvulas de retenção dos tipos: (a) borboleta (perfil), (b) duplo prato (perfil e corte), (c) charneira (perfil e corte) e (d) globo (perfil e corte) (Dias, 2004).....	13
Figura 2.4 - Válvula redutora de pressão (Tecnilab).....	13
Figura 2.5 - Modo de funcionamento de uma VRP (Covas e Ramos, 1998).....	14
Figura 2.6 - Tipos de válvulas redutoras de pressão (Covas e Ramos, 1998)	14
Figura 2.7 - Válvula de alívio (perfil e corte) (Dias, 2004)	15
Figura 2.8 - Ventosas (a) simples (perfil), (b) de duplo efeito (perfil) e (c) de triplo efeito (perfil) (Dias, 2004)	16
Figura 2.9 - Componentes do balanço hídrico e localização dos pontos de controlo de caudal (LNEC, ERSAR, 2012).	22
Figura 2.10 - Componentes do balanço hídrico (Covas e Ramos, 2007)	23
Figura 2.11 - Fugas e roturas	24
Figura 2.12 - Métodos básicos de controlo de perdas reais (Lambert, 2002)	27
Figura 2.13 - Um sistema de medição zonada, com 3 zonas principais, estando a zmc 2 subdividida em duas subzonas (Alegre et al., 2005).....	28
Figura 2.14 - Análise de caudais mínimos noturnos (Jacob, 2006).....	29
Figura 2.15 - Equipamento de medição de caudal e pressão instalado à entrada de uma ZMC (à esquerda). Registo de caudal e de pressão à entrada de uma ZMC (“linha azul “- caudal e “linha vermelha” - pressão) (à direita) (Jacob, 2006).....	30
Figura 2.16 - Sistema acústico de deteção de fugas: sensores e patrulhador (à esquerda e centro). Instalação de um sensor acústico numa conduta (à direita) (Jacob, 2006)	30
Figura 2.17 - Resultados dos 35 sensores acústicos (Jacob, 2006)	31
Figura 2.18 - Princípio da correlação acústica e Tri-correlador acústico (Covas e Ramos, 2007)	31
Figura 2.19 - Equipamento acústico de deteção: estetoscópio e sensor de escuta (Covas e Ramos, 2007)	32
Figura 2.20 - Modo de construção e qualidade de instalação das condutas (Covas e Ramos, 2007)	32
Figura 2.21 - Gestão/redução da pressão em sistemas de distribuição de água (Covas e Ramos, 2007)	34
Figura 2.22 - Consumos não autorizados: ligações ilícitas.....	35
Figura 2.23 - Controlo de perdas aparentes e do consumo autorizado não faturado (Covas e Ramos, 2007)	35

Figura 3.1 - Modelo de escoamento variado numa conduta com distribuição de percurso (Sousa, 1996).	38
Figura 3.2 - Modelo de escoamento uniforme equivalente (Sousa, 1996).	39
Figura 3.3 - Representação gráfica do método de Newton (Sá Marques e Sousa, 2011).	48
Figura 4.1 - Principais elementos dos sistemas de abastecimento de água, com os componentes do balanço hídrico e localização dos pontos de medição de caudal (Coelho et al., 2006).	56
Figura 4.2 - Atribuição dos consumos na conduta aos nós inicial e final (a linha a tracejado marca o ponto médio da conduta) (Coelho et al., 2006).	57
Figura 4.3 - Caudal total fornecido Q e consumos-base $q_1 - q_7$, numa rede de distribuição (Coelho et al., 2006).	57
Figura 4.4 - Manómetros: (a) analógico, montado em boca de rega; (b) digital, com <i>datalogger</i> e transmissor GSM.....	62
Figura 4.5 - Medidores de caudal: (a) mecânico, instalado num reservatório; (b) mecânico, instalado à entrada de uma ZMC; (c) eletromagnético de intrusão, instalado à entrada de uma ZMC.....	63
Figura 5.1 - Planta de localização da rede de distribuição em estudo.	66
Figura 5.2 - Rede de Distribuição em estudo, com delimitação dos polígonos das ZMC 1 e ZMC 2.	67
Figura 5.3 - Gráfico de isolinhas de cotas topográficas do SDA do Valongo - Extraído do EPANET 2.0.	68
Figura 5.4 - Esquema da rede de Valongo em ambiente SIG	70
Figura 5.5 - Gráfico da pressão num PC da ZMC1 no momento do TPZ (<i>software</i> PMAC).....	71
Figura 5.6 - Gráfico da pressão num PC da ZMC2 no momento do TPZ (<i>software</i> PMAC).....	71
Figura 5.7 - Exportação da rede de distribuição em CAD para o Epanet, através do <i>software</i> DXF2EPA.	72
Figura 5.8 - Propriedades que se colocam para cada nó e para cada troço no <i>software</i> Epanet. Imagem extraída do <i>software</i> Epanet 2.0.	72
Figura 5.9 - Inserção de válvula num troço (Imagem retirada do <i>software</i> Epanet 2.0)	73
Figura 5.10 - Mapa da variação do nível de água no Reservatório ao longo das 24h (Águas do Centro).	73
Figura 5.11 - <i>Datalogger</i> de caudal e pressão instalado à entrada da ZMC-2.	74
Figura 5.12 - Perfis de consumo e pressão da ZMC-1, para as quartas-feiras.	75
Figura 5.13 - Perfis de consumo e pressão da ZMC-2, para as quartas-feiras.	75
Figura 5.14 - Perfis de consumo e pressão da ZMC-1 para os sábados.	76
Figura 5.15 - Perfis de consumo e pressão da ZMC-2, para os sábados.	76
Figura 5.16 - Padrões de Consumo: (a) ZMC1; (b) ZMC2; (c) Grande Consumidor - Campo de Futebol. Diagramas retirados no <i>software</i> Epanet 2.0.....	77
Figura 5.17 - Registadores de pressão instalados nos pontos críticos da ZMC.	78
Figura 5.18 - Localização dos PC na ZMC do Valongo.	78
Figura 5.19 - Perfis de pressões medidas nos pontos críticos da ZMC-1.	79
Figura 5.20 - Perfis de pressões medidas nos pontos críticos da ZMC-2.	80

Figura 5.21 - Registo de pressão no PC 1.4 no cenário de inexistência de travessia. Gráfico obtido do <i>software</i> Epanet 2.0.....	80
Figura 5.22 - Velocidades nos troços e pressões nos nós para o caso do cenário base. Diagrama retirado do <i>software</i> Epanet 2.0.....	81
Figura 5.23 - Registo de pressão no PC 1.3 no cenário de válvula aberta. Gráfico obtido do <i>software</i> Epanet 2.0.....	81
Figura 5.24 - Percurso do caudal para abastecer o grande consumidor. Diagrama retirado do <i>software</i> Epanet 2.0.....	82
Figura 5.25 - Registo de pressão no PC 1.3 no cenário de válvula fechada - cenário real.....	82
Figura 5.26 - Correlação entre os dados de pressão reais e simulados para as pressões nos pontos críticos. Gráfico obtido a partir do <i>software</i> Epanet 2.0.....	83
Figura 5.27 - Valores de pressão média observada e simulada para os diferentes pontos críticos. Gráfico obtido a partir do <i>software</i> Epanet 2.0.....	84
Figura 5.28 - Correlação dos caudais das entradas das ZMC. Gráfico obtido através do <i>software</i> Epanet 2.0.....	85
Figura 5.29 - Gráfico de comparação dos valores médios dos caudais medidos e modelados. Gráfico obtido através do <i>software</i> Epanet 2.0.....	85
Figura 5.30 - Gráfico de caudal à entrada da ZMC 1, comparação do valor medido com o modelado. Gráfico obtido através do <i>software</i> Epanet 2.0.....	85
Figura 5.31 - Gráfico de caudal à entrada da ZMC 2, comparação do valor medido com o modelado. Gráfico obtido através do <i>software</i> Epanet 2.0.....	86
Figura 5.32 - Representação do caudal na hora de maior consumo.....	87
Figura 5.33 - Distribuição espacial da velocidades às 8 horas.....	87
Figura 5.34 - Representação da perda de carga unitária nas condutas, na hora de maior consumo.....	88
Figura 5.35 - Representação da pressão nos nós, na hora de maior consumo.....	88
Figura 5.36 - Mapa das isolinhas de pressão, na hora de menor consumo.....	89
Figura 5.37 - Representação das pressões máximas nos nós de junção da rede após a instalação de uma VRP à entrada das ZMC-1 e ZMC-2.....	90
Figura 5.38 - Mapa das isolinhas de pressões após a instalação das VRP.....	90
Figura 5.39 - Nova delimitação das ZMC.....	91
Figura 5.40 - Representação das pressões máximas nos nós de junção da rede após alteração da delimitação das ZMC.....	91
Figura 5.41 - Mapa das isolinhas de pressões após alteração da delimitação das ZMC.....	92

Índice de tabelas

Tabela 2.1 - Indicadores de desempenho relativos a perdas de água e a água não faturada (Alegre et al, 2004).....	25
Tabela 2.2 - Valores de referência para sistemas em alta (LNEC, ERSAR, 2012)	26
Tabela 2.3 - Valores de referência para sistemas em baixa (LNEC, ERSAR, 2012)	26
Tabela 5.1 - Atribuição de consumos aos nós do modelo, com correspondência ao código do local.....	74
Tabela 5.2 - Associação dos PC das ZMC aos nós do modelo e respetivas cotas.	79
Tabela 5.3 - Valores médios resultantes da calibração do modelo, para os diferentes PC, e os observados, bem como os respetivos erros médios absolutos e o desvio padrão. Tabela obtida a partir do <i>software</i> Epanet 2.0.....	83
Tabela 5.4 - Comparação entre os valores de caudal medidos e os obtidos pelo <i>software</i> , para as entradas das ZMC. Gráfico obtido através do <i>software</i> Epanet 2.0.	84

Lista de abreviaturas

CAD	Computer-Aided Design
DN	Diâmetro Nominal
EG	Entidade Gestora
ERSAR	Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos
FC	Fibrocimento
FFD	Ferro fundido dúctil
GSM	Global System for Mobile
IRAR	Instituto Regulador de Águas e Resíduos
IWA	International Water Association
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
NEP	Nível económico de perdas
PC	Ponto Critico
PCO	Programa de Controlo Operacional
PCQA	Plano de Controlo de Qualidade da Água
PN	Pressão Nominal
PEAD	Polietileno de alta densidade
PEBD	Polietileno de baixa densidade
PEAD	Polietileno de média densidade
PRCM	Perdas Reais Correntes Médias
PRFV	Poliéster reforçado com fibra de vidro
PRIM	Perdas Reais Inevitáveis Médias
PVC	Policloreto de vinilo
RGSPDADAR	Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais
RNF	Reservatório de nível fixo
RNV	Reservatório de nível variável
SDA	Sistema de distribuição de água
SIG	Sistema de Informação geográfica
SMCB	Serviços Municipalizados de Castelo Branco

TPZ	Teste de pressão zero
USEPA	U.S Environmental Protection Agency
VRP	Válvula redutora de pressão
ZMC	Zona de Medição e Controlo

Lista de simbologia

a	Velocidade de propagação do som
A	Área da secção transversal da conduta
C	Coefficiente que pode ser determinado pela fórmula de Bazin; coeficiente que depende das características da conduta e do escoamento; coeficiente de rugosidade de Hazen-Williams
C_i	Caudal concentrado no nó i
D	Diâmetro interno da conduta
E_b	Energia que as bombas fornecem ao escoamento
E_{e_j}	Energia fornecida ao sistema pela estação elevatória j incluída na malha
E_{s_l}	Energia fornecida ao sistema pela estação sobrepessora l incluída na malha
f	Coefficiente de resistência ou de Darcy-Weisbach
$F(X_n)$	Vetor dos valores das funções f para $X=X_n$
$F_j^{(n-1)}$	Valor da função F_j na iteração de ordem (n-1)
g	Aceleração da gravidade
h_b	Altura de água na bomba
h_c	Perda de carga por atrito
H_i	Cotas piezométricas nos nós i
H_j	Cotas piezométricas nos nós j
h_L	Perda de carga localizada
HVRP	Cota piezométrica a jusante de uma válvula redutora de pressão
J	Perda de carga unitária
$[J(X_n)]^{-1}$	Inversa da matriz Jacobiana para $X=X_n$
K	Coefficiente de perda de carga localizada; coeficiente que depende da rugosidade das paredes da conduta
k	Rugosidade absoluta das paredes da conduta
K'_i	Coefficiente de perda de carga modificado para cada troço
K_i	Coefficiente de perda de carga do troço i
K_L	Coefficiente de perda de carga localizada
L	Comprimento da conduta
n	Número de ramais domiciliários que a conduta abastece; expoente da lei de resistência adotada no estudo; coeficiente de rugosidade de Chezy-Manning

NE	Número de estações elevatórias incluídas na malha
NS	Número de estações sobreprensoras incluídas na malha
NTC _i	Número de troços confluentes no nó i
NTM	Número de troços pertencentes à malha
P _{asp}	Pressão na conduta de aspiração
P _{com}	Pressão na conduta de compressão
q	Caudal unitário de percurso
Q	Caudal
Q _{0i}	Estimativa inicial do caudal no troço i
Q _e	Caudal equivalente
Q _i	Caudal escoado no troço i
Q _{i,j}	Caudal escoado no troço que une o nó i ao nó j
Q _j	Caudal a jusante da conduta
q _L	Caudal de percurso
Q _m	Caudal a montante da conduta
R	Raio hidráulico
R _e	Número de Reynolds
U	Velocidade média do escoamento
U _{asp}	Velocidade do escoamento na secção onde é medida a pressão P _{asp}
U _{com}	Velocidade do escoamento na secção onde é medida a pressão P _{com}
X _{n+1} , X _n	Vetores das incógnitas nas iterações de ordem (n+1) e (n), respetivamente
γ	Fator de intermitência; peso volúmico da água
ΔH	Perda de carga continua
ΔH _C	Perda de carga contínua
ΔH _i	Perda de carga no troço i da malha
ΔH _L	Perda de carga localizada
ΔQ	Correção de caudal
ΔQ _j ⁽ⁿ⁾ e ΔQ _j ⁽ⁿ⁻¹⁾	Correções de caudal na malha j nas iterações (n) e (n-1), respetivamente
Δt	Intervalo de tempo
ΔZ	Diferença entre as cotas piezométricas dos dois nós de cota piezométrica fixa que definem a malha imaginária

“A água é humilde, procura os vales e serve com dignidade. É equilibrante e pacificadora, apaga o fogo, ou quando este quer dominá-la, escapa-se, ilesa, como o vapor. Retorna como chuva em forma de dádiva. A água é paciente, indomável e perseverante: nada e ninguém, nem a dura rocha a impede de chegar ao grande Oceano. Cria, promove e desenvolve a vida. Nas quedas ganha energia para iluminar o mundo. Ao ceder, conquista, ela vence sempre a última batalha: ela é a Água.”

Autor Desconhecido

1 Introdução

1.1 Enquadramento

A importância da água como elemento natural indispensável à vida é reconhecida desde a existência do Homem sobre a Terra. Ao longo dos tempos, os rios marcaram de forma determinante a evolução das grandes civilizações, cuja cultura e engenho aparecem muito ligados ao uso da água. Não obstante, só em meados do século XX a humanidade tomou verdadeira consciência do valor deste elemento vital como fator básico do desenvolvimento económico e social, em consequência das pressões crescentes exercidas pelo crescimento demográfico, pelo desenvolvimento industrial e pela progressiva concentração urbana, sobre a quantidade e a qualidade da água disponível. A visão infraestrutural na oferta da água veio, assim, dar lugar à noção de utilização dos recursos hídricos, com soluções alternativas suscetíveis de análise comparativa e de avaliação económico-financeira (Leitão, 2005).

Os primeiros humanos tiveram de transportar manualmente a água desde a origem até o ponto de consumo. Com tal esforço exigido, apenas estava disponível uma quantidade mínima de água para as necessidades básicas. Os grandes volumes de água que usamos hoje para satisfazer as necessidades básicas (que aumentaram de uma forma significativa), assim como para outros usos, nomeadamente combate a incêndios e irrigação não podiam ser transportados da mesma forma.

Segundo Crouch (1993), o sistema de água canalizada mais antigo data de dois milénios antes da época de Cristo. Na cidade Minoa, na ilha mediterrânea de Creta, foram descobertos restos de tubagens que se julgam ser do ano 1400 AC, funcionando ainda, algumas delas, nos dias de hoje.

Cidades como Éfeso e Perge, na Ásia Menor (atual Turquia) tinham em funcionamento sistemas de distribuição de água, séculos antes do tempo de Cristo. A maioria das condutas, nessa época, era feita de argila (Mays, 2000).

Existem relatos do início das bombas em parafuso, inventadas por Arquimedes de Siracusa, as quais foram utilizadas, no primeiro século AC, para a rega na agricultura e para a remoção de água dos porões dos navios, mas não para beber (Oldfather, 1933).

Segundo Jesperson (2001), por volta de 700 AC foram construídos os *qanats*, que correspondem a túneis inclinados, com a finalidade de captar e transportar as águas subterrâneas. Os *qanats* foram inicialmente usados para transportar água para a parte noroeste da Pérsia (atual Irão), generalizando-se por toda a região e alguns ainda estão em utilização. Até 1933, a cidade de Teerão, capital do Irão, era completamente abastecida a partir de *qanats*.

O sistema de distribuição mais extensa de água, em tempos antigos, eram os aquedutos romanos, que transportavam água a longas distâncias por meio da gravidade através de um conjunto de canais abertos e fechados. O primeiro aqueduto foi construído em 312 AC, e vários outros foram adicionados ao longo dos séculos (Sanks, 2005). Os romanos, para além dos aquedutos, também introduziram condutas sob pressão em chumbo.

Após a queda do Império Romano - durante a Idade Média - os sistemas para o fornecimento de água deterioraram-se e o saneamento tornou-se quase inexistente relativamente ao que havia na época romana (Mays, 2000). Só depois da Renascença é que a tecnologia para abastecimento de água começou a evoluir, mais uma vez.

Enquanto os sistemas de distribuição de água complexos não eram comuns na Idade Média, os sistemas de canais foram construídos para deslocar a água das fontes para dentro e fora de castelos. Alguns desses canais, que foram chamados de "*leats*" na Inglaterra estão ainda hoje em funcionamento (Robins, 1946).

De acordo com Ormsbee (2006), no século XVIII assiste-se à utilização crescente de condutas em ferro fundido, apesar de já terem sido usadas anteriormente. No século XIX surgem melhorias consideráveis no processo de união destas condutas tornando-as capazes de suportar pressões elevadas. No século XX, as condutas passaram a ser construídas essencialmente em aço, ferro dúctil, fibrocimento, betão armado e cerâmica. Os sistemas de distribuição de água tornam-se mais extensos, mais complexos e com mais exigências ao nível da fiabilidade do seu funcionamento.

Atualmente, a realidade em Portugal é bem diferente. Para essa diferença contribuíram, não só mas também, os fortes investimentos realizados nos setores de abastecimento de água e de drenagem de águas residuais. Segundo a Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos (ERSAR), a percentagem da população portuguesa servida por sistemas públicos de abastecimento de água é de 94% e por sistemas públicos de drenagem de águas residuais é de 71%.

Relativamente à análise de sistemas de abastecimento de água, Ormsbee (2006), divide-a em três períodos - o período pré-computador, a aurora dos computadores digitais e a idade dos métodos avançados. O período pré-computador é assinalado pelo trabalho de Hardy Cross na Universidade de Illinois, em 1936, onde desenvolveu um método tabular sistemático para calcular sistemas hidráulicos. A aurora dos computadores digitais começou em 1957 com a adaptação do método de Hardy Cross em computador, por Hoag e Weinberg, com a análise de redes através de *software* comercial. O terceiro período, a idade dos métodos avançados, teve início em 1963 com a introdução de novos métodos numéricos usados para o cálculo hidráulico de sistemas de distribuição de água - método de Newton-Raphson (Martin e Peters, 1963; Epp e Fowler, 1970), método da teoria linear (Wood e Charles, 1972) e método do gradiente (Todini e Pilati, 1987).

Segundo Ormsbee (2006), o desenvolvimento de *softwares* comerciais, para dimensionamento e análise de sistemas de abastecimento de água, teve início no final dos anos de 1960 e início de 1970. A primeira solução computacional para resolver uma rede de distribuição de água foi desenvolvida num computador analógico onde elementos elétricos são utilizados para simular o escoamento nas condutas. The McIlroy Network Analyzer foi utilizado pelos técnicos desde o início de 1950 até aproximadamente 1970 (Walski et al., 2003).

Com a chegada dos computadores digitais a simulação dos sistemas de distribuição de água tornou-se significativamente mais poderosa devido à capacidade dos modernos computadores de resolver os cálculos muito mais depressa do que seriam resolvidos manualmente.

Em Portugal, a modelação de sistemas de abastecimento de água com programas computacionais iniciou-se na década de 80, com o modelo da rede de Almada, elaborado em 1981 pelo LNEC. Depois de alguns anos em que a atividade realizada se centrou essencialmente no ambiente científico e académico, as empresas de consultoria começaram a ganhar espaço de mercado na prestação deste tipo de serviços para as entidades gestoras (Vidigal, 2008).

Nos dias de hoje existem vários *softwares* de modelação hidráulica dos sistemas de abastecimento de água, entre eles destacam-se o Epanet da USEPA (Agência para a Proteção Ambiental dos Estados Unidos da América, www.epa.gov), WaterGEMS e WaterCAD da Bentley Systems (www.bentley.com), Piccolo da Allied Power (www.alliedpower.com.hk), InfoWater da Innovyze (www.innovyze.com), StruMap (www.strumap.co.uk), SynerGEE Water (www.gl-group.com), WatSys da CivilSystems Software (www.civilsystems.com), H-NetCad (Sá Marques et al., 2000) e mais recentemente o *software* Aware-P (Advanced Water Asset Rehabilitation - Portugal) do LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil) em colaboração com outras entidades (www.aware-p.org), o qual foi desenvolvido no âmbito do projeto AWARE-P, dedicado à gestão patrimonial de infraestruturas (GPI) em sistemas urbanos de água. Este *software* possui uma ferramenta de apoio à modelação - Network, a qual permite visualizar dados de componentes físicos existentes, simular o comportamento do sistema e visualizar resultados de forma interativa, não permitindo criar ficheiros novos sem ter por base um existente.

O lançamento pela USEPA do EPANET, que foi desenvolvido por Lewis Rossman, em 1993, e encontra-se disponível de forma gratuita e com código fonte aberto, em conjunto com as suas capacidades de modelação hidráulica e da qualidade da água, tem levado a que muitas instituições e investigadores o tenham escolhido como ferramenta de trabalho. O Epanet, atualmente na versão 2.0, dispõe de uma comunidade de utilizadores à escala mundial.

1.2 Objetivos

O principal objetivo do presente estudo é possibilitar a análise do funcionamento hidráulico de uma sub-rede de distribuição de água da cidade de Castelo Branco, e com a mesma, detetar as suas fragilidades e propor soluções para as ultrapassar, contribuindo desta forma para uma melhor gestão da rede de distribuição da cidade. Para tal foi construído e

calibrado o modelo hidráulico da referida rede, utilizando como ferramenta de suporte o *software* Epanet 2.0.

Para atingir este objetivo, e tendo por base o cadastro existente, disponibilizado pelos Serviços Municipalizados de Castelo Branco e os dados obtidos nas campanhas de medição de caudais e pressões realizadas, bem como as diligências efetuadas ao local para a atualização do cadastro da rede, proceder-se-á ao seguinte conjunto de tarefas:

- ◆ Tratamento dos dados obtidos, nomeadamente para corrigir possíveis anomalias no cadastro existente, obter os consumos de água pela população e efetuar a sua distribuição espacial;
- ◆ Construção de um modelo computacional, com auxílio do simulador hidráulico Epanet 2.0;
- ◆ Calibração do modelo construído. A calibração será realizada efetuando os ajustes necessários nos parâmetros hidráulicos que constituam um maior grau de incerteza na rede (variação dos consumos ao longo do dia e a sua distribuição espacial), de modo a que os valores de caudal e de pressão sejam iguais ou muito semelhantes aos obtidos nas campanhas de medição realizadas;
- ◆ Análise dos resultados obtidos e conclusões.

Assim, pretende-se rentabilizar e maximizar as infraestruturas existentes, de forma a assegurar a sustentabilidade dos serviços a médio e longo prazo.

1.3 Justificação do tema a abordar

Dada a necessidade da entidade gestora de água cumprir as imposições previstas pela Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos (ERSAR), e o Decreto-Lei n.º 194/2009 de 20 de Agosto, assim como a necessidade de formação de recursos humanos qualificados para o setor, pretende-se realizar a modelação hidráulica de um subsistema da rede de distribuição de água da cidade de Castelo Branco como caso prático e como exercício piloto em futuras aplicações.

1.4 Estrutura da dissertação

Com o intuito de atingir os objetivos referidos anteriormente, esta dissertação foi estruturada em seis capítulos.

No presente capítulo, é abordada de uma forma resumida, a evolução dos sistemas de distribuição de água (SDA) desde os tempos mais remotos até à atualidade. Está também patente neste capítulo, uma contextualização do tema da dissertação, assim como os objetivos propostos.

No capítulo 2, encontra-se descrita a caracterização dos sistemas de distribuição de água. Essa caracterização assenta essencialmente na classificação das redes de distribuição, na

descrição dos vários componentes de um sistema de distribuição de água, o seu respetivo funcionamento e exploração, e a caracterização do tipo de perdas e métodos para minimização de perdas de água.

No capítulo 3, aborda-se a modelação matemática de um SDA, obtendo-se as equações que permitem criar os modelos matemáticos, onde são referidas as equações básicas da mecânica dos fluidos que regem o funcionamento hidráulico dos sistemas e, partindo destas, deduzem-se as formulações matemáticas que traduzem esse funcionamento. Seguidamente são estudados os métodos numéricos que permitem obter a solução das formulações matemáticas, sendo apresentadas descrições dos métodos, bem como algoritmos para a sua aplicação.

O quarto capítulo descreve a simulação hidráulica, apresentando o *software* Epanet e as suas funcionalidades, o modo de construção de um modelo e a respetiva calibração.

No capítulo 5, apresenta-se o caso de estudo, caracterizando-se a rede de distribuição em observação, descrevendo-se a construção do modelo hidráulico e a respetiva calibração. Por fim, faz-se uma apresentação dos resultados e consequente análise.

No capítulo 6, procede-se à síntese das principais conclusões decorrentes da realização deste trabalho, apontando algumas direções possíveis para futuros desenvolvimentos que se enquadrem neste tema.

2 Sistemas de distribuição de água (SDA)

Segundo Sá Marques e Sousa (2011) um sistema de distribuição de água, consiste na unidade parcelar do sistema de abastecimento de água constituída pelo conjunto de condutas e pelos elementos especiais, que asseguram o transporte e a distribuição da água desde o(s) reservatório(s) de distribuição até aos utilizadores, em quantidade e pressão adequadas.

O sistema de distribuição de água é composto por condutas que asseguram a distribuição da água em pressão, elementos especiais que condicionam o escoamento nas condutas através de aumento ou diminuição de pressão ou regulação de caudal (e.g., reservatórios, instalações elevatórias, sobressoras, válvulas redutoras de pressão, válvulas de retenção e válvulas de seccionamento) e elementos acessórios para dar continuidade às tubagens (e.g., juntas de ligação, curvas e tês), cujo efeito no comportamento hidráulico do sistema é desprezável, uma vez que introduzem pequenas perdas de carga localizadas.

O estudo hidráulico de sistemas de distribuição de água é legalmente enquadrado pelo Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais, de 23 de Agosto de 1995 (RGSPDADAR).

Atualmente é muito comum, entre as entidades gestoras, designar e distinguir os seus sistemas de abastecimento de água por:

- ◆ sistemas em “alta” com funções de produção e adução que englobam as componentes de captação, tratamento, transporte e, por vezes, os reservatórios de entrega;
- ◆ sistemas em “baixa” com a função de distribuição, que englobam as condutas com os respetivos ramais de ligação, e os reservatórios de entrega nos casos em que eles não façam parte dos sistemas em “alta”.

Em países desenvolvidos, grande parte dos sistemas de abastecimento de água foram projetados e implementados há dezenas de anos e, atualmente, as entidades gestoras enfrentam problemas de uma manutenção operacional, eficiente e de confiança, por forma a garantir o abastecimento de água, em quantidade e qualidade suficientes, às populações. O envelhecimento dos SDA é natural e inevitável e, à medida que estes componentes atingem o final da vida útil, o número de fugas tende a aumentar. As ruturas e interrupções do abastecimento tornam-se cada vez mais frequentes e os custos de manutenção do sistema aumentam. Em consequência, as entidades gestoras são confrontadas com a necessidade de reparar, reabilitar ou substituir os diferentes componentes do sistema. Questões como “o quê”, “onde”, “quando” e “como” são levantadas frequentemente (Vanier, 2000) e conduzem, muitas vezes, a tomada de decisões baseadas em informações sobre as características das condutas, muitas vezes incorretas ou incompletas.

Muitos dos sistemas de distribuição de água atuais já excederam largamente o tempo de vida útil para o qual foram dimensionados. Entende-se por vida útil (técnica) de um componente de uma infraestrutura de distribuição de água, o período durante o qual este desempenha adequadamente as funções para as quais foi concebido e projetado, sem que para tal haja custos de manutenção e reparação imprevistos. A infraestrutura sendo constituída por um conjunto de

componentes de diferente natureza, com vidas úteis também diferentes e datas de construção diversas, apresenta uma vida útil indefinida.

Hoje em dia, tem-se verificado uma necessidade constante de intervenção nos sistemas de distribuição de água. Desta forma, é indispensável definir estratégias de intervenção através de procedimentos, normas e modelos de apoio à decisão no que se refere a como, quando, onde e o que fazer em cada situação específica.

Atualmente, praticamente todos os SDA já se encontram construídos, restando a árdua tarefa de geri-los, operá-los e mantê-los de uma forma eficiente e eficaz. Neste contexto, os principais investimentos atuais e futuros em SDA referem-se a diversos tipos de intervenções de reabilitação.

2.1 Classificação das Redes de Distribuição

As redes de distribuição de água, relativamente ao traçado em planta, podem classificar-se em redes ramificadas, caracterizadas pelo facto de o sentido de escoamento ser bem definido e o caudal em cada troço ser apenas função dos escoamentos a jusante; em redes reticuladas ou emalhadas quando as ligações entre as condutas conduzem à formação de circuitos fechados (malhas), sendo a principal característica deste tipo de redes o facto de a alimentação das condutas se poder efetuar, indistintamente, pelos seus dois extremos, o que possibilita a inversão do sentido de escoamento e em redes mistas quando a rede é constituída por partes ramificadas e emalhadas.

Na Figura 2.1 apresentam-se esquemas para exemplificar os tipos de redes supracitados.

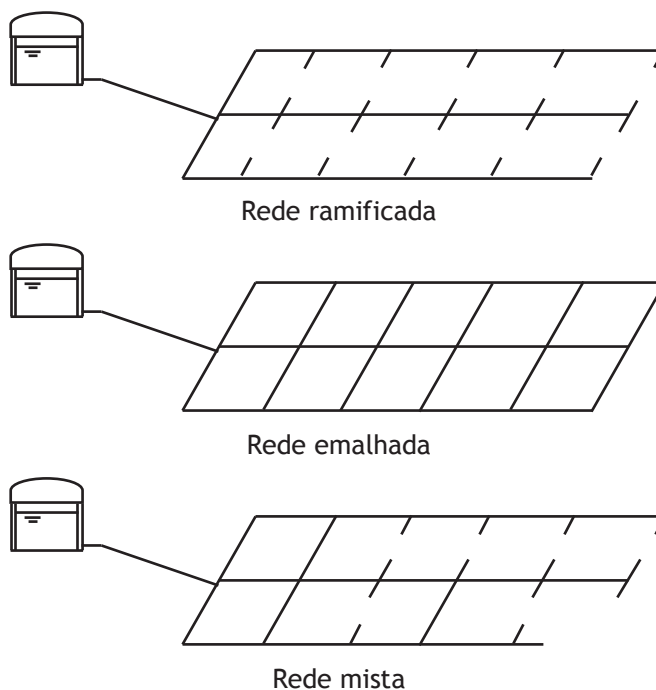


Figura 2.1 - Representação esquemática dos diferentes tipos de redes (Sá Marques e Sousa, 2011).

Os diferentes tipos de redes apresentam vantagens e inconvenientes. A rede ramificada apresenta como principal vantagem, requerer um menor comprimento, donde resulta, uma maior

economia relativamente ao investimento inicial. No entanto existem alguns inconvenientes, tais como:

- ◆ Pouca maleabilidade, em caso de avaria numa conduta é interrompido todo o abastecimento a jusante;
- ◆ Aparecimento de pontos mortos nas extremidades de jusante, isto é, pontos com velocidade nula, com os inconvenientes inerentes, tais como deposição e estagnação da água;
- ◆ A economia resultante do seu menor desenvolvimento pode ser, em certos casos, mais aparente do que real, já que poderá conduzir a maiores diâmetros pelo facto de a alimentação de cada troço se efetuar apenas por um dos extremos.

As redes emalhadas, para além de não apresentarem os inconvenientes anteriormente referidos, asseguram uma melhor repartição de pressões. Por sua vez, de um modo geral, apresentam um custo de primeiro investimento superior, uma vez que exigem uma quantidade maior de tubagens, assim como de acessórios.

As redes mistas, são redes que formam malhas nas condutas principais, no centro do aglomerado e ramificações nas condutas secundárias. Este tipo de redes pode tirar partido das principais vantagens das redes do tipo ramificado e do tipo emalhado, e evitar em grande medida, os inconvenientes próprios de cada um.

2.2 Componentes de um SDA

Um sistema de abastecimento e distribuição de água pode considerar-se constituído por um conjunto de partes. A cada uma destas partes correspondem-lhe órgãos, constituídos por obras de construção civil, equipamentos elétricos e eletromecânicos, acessórios, instrumentação e equipamentos de automação e controlo. Cada órgão, num sistema de abastecimento e distribuição, tem um objetivo/função (Sousa, 2001).

Em sistemas de distribuição de água existem diferentes componentes: condutas ou tubagens, estações elevatórias e equipamentos diversos que, neste capítulo, serão alvo de uma caracterização detalhada.

2.2.1 Tubagens e acessórios

As condutas dos sistemas de abastecimento de água têm como função o transporte do fluido (água). Podem ser constituídas por diversos tipos de materiais: fibrocimento (FC), aço carbono, ferro fundido dúctil (FFD), policloreto de vinilo (PVC), polietileno de alta densidade (PEAD) e poliéster reforçado com fibra de vidro (PRFV). No presente subcapítulo analisa-se o campo de aplicação de cada tipo de material, o modo como as condutas devem ser instaladas, as suas características físicas e mecânicas, as suas dimensões e os acessórios disponíveis (Dias, 2004).

2.2.1.1 Fibrocimento (FC)

As condutas de fibrocimento foram muito utilizadas nas décadas de 60 e 70 para condutas em pressão. As condutas são compostas por fibras de amianto e cimento. Atualmente, este material caiu em desuso dada a natureza cancerígena de um dos seus componentes, o amianto, existindo, no entanto, extensões significativas de condutas deste material em redes mais antigas (Grilo, 2007).

As condutas deste material apresentavam classes de pressão CL6, CL12, CL18, CL24 e CL30, correspondentes a pressões nominais de 3, 6, 9, 12 e 15 kg/cm² respetivamente (i.e., 30, 60, 90, 120 e 150 m c. a.). A união destas condutas era efetuada, tipicamente, com juntas flexíveis do tipo Gibault em ferro fundido (FF) e os acessórios em FF.

2.2.1.2 Aço carbono

As condutas de aço carbono utilizam-se em sistemas de abastecimento de água, de drenagem de águas residuais e de águas pluviais, e em emissários submarinos. Estas condutas permitem temperaturas de líquido e pressões elevadas.

São fabricadas em varas lisas, pelo que é possível efetuar uniões entre tubos de três formas: uniões roscadas, flangeadas ou soldadas. A primeira possibilidade requer a abertura de roscas nas extremidades dos tubos, a segunda requer que sejam soldadas flanges e a terceira requer soldadura topo-a-topo.

As tubagens de aço carbono são fabricadas em varas lisas de 6 m para diâmetros inferiores a 8" e de 12 m para diâmetros superiores. O aço carbono tem um módulo de elasticidade de 150 GPa e permite pressões de serviço elevadas podendo chegar a cerca de 6.0 MPa (i.e., 600 m c. a.). Estas condutas apresentam uma gama de diâmetros que varia entre 1/8" e 44".

Os acessórios de aço fornecidos para este tipo de tubagens são uniões, curvas de 45° e 90°, tês, cruzetas, forquilhas, cones de redução, tampões e flanges com a mesma gama de diâmetros nominais das tubagens (Dias, 2004).

2.2.1.3 Ferro Fundido Dúctil

As condutas de ferro fundido dúctil (FFD) para escoamentos em pressão, são particularmente adequadas para sistemas de abastecimento e distribuição de água, condutas fixas de irrigação e transporte de produtos químicos agressivos.

É possível encontrar diversos tipos de ligação dos tubos, por exemplo, por juntas automáticas *Standart* simples ou travadas e por juntas flangeadas. As juntas automáticas requerem tubos com uma boca onde se encontra um anel de borracha que garante a estanquidade, para além dos *kits* de travamento adequados, no caso de ser necessário efetuar uma junta travada. As juntas flangeadas requerem tubos flangeados ou tubos de junta automática, onde se coloca uma união para flange.

As tubagens em ferro fundido dúctil fornecidas em comprimentos variáveis em função do diâmetro e com diâmetros nominais (DN) variáveis entre 60 e 2000 mm, podem ser instaladas por juntas automáticas ou por juntas flangeadas, pelo que é possível encontrar tubagens lisas,

abocardadas ou flangeadas. Estas tubagens têm como revestimento externo, uma camada de zinco com pintura betuminosa ou epoxidrica e como revestimento interior uma camada de argamassa de cimento de alto-forno ou poliuretano. O ferro fundido dúctil tem um módulo de elasticidade de 170 GPa, um peso específico de 7000 kg/m³ e permite pressões de serviço até 6.4 MPa para juntas automáticas e até 4.0 MPa para juntas flangeadas.

Refira-se, por exemplo, os acessórios de FFD fornecidos pela empresa Saint-Gobain para este tipo de tubagens: uniões para flange, curvas de 11°15', 22°30', 45° e 90°, tês simples e de redução, cones e placas de redução e flanges cegas.

2.2.1.4 Policloreto de Vinilo (PVC)

As condutas de policloreto de vinilo (PVC) lisas utilizam-se em sistemas sob pressão e com superfície livre, sendo a sua utilização mais comum em sistemas de abastecimento, de irrigação e para transporte de produtos químicos.

É possível encontrar a união dos tubos realizada por colagem e por juntas integrais. A primeira possibilidade requer tubos com uma boca para colagem e a segunda requer uma boca onde se insere um anel de borracha de forma a garantir a estanquidade necessária.

As condutas em PVC lisas para escoamento sob pressão podem ser instaladas por colagem ou por juntas integrais, pelo que é possível encontrar tubagens lisas, tubagens com uma boca para colagem e tubagens com uma boca para junta integral. O PVC tem um módulo de elasticidade de 3 GPa, um peso específico de 1400 kg/m³ e permite pressões de serviço até 1.6 MPa, estando disponível em três classes de pressões nominais PN 6, PN 10 e PN 16. Estas condutas são fornecidas em varas de 6 m com diâmetros entre 32 e 800 mm.

Os acessórios de PVC, neste tipo de tubagens, são uniões, curvas, tês, cruzetas, cones de redução e flanges.

2.2.1.5 Polietileno de Alta Densidade (PEAD)

As tubagens de polietileno de alta densidade (PEAD) adequam-se ao transporte de água em sistemas de abastecimento, de rega, a captações e estações elevatórias, a drenagem de águas residuais e pluviais, a emissários submarinos, a estações de tratamento e ao transporte de produtos químicos agressivos ou de produtos sólidos. Existem também tubagens menos utilizadas de polietileno de baixa densidade (PEBD) e de média densidade (PEMD).

É possível encontrar no mercado três tipos de união dos tubos: soldadura topo a topo, juntas de eletrofusão, juntas de compressão e flanges. A primeira possibilidade requer tubos com a mesma densidade e consiste na ligação do topo dos tubos após aquecimento (220°C) e sua compressão. A junta de eletrofusão exige que os tubos sejam ligados entre si por uma união em polietileno, que tem incorporada uma resistência elétrica e, aquando da aplicação de energia elétrica, as paredes em contacto fundem-se. As juntas de compressão são acessórios, também em polietileno, que permitem a união de duas pontas lisas de tubo por encaixe, com uma rosca que comprime uma cunha sobre cada extremidade do tubo. As juntas flangeadas requerem que sejam soldados colarinhos nas extremidades dos tubos por forma a aplicar as flanges louca de aço.

As características das tubagens de PEAD variam consoante a resina que é utilizada, podendo ser MRS 63, MRS 80 e MRS 100. O PEAD tem um módulo de elasticidade variável entre 0.7 e 1 GPa, um peso específico de 950 kg/m^3 e permite diversas pressões nominais entre PN 3.2 e PN 20. As condutas são fornecidas em varas de 6 e 12 m ou em bobines de 50 ou 100 m de comprimento (para diâmetros inferiores a 110 mm) e têm diâmetros entre 25 e 1200 mm.

Os acessórios de PEAD são uniões de eletrofusão e de compressão, curvas de 45° e 90° , tês, tomadas de carga, cones de redução, flanges, tampões, colarinhos e batentes com a mesma gama de diâmetros nominais das tubagens e com todas as possibilidades de juntas.

2.2.1.6 Poliéster Reforçado a Fibra de Vidro (PRFV)

As condutas de poliéster reforçado a fibra de vidro (PRFV) adequam-se a sistemas de abastecimento de água, a drenagem de águas residuais e de águas industriais, a emissários submarinos e a reabilitação de tubagens, por aplicação destes tubos no interior dos existentes. Estas condutas podem permitir temperaturas de líquido até 90°C .

Existem duas formas de união dos tubos. A primeira possibilidade requer tubos com diâmetros inferiores a 300 mm, enquanto a segunda possibilidade adequa-se a diâmetros superiores a 300 mm, sendo que ambas consistem em colocar uma união de PRFV, instalando no interior desta um dispositivo elástico plurilabial.

As tubagens de PRFV apenas podem ser instaladas utilizando uniões de PRFV. O PRFV pode ter resistências a compressão diametral de 2.5, 5.0 e 10.0 kN/m^2 , um módulo de elasticidade de 13.3 GPa e um peso específico de 1700 kg/m^3 e pode ter pressões nominais de 0.1, 0.6, 1.0 e 1.6 MPa.

Estas condutas são fornecidas em varas de 6 m de comprimento e apresentam uma gama de diâmetros que varia entre 200 e 2400 mm.

Os acessórios existentes são uniões, curvas de $11^\circ15'$, $22^\circ30'$, 30° , 45° , 60° e 90° , tês, reduções e tampões com a mesma gama de diâmetros nominais das tubagens e em três tipos de materiais diferentes: PRFV, ferro fundido dúctil e chapa de aço.

2.2.1.7 Síntese

Os materiais mais utilizados em sistemas de abastecimento de água são: o polietileno de alta densidade (PEAD), policloreto de vinilo (PVC) e o ferro fundido dúctil (FFD), embora este último apresente um maior custo. O PEAD permite pressões até 200 m c.a. e devido à possibilidade de uniões soldadas, por um processo de eletrofusão, tem menos perdas de água do que os restantes materiais, cujas uniões são abocardadas, garantindo a estanquidade através de anéis de borracha. O PVC permite pressões até 160 m c.a. e apresenta o menor custo de aquisição, para a mesma classe de pressão. O FFD permite pressões superiores às dos materiais poliméricos (PEAD e PVC), até ao valor máximo de 640 m c.a. (função do diâmetro), mas os custos das condutas deste material são maiores.

De acordo com Baptista e Alegre (2000), para sistemas hidráulicos que necessitem de grandes diâmetros, o aço carbono e o FFD são os mais adequados, uma vez que o PEAD e o

poliéster reforçado a fibra de vidro (PRFV) têm custos mais elevados e não permitem pressões tão elevadas - o aço carbono e o FFD permitem pressões superiores a 600 m c.a., enquanto que o PEAD e o PRFV não permitem pressões superiores a 200 e 160 m c.a., respetivamente.

2.2.2 Válvulas e Ventosas

Com o objetivo de melhorar o funcionamento e a operação dos sistemas hidráulicos em pressão, existe uma vasta gama de válvulas e ventosas que se adequam a sistemas de abastecimento e de drenagem de água, a sistemas de irrigação e a sistemas industriais. Para cada tipo de válvula e ventosa, apresentam-se as suas aplicações e as suas características principais.

2.2.2.1 Válvulas de seccionamento

As válvulas de seccionamento têm a função de permitir o isolamento de determinados troços quando neles se verificam avarias (e.g., quando ocorre uma rotura), quando é necessário proceder a remodelação/substituição de uma ou mais condutas do sistema, ou de órgãos acessórios, ou ainda para a execução de ramais de ligação. Permitem ainda, se necessário, o corte do fornecimento de água a uma zona vizinha, por forma a permitir um melhor combate a um incêndio.

Existem diferentes tipos de válvulas de seccionamento, sendo as mais utilizadas as válvulas borboleta, de cunha, de globo e de macho esférico (cf. **Figura 2.2**).

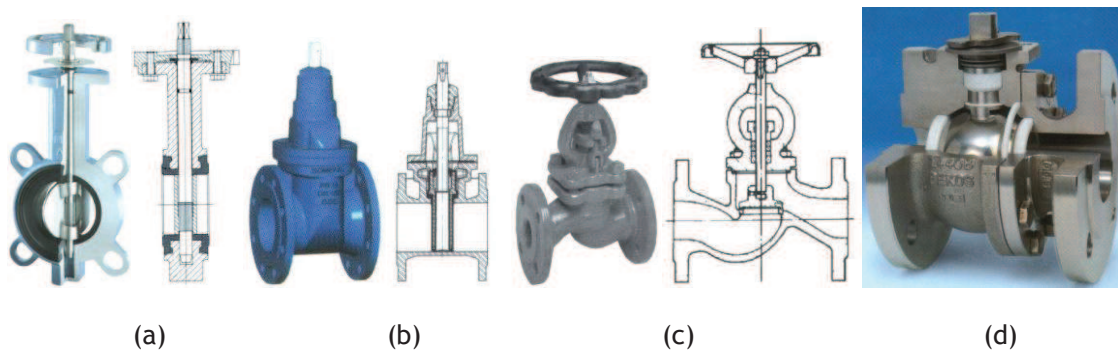


Figura 2.2 - Válvulas de seccionamento dos tipos: (a) borboleta (perfil e corte), (b) cunha (perfil e corte), (c) globo (perfil e corte) e (d) macho esférico (perfil) (Dias, 2004)

2.2.2.2 Válvulas de retenção

As válvulas de retenção têm como função impedir a inversão do escoamento e são normalmente colocadas imediatamente a jusante de grupos elevatórios. Existem outras situações em que se utilizam este tipo de válvulas, também com função de evitar a inversão do caudal, como sejam na extremidade de montante de condutas de aspiração, quando o grupo elevatório se encontra a uma cota superior, e na conduta de saída de reservatórios unidireccionais de proteção contra o golpe de ariete. Existem diversos tipos de válvulas de retenção, nomeadamente válvula de retenção de borboleta, de duplo prato, de charneira e de globo (cf. **Figura 2.3**).

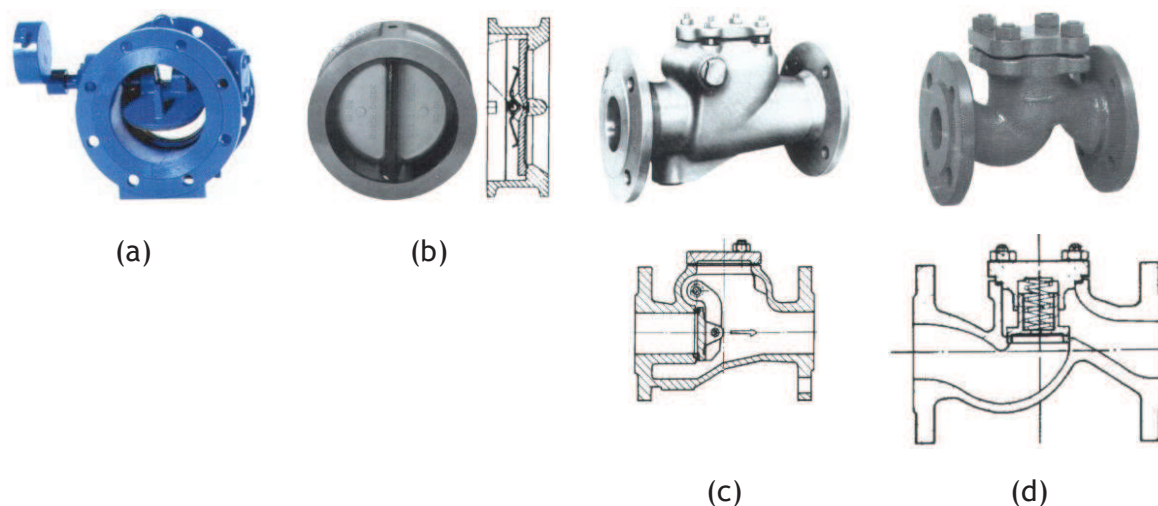


Figura 2.3 - Válvulas de retenção dos tipos: (a) borboleta (perfil), (b) duplo prato (perfil e corte), (c) charneira (perfil e corte) e (d) globo (perfil e corte) (Dias, 2004)

2.2.2.3 Válvulas redutoras de pressão (VRP)

As válvulas redutoras de pressão (VRP) têm como principal função limitar a pressão a jusante, sempre que esta exceda um determinado valor (Figura 2.4), surgindo como uma das alternativas mais eficientes, facilmente aplicáveis e mais económicas para a uniformização e o controlo das pressões numa rede de distribuição. As VRP são adequadas a sistemas de abastecimento de água, sistemas de irrigação e a estações de bombagem. Normalmente, o benefício obtido na redução das perdas reais (custo de produção) durante o 1º ano compensa largamente o investimento em capital fixo na válvula.



Figura 2.4 - Válvula redutora de pressão (Tecnilab)

A VRP desempenha a sua função acionando o dispositivo de obturação da válvula sempre que a pressão a jusante for demasiado elevada por forma a aumentar a perda de carga localizada no sistema, reduzindo o valor da pressão a jusante até ao valor pretendido, ou abrindo até que a pressão atinja o valor exigido se, pelo contrário, a pressão a jusante descer abaixo do valor desejado.

As VRP têm diversos modos de funcionamento (Figura 2.5):

- ◆ O estado ativo - sempre que a pressão a jusante for demasiado elevada, é acionado o dispositivo de obturação, por forma a aumentar a perda de carga localizada e reduzir a pressão; se a pressão a jusante descer abaixo de um determinado valor, a válvula abre e a pressão a jusante atinge o valor pretendido;
- ◆ O estado passivo aberto - se a pressão a montante for insuficiente e inferior à carga de definição, a válvula abre totalmente, mantendo a montante e a jusante a mesma pressão;
- ◆ O estado passivo fechado - sempre que a pressão a jusante seja superior à de montante, a válvula fecha totalmente.

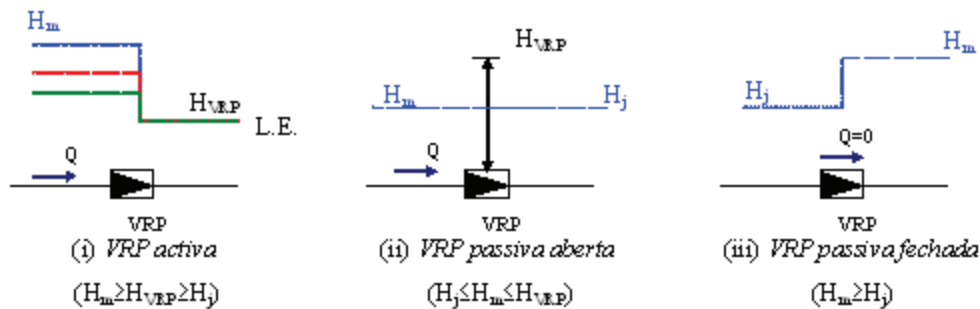


Figura 2.5 - Modo de funcionamento de uma VRP (Covas e Ramos, 1998)

Existem vários tipos de VRP:

- ◆ Válvulas convencionais que mantêm uma pressão fixa a jusante ou introduzem uma perda de carga fixa (Tipos I e II na Figura 2.6);
- ◆ Válvulas não convencionais que podem funcionar com patamares de pressão pré-definidos, ou ajustáveis em função da variação do consumo ao longo do dia (Tipos III e IV na Figura 2.6).

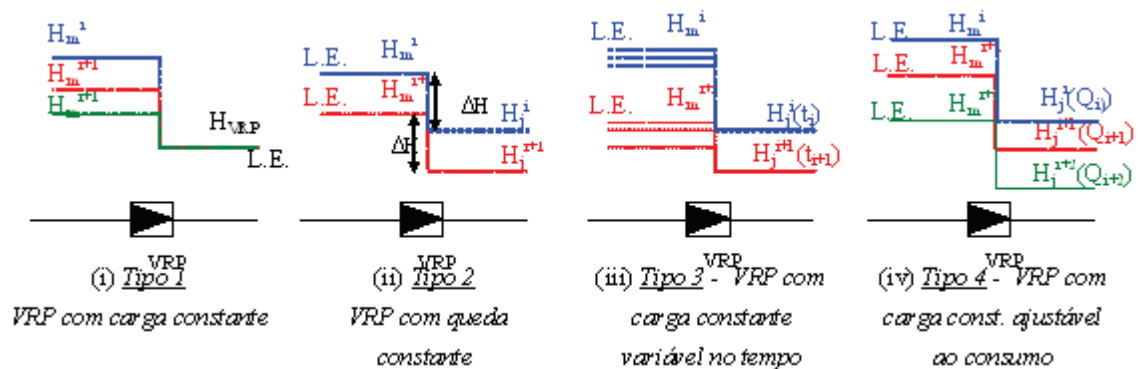


Figura 2.6 - Tipos de válvulas redutoras de pressão (Covas e Ramos, 1998)

2.2.2.4 Válvulas de alívio

A válvula de alívio (Figura 2.7) permite um controlo de pressões através da abertura da mesma, até à capacidade máxima. Esta válvula é importante para a protecção contra o golpe de

ariete em sistemas de abastecimento de água, sistemas de irrigação e estações de bombagem, exigindo, no entanto, descargas automáticas e recolha em estruturas coletoras específicas.

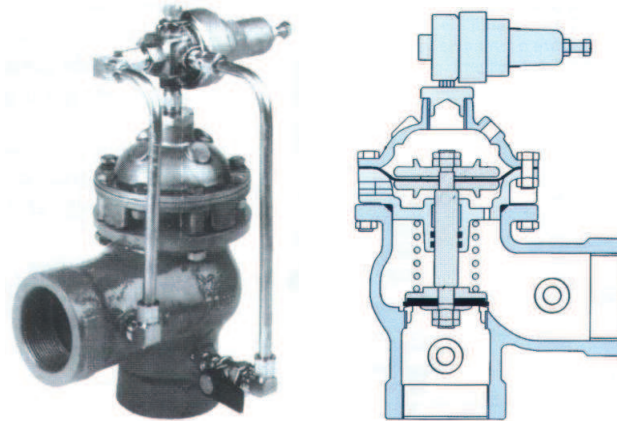


Figura 2.7 - Válvula de alívio (perfil e corte) (Dias, 2004)

2.2.2.5 Ventosas

De acordo com Sousa (2001), as ventosas têm como funções permitir a saída de ar (pequenas quantidades) acumulado nos pontos altos, permitir a entrada e saída de grandes quantidades de ar durante o enchimento e esvaziamento das condutas, e permitir a entrada de ar durante a ocorrência de depressões nas condutas. As ventosas são normalmente colocadas em todos os pontos altos e a montante ou a jusante de válvulas de seccionamento, em troços ascendentes ou descendentes, respetivamente. Existem vários tipos de ventosas, consoante as funções a que se destinam, tais como ventosas simples, de duplo e de triplo efeito. As ventosas são adequadas para se utilizarem em sistemas de abastecimento de água e em sistemas de irrigação.

A ventosa simples (**Figura 2.8a**) destina-se à evacuação de pequena quantidade de ar acumulado nos pontos altos das tubagens. A ventosa de duplo efeito (**Figura 2.8b**) destina-se à evacuação e entrada de média quantidade de ar nas tubagens, permitindo também, a entrada de ar no caso de depressão na conduta. A ventosa de triplo efeito (**Figura 2.8c**) destina-se à evacuação e entrada de grande quantidade de ar durante o enchimento e esvaziamento da conduta, saída de pequenas quantidades de ar acumuladas em pontos altos e permite também, a entrada de ar no caso de depressão na conduta.

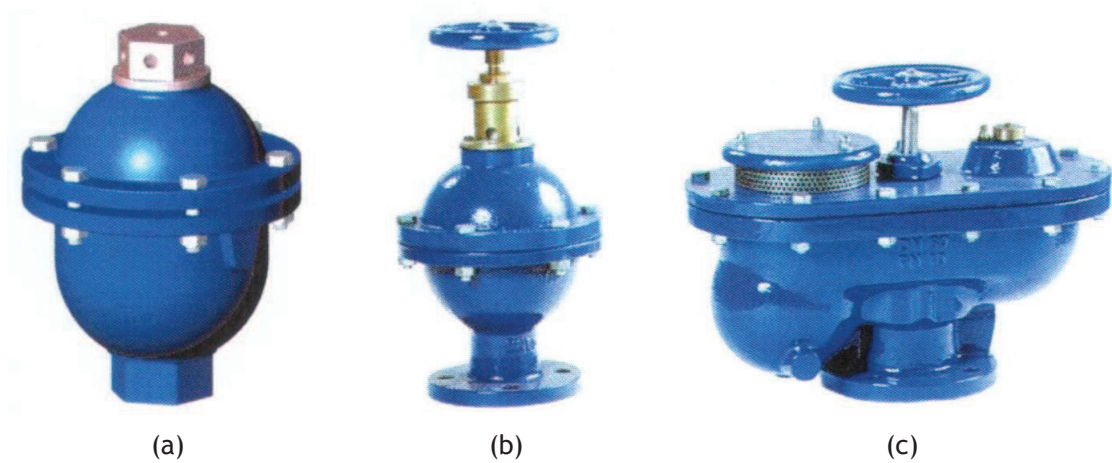


Figura 2.8 - Ventosas (a) simples (perfil), (b) de duplo efeito (perfil) e (c) de triplo efeito (perfil) (Dias, 2004)

2.2.3 Bombas hidráulicas

De acordo com um estudo de mercado de Dias (2004), com o objetivo de caracterizar os diversos tipos de bombas disponíveis no mercado, recorrendo-se a duas grandes empresas especializadas neste tipo de equipamento, a Flygt e a Grundfos, e com base no material disponibilizado por cada uma das empresas, distinguiram-se três grupos de bombas com aplicações diferentes: bombas para captação de água em furos; bombas de uso comum; bombas para grandes volumes e pequenas alturas de elevação. As bombas para grandes volumes e pequenas alturas de elevação, dividem-se ainda em bombas de eixo vertical e bombas de eixo horizontal.

2.3 Funcionamento e exploração de um SDA

Um sistema de distribuição de água é composto por várias estruturas, nomeadamente, instalações elevatórias, reservatórios, redes de distribuição e ramais de ligação (para fins domésticos, industriais ou outros), que incluem juntas e acessórios diversos, os quais podem contribuir para a deterioração da qualidade da água.

O estabelecimento de práticas corretas de operação e manutenção dos sistemas de distribuição, incluindo reservatórios e redes, é condição necessária para garantir uma água segura no que diz respeito à sua potabilidade, atendendo nomeadamente às suas características físicas, químicas e microbiológicas. A inspeção local do estado de conservação dos troços ou secções a descoberto das condutas, das caixas de válvulas de descarga, das ventosas e dos sifões, deve ser sujeita a um programa de acompanhamento regular, o qual deve incluir a manobra dos componentes hidromecânicos e de segurança.

Outra condição necessária é a manutenção de um teor de desinfetante residual livre ao longo do sistema, por forma a garantir a proteção sanitária da água até à torneira do consumidor. A entidade gestora (EG) deve avaliar a necessidade de instalar postos de

recloração, de forma a garantir um teor de desinfetante residual livre em todos os pontos da rede.

A EG deve dispor de procedimentos escritos para as ações mais frequentes e suscetíveis de provocarem alterações na qualidade da água distribuída, como por exemplo a reparação de condutas, de forma a minimizar possíveis contaminações da água distribuída. Deve também, elaborar e implementar um plano anual de limpeza e higienização dos reservatórios existentes.

A EG deve ainda estabelecer requisitos operacionais de desempenho para assegurar o cumprimento da legislação em vigor, na torneira do consumidor. A título de exemplo, indicam-se alguns:

- ◆ Manter uma pressão adequada no sistema de distribuição;
- ◆ Minimizar o tempo de retenção da água nos reservatórios e no sistema de distribuição, de modo a evitar a perda de qualidade organoléptica (cheiro e sabor) e o decaimento do teor de desinfetante residual livre, dado que este potencia o aumento da atividade microbológica;
- ◆ Manter o sistema de distribuição em adequado estado de limpeza, utilizando os procedimentos julgados pertinentes (por exemplo, descargas da rede).

Com vista à otimização da exploração do sistema, devem ser considerados outros aspetos, entre os quais, o número e o tipo de reclamações sobre a qualidade e a quantidade da água distribuída.

Com efeito, esta informação permite identificar os pontos de controlo críticos do sistema, constituindo um histórico cuja utilidade é indispensável para uma adequada gestão e manutenção da rede. Idealmente, a EG deve dispor de um procedimento de avaliação, deteção e resolução de perdas.

Todas as ações efetuadas no âmbito do programa de controlo operacional (PCO), tais como descargas, higienizações, controlo analítico, reforços de cloração, etc., bem como outros elementos considerados relevantes, como por exemplo as reclamações dos consumidores, devem ser registadas e analisadas, de forma a minimizar futuras alterações na qualidade da água distribuída. Esta informação deve ser utilizada como ferramenta de gestão do sistema de distribuição, de forma a evitar as reclamações e os incumprimentos.

Ao nível da qualidade do SDA, segundo o Decreto-Lei 306/2007 de 27 de Agosto, é obrigatório elaborar o Plano de Controlo de Qualidade da Água (PCQA), o qual é aprovado pela ERSAR e consta de um determinado número de análises de acordo com a população e a capitação. Por outro lado, também obriga a fazer um Plano de Controlo Operacional (PCO) durante todo o ano, de modo a controlar a qualidade efetiva da água, conforme as necessidades diárias e não consta de um número pré-definido de análises.

2.3.1 Reservatórios

Estas infraestruturas de armazenamento desempenham uma função vital no abastecimento de água para consumo humano, devendo ser mantida a sua integridade estrutural e sanitária.

Com o objetivo de contribuir para a garantia da qualidade da água distribuída, os reservatórios devem ser sujeitos a ações regulares de higienização, com uma periodicidade adequada à qualidade da água (por exemplo uma vez por ano). Devem ser utilizados produtos adequados para estarem em contacto com água para consumo humano, equipamento específico e pessoal formado para o efeito. Esta operação tem de ser planeada, de modo a minimizar os desperdícios de água e as falhas no abastecimento.

Em situações em que haja mais do que um reservatório na mesma zona de abastecimento, para evitar possíveis contaminações, a higienização deve ser efetuada de forma sequencial, de montante para jusante, evitando que um reservatório higienizado receba água de um reservatório que ainda não tenha sido submetido a essa operação.

Antes de se iniciarem os trabalhos de higienização, deve ser feita uma inspeção à estrutura interna dos reservatórios. No caso de serem detetados problemas estruturais, a EG deve corrigir este problema antes dos trabalhos de higienização terem lugar.

A higienização dos reservatórios deve ser preferencialmente realizada por uma empresa certificada para este tipo de serviços.

Caso este trabalho venha a ser realizado pelos próprios serviços da EG, esta deve proceder da seguinte forma:

- ◆ Esvaziar o reservatório em regime de abastecimento normal até ao nível mínimo pré-definido, rejeitando a água remanescente;
- ◆ Lavar todas as superfícies com um jato de água à pressão adequada para remover os sedimentos grosseiros e as areias. Ter em consideração o estado de conservação das paredes, do teto e da laje de fundo do reservatório para evitar que a estrutura seja danificada;
- ◆ Pulverizar as superfícies com um produto desincrustante e/ou desinfetante, adequado ao tipo de revestimento existente nos reservatórios (ou noutras obras a tratar);
- ◆ Após o tempo de contacto recomendado pelo fabricante para a atuação do produto, lavar as superfícies com água abundante. Antes de rejeitar as águas acumuladas no interior do reservatório para o meio recetor, verificar se o pH se situa entre 6 e 8 e, caso contrário, dispor de meios e condições de neutralização adequados;
- ◆ Encher o reservatório, colocá-lo em carga e recolher uma ou mais amostras de água, dependendo do volume útil de armazenamento, tomadas em diferentes pontos, para análise microbiológica, de modo a comprovar a eficácia do trabalho de higienização realizado. Idealmente, o reservatório só deve retomar o serviço normal após o conhecimento dos resultados do controlo microbiológico.

Como medida de segurança, os operadores devem usar proteção respiratória e ocular, luvas, calçado e vestuário de proteção adequados.

Para além das ações atrás mencionadas, a EG deve ainda:

- ◆ Manter um teor adequado de desinfetante residual livre. O valor médio de desinfetante residual livre deve ser estabelecido em função do tempo de permanência da água no reservatório e da extensão da rede, sendo que a gama de valores varia

substancialmente com o desinfetante utilizado. No caso de o desinfetante ser o cloro, é normalmente utilizada uma gama de valores entre 0,6 e 0,8 mg/L de cloro residual livre. Devem ser analisados os parâmetros pH, temperatura e desinfetante residual livre, de preferência através de instrumentação instalada *online* ou, na sua inexistência, através de medidores portáteis fiáveis, devendo a frequência ser ajustada às características do sistema e da qualidade da água;

- ◆ Realizar análises regulares (é conveniente uma frequência mínima semanal) aos parâmetros turvação, condutividade, ferro, oxidabilidade, bactérias coliformes, Escherichia-coli e número de colónias a 22°C e a 37°C, DL 306/2007 de 27 de Agosto;
- ◆ Registrar, sempre que seja efetuada uma visita ao reservatório, os caudais de saída para a rede de distribuição (caso não existam registadores automáticos), bem como inspecionar a estrutura externa e a zona circundante. Devem ser igualmente inspecionados os sistemas indicadores de nível;
- ◆ Registrar todos os resultados e as ações desenvolvidas.

2.3.2 Rede de distribuição

Na rede de distribuição de água, os problemas mais frequentes dizem respeito à microbiologia, à turvação, ao cheiro e ao sabor, sendo as causas mais comuns o reduzido teor em desinfetante residual livre na água tratada, as roturas em condutas e ramais, as avarias em órgãos hidromecânicos diversos e a corrosão das tubagens.

Frequentemente, o incumprimento nos níveis dos parâmetros organoléticos conduzem a reclamações por parte dos consumidores, podendo ser corrigidos através da realização de descargas de água pelos hidrantes mais próximos da zona, onde a anomalia foi detetada, ou através do reajuste do doseamento de desinfetante.

Com efeito, a descarga da água constitui uma importante ferramenta para manter a rede limpa e livre de sedimentos, removendo a água estagnada e qualquer contaminante presente. Para uma correta gestão da rede, é fundamental que se proceda à medição e ao registo das descargas efetuadas, à avaliação das reclamações recebidas, ao registo das ações corretivas implementadas e dos resultados obtidos. A EG deve identificar os pontos críticos da rede e, caso se justifique, elaborar e fazer cumprir um plano regular de descargas.

A EG deve ainda elaborar um procedimento escrito para a reparação de roturas nas condutas e acessórios e garantir o seu cumprimento, de forma a evitar, antes, durante e após a reparação, o risco de contaminação da água. Este procedimento deve, no mínimo, conter as seguintes ações:

- ◆ Escavar à volta da conduta um espaço adequado para facilitar os trabalhos de reparação (no mínimo 0,5 ou 0,7 m, de acordo com o diâmetro da conduta. Consultar o Decreto Regulamentar n.º 23/95, de 23 de Agosto)¹;

¹ O espaço a deixar livre numa escavação para reparação de uma rotura depende dos seguintes fatores:

- ◆ profundidade a que a conduta se encontra enterrada;
- ◆ secção da conduta (ou tubagem) a reparar;
- ◆ necessidade de se proceder a trabalhos de entivação (escoramento) das encostas;
- ◆ tipo e dimensão dos equipamentos a deslocar e a instalar no local.

- ◆ Observar o lugar onde se procedeu à escavação e verificar se não existem na proximidade indícios de roturas em coletores de águas residuais ou escorrências provenientes de aviários, suiniculturas ou outros tipos de atividade industrial, detetáveis pelo seu cheiro característico;
- ◆ Manter em contínuo a bombagem da água perdida, existente na zona da escavação, de forma a evitar o contacto da mesma com a conduta danificada. Por vezes pode ser necessário escavar um pequeno poço para a drenagem efetiva da água e facilitar a operação de bombagem;
- ◆ Quando a conduta for cortada, examinar o seu interior para verificar o estado de limpeza e observar cuidadosamente a água que sai. Se esta estiver suja, deixar correr a água até que saia límpida;
- ◆ Proceder à reparação da conduta ou substituição do acessório;
- ◆ Colocar em carga o troço reparado, efetuar uma descarga de água, com volume suficiente para manter a sua qualidade no hidrante mais próximo e recolher amostras de água para análise microbiológica. Idealmente, o sistema só deve retomar o serviço normal após o conhecimento dos resultados do controlo microbiológico.

Quando se instalam condutas novas, quer em troços isolados, quer em redes novas, deve haver por parte da EG uma rigorosa fiscalização, no sentido de garantir os cuidados de higienização dos elementos a instalar, antes da montagem e após a sua colocação. Antes das condutas serem colocadas em serviço, devem ser limpas e desinfetadas com uma solução concentrada de desinfetante (a qual é definida em função do tempo de contacto com a água). Idealmente, as condutas não devem entrar em serviço normal, embora colocadas em carga, antes de serem conhecidos os resultados do controlo microbiológico.

Para além das ações atrás mencionadas, a EG deve ainda implementar o seguinte controlo analítico:

- ◆ Avaliar com regularidade (idealmente, uma vez por dia) o teor de desinfetante residual livre em vários pontos, como por exemplo nos extremos da rede, nas zonas elevadas e nas zonas de baixo consumo, para, caso necessário, proceder ao reajustamento do doseamento de desinfetante no reservatório;
- ◆ Realizar análises regulares (é conveniente uma frequência mínima semanal) aos parâmetros turvação, pH, temperatura, condutividade, ferro, bactérias coliformes, Echerichia-coli e número de colónias a 22°C e a 37°C, DL 306/2007 de 27 de Agosto.

2.4 Perdas de água num SDA

2.4.1 Introdução

As alterações climáticas mundiais, verificadas nas últimas décadas, em que se registam situações de seca e de cheia cada vez com mais frequência, coincidentes com o aumento das necessidades domésticas e industriais, têm levado a situações de falta de água ou de restrição no consumo humano em muitos países. Nem toda a água captada é efetivamente consumida, sendo as perdas de água uma das principais fontes de ineficiência dos sistemas de abastecimento de água, na utilização dos recursos hídricos existentes.

Em Portugal, estima-se que o volume de perdas possa atingir valores da ordem dos 40%, correspondendo a 70 milhões de euros/ano; o objetivo proposto pela entidade reguladora, Instituto Regulador de Águas e Resíduos (IRAR), é atingir a meta de 15% (Alegre et al., 2005).

À medida que o ciclo de vida das infraestruturas do sistema de abastecimento de água tende a chegar ao fim, o volume de perdas de água aumenta com o acréscimo de roturas, com a consequente interrupção do abastecimento e aumento dos custos de manutenção curativa do sistema.

As perdas de água têm diversos custos associados, tais como, o custo direto associado à produção do volume de água perdido (perdas comerciais), os custos de interrupção do abastecimento e reparação de avarias (custos diretos e danos de imagem), o custo social para os consumidores devido à suspensão do abastecimento, o custo associado ao risco de contaminação, e os custos ambientais de utilização ineficiente de recursos hídricos e de energia de bombagem (associada à água perdida) (WRC, 1985; 1994; Lambert et al., 1998; Farley e Trow, 2003).

Assim, uma das prioridades estratégicas das entidades gestoras dos sistemas de abastecimento de água em Portugal é o combate às perdas. Isto deve-se à consciencialização da população em geral e das próprias entidades para a utilização eficiente e racional dos recursos hídricos e também, por metas impostas pela ERSAR.

O presente capítulo pretende caracterizar o tipo de perdas e métodos para minimização de perdas de água nos sistemas de distribuição de água.

2.4.2 Balanço Hídrico

O cálculo do balanço hídrico é um passo indispensável para a avaliação de perdas e requer estimativas dos volumes de água em cada ponto de controlo de caudal assinalado na **Figura 2.9**. Sempre que possível, deve recorrer-se a medidores calibrados. Na sua ausência, será necessário utilizar estimativas baseadas em outros dados disponíveis ou aplicar outras técnicas de engenharia fiáveis.

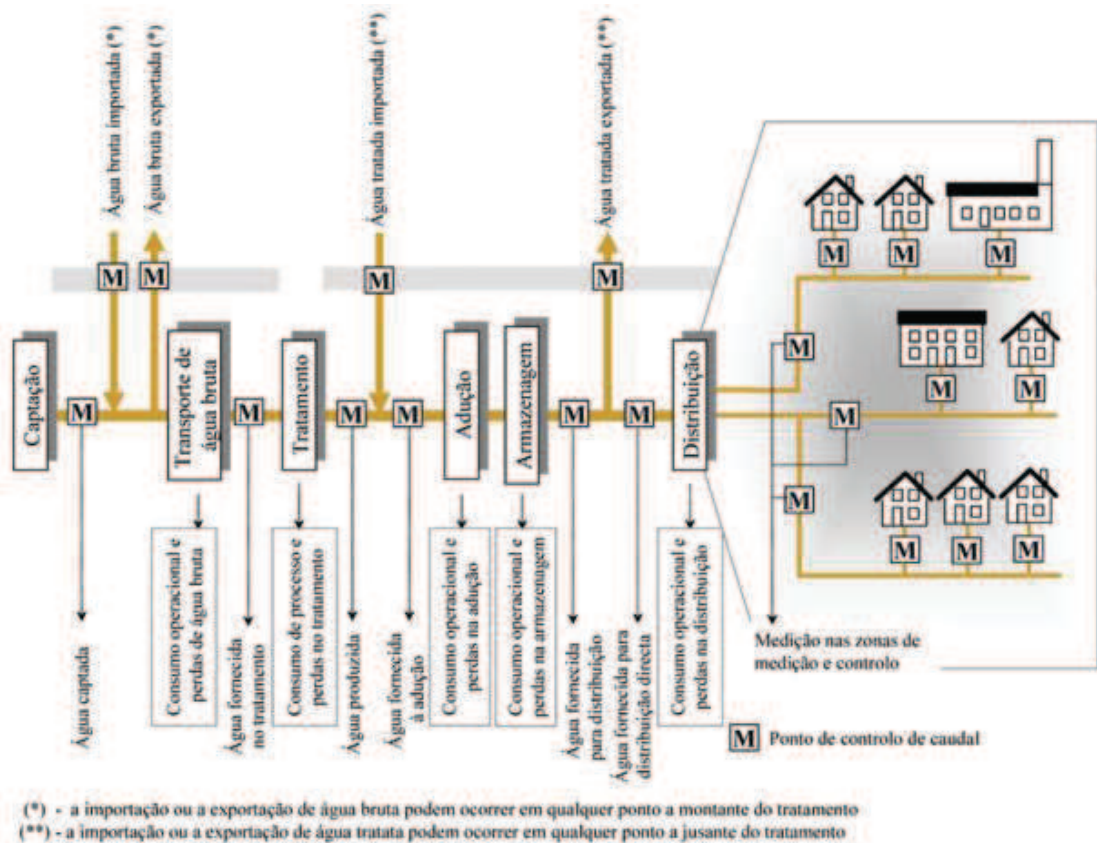


Figura 2.9 - Componentes do balanço hídrico e localização dos pontos de controlo de caudal (LNEC, ERSAR, 2012).

O balanço hídrico é constituído por vários componentes. A água entrada num sistema subdivide-se em consumo autorizado e perdas de água, de acordo com a **Figura 2.10**. As perdas de água são calculadas entre a diferença da água entrada no sistema e o consumo autorizado, o qual pode ser faturado ou não. As perdas de água são decompostas em perdas reais ou fictícias, relativas a roturas e fugas na rede (condutas e ramais) e a extravasamentos de reservatórios, e a perdas aparentes relacionadas a consumos não autorizados e a erros de medição. No entanto, para a entidade gestora as perdas comerciais são a água que entra no sistema não faturada, isto é a soma do consumo autorizado não faturado (ex. serviço de combate a incêndios) com as perdas de água, reais e aparentes.



Figura 2.10 - Componentes do balanço hídrico (Covas e Ramos, 2007)

Nas redes de distribuição, as perdas reais (físicas) abrangem as fugas e roturas em condutas e ramais. As fugas dizem respeito a toda a água perdida continuamente (não detetada) devido à presença de orifícios nas condutas ou à falta de estanquicidade das juntas, válvulas e de outros acessórios das infraestruturas, e que nunca é consumida. Os caudais não são facilmente detetáveis, uma vez que são normalmente reduzidos, porém as fugas tendem a agravar-se no tempo e o caudal total perdido no sistema é bastante significativo.

Segundo Covas e Ramos (2007), as roturas são caracterizadas por acidentes súbitos em condutas e acessórios, provocados por sobrepensões ou sobrecargas excessivas, defeitos estruturais, assentamentos diferenciais ou por situações extremas de funcionamento. Em geral, os caudais relativos às roturas são elevados e manifestam-se a seguir à ocorrência, sendo a sua localização facilmente detetada pela perturbação que provocam na sua envolvente, sendo rapidamente reparadas.

Para Alegre et al. (2005), os fatores prováveis que influenciam as perdas reais, são os seguintes:

- ◆ O estado das condutas e outros componentes, o seu material, a frequência de fugas e de roturas;
- ◆ A pressão de serviço média, quando o sistema está pressurizado;
- ◆ A densidade e comprimento médio dos ramais;
- ◆ A localização do medidor domiciliário no ramal;
- ◆ O comprimento total das condutas;
- ◆ O tipo de solo e as condições do terreno, relevantes sobretudo no modo como se torna aparente ou não a ocorrência de roturas e fugas;
- ◆ A percentagem de tempo em que o sistema está pressurizado (fator muito relevante em regiões com abastecimento intermitente).

Também se pode considerar a prática de políticas de reabilitação de infraestruturas e a existência de programas de controlo ativo de perdas como fatores que influenciam as perdas reais.



Figura 2.11 - Fugas e roturas

As perdas aparentes compreendem:

- ◆ Erros de medição nos caudalímetros e nos contadores;
- ◆ Leituras em falta devido a dificuldades de acesso a contadores;
- ◆ Ligações ilícitas (roubos);
- ◆ Uso fraudulento de marcos e bocas-de-incêndio para enchimento de autotanques, para rega de jardins ou lavagem de ruas.

As perdas aparentes podem ser reduzidas expressivamente através da instalação de contadores nas zonas verdes, da utilização de equipamentos de medição mais precisos e pelo controlo e inspeção das ligações ilegais na rede e respetiva coima no caso de ligações clandestinas.

2.4.3 Indicadores de desempenho relativo a perdas

De acordo com a ERSAR, um indicador de desempenho é uma medida de avaliação quantitativa da eficiência ou da eficácia de um elemento do serviço prestado pela entidade gestora. A eficiência mede até que ponto os recursos disponíveis são utilizados de modo otimizado para a produção do serviço. A eficácia mede até que ponto os objetivos de gestão definidos, específica e realisticamente, são cumpridos.

Apesar dos indicadores de desempenho serem utilizados largamente nos setores industriais e comerciais, só a partir de 1997 é que a International Water Association (IWA) criou um quadro de referência, estruturado de forma a satisfazer as necessidades comuns dos principais tipos de utilizadores, destacando as entidades gestoras de sistemas de abastecimento de água. No âmbito do controlo de perdas em sistemas de distribuição de água, Alegre e al. (2004), destacam a utilização de 10 dos 158 indicadores de desempenho propostos pela IWA, os quais estão inseridos em três pontos de vista distintos:

- ◆ Um indicador de recursos hídricos (WR);
- ◆ Sete indicadores operacionais (Op);

- ◆ Dois indicadores económico-financeiros (Fi).

Além destes indicadores de perdas, o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), sugere a utilização de um indicador de medição de caudal (Op39) para complementar o diagnóstico e a definição de uma estratégia de combate às perdas de água. O grau de confiança dos valores do balanço hídrico depende em grande parte deste indicador. Na Tabela 2.1 apresentam-se os indicadores de desempenho relativos a perdas de água e a água não faturada.

Tabela 2.1 - Indicadores de desempenho relativos a perdas de água e a água não faturada (Alegre et al, 2004)

Nível de Importância	Recursos Hídricos	Operacional	Financeiro
Nível 1 (N1)	WR1 - Ineficiência de utilização dos recursos hídricos (%)	Op23 - Perdas de água por ramal (m ³ /ramal/ano) ou Op24 - Perdas de água por comprimento de conduta (m ³ /km/dia)	Fi46 - Água não faturada por volume (%)
		Op27 - Perdas reais por ramal (l/ramal/dia*) ou Op28 - Perdas reais por comprimento de conduta (l/km/dia*) Op27 - Perdas reais por ramal (l/ramal/dia*) ou Op28 - Perdas reais por comprimento de conduta (l/km/dia*)	
		Op39 - Água não medida (%)	
Nível 3 (N3)	-	Op25 - Perdas aparentes por ramal (m ³ /ramal/ano) ou Op26 - Perdas aparentes por comprimento de conduta (m ³ /km/dia)	Fi47 - Água não faturada por custo (%)
		Op29 - Índice infraestrutural de fugas	

*Quando o sistema está em pressão

Em 2004, a ERSAR elaborou os seus próprios indicadores de desempenho, designados de 1.^a geração do sistema de avaliação da qualidade dos serviços de água prestados aos utilizadores, a qual assentava em 20 indicadores de qualidade dos serviços de abastecimento de água; a 2.^a geração assenta em apenas 16 indicadores para cada um dos três serviços e é aplicável a partir de 2012 a todas as entidades gestoras de serviços de águas e resíduos no Continente, com base em dados de operação de 2011. Dos 16 indicadores de qualidade do serviço de abastecimento de água, apenas existe um indicador referente às perdas de água - AA13 - Perdas reais de água, [m³/(km.dia)] / [l/(ramal.dia)]. Para a ERSAR, este indicador destina-se a avaliar o nível de sustentabilidade ambiental do serviço, em termos da eficiência na utilização de recursos ambientais no que respeita às perdas reais de água (fugas e extravasamentos), enquanto bem escasso que exige uma gestão racional. É definido como o volume de perdas reais por unidade de

comprimento de conduta (conceito a aplicar a entidades gestoras de sistemas em alta e em baixa) ou como o volume de perdas reais por ramal (conceito a aplicar a entidades gestoras de sistemas em baixa).

Este indicador é definido para entidades gestoras de sistemas em alta e em baixa, sendo no sistema em alta o volume de perdas reais por unidade de comprimento de conduta:

$$AA13a = \frac{dAA18a}{dAA30a \times 365} \left[m^3 / km. dia \right]$$

Sendo,

dAA18a - Perdas reais (m^3 /ano)

dAA30a - Comprimento total de condutas (km)

A ERSAR definiu os valores de referência para a qualidade do serviço para os sistemas em alta, **Tabela 2.2**, e para os sistemas em baixa, **Tabela 2.3**.

Tabela 2.2 - Valores de referência para sistemas em alta (LNEC, ERSAR, 2012)

Qualidade do serviço	Boa	[0,0; 15,0]
	Mediana]15,0; 22,5]
	Insatisfatória]22,5; +∞]

Para o sistema em baixa é o volume de perdas reais por ramal:

$$AA13b = \frac{dAA18b}{dAA33b} \times \frac{1000}{365} \left[l / ramal. dia \right]$$

Sendo,

dAA18b - Perdas reais (m^3 /ano)

dAA33b - Ramais de ligação (n.º)

Tabela 2.3 - Valores de referência para sistemas em baixa (LNEC, ERSAR, 2012)

Qualidade do serviço	Boa	[0; 100]
	Mediana]100; 150]
	Insatisfatória]150; +∞]

Estes indicadores não devem ser calculados para períodos inferiores a um ano, porque os valores obtidos poderiam induzir em erros de interpretação (Alegre et al., 2004). Se por algum motivo o período de referência utilizado for inferior ao ano, as comparações internas devem ser feitas com prudência e evitadas comparações com outras entidades gestoras. Os valores dos indicadores de desempenho devem vir sempre acompanhados das respetivas incertezas, calculadas a partir das incertezas associadas às variáveis envolvidas no cálculo.

2.4.4 Controlo de perdas reais

As perdas reais não são eliminadas totalmente dos sistemas de abastecimento de água. O volume mínimo de perdas de água reais de um sistema é designado por perdas reais inevitáveis. A diferença entre as Perdas Reais Inevitáveis Médias (PRIM) e as Perdas Reais Correntes Médias (PRCM), representa o volume de perdas potencialmente recuperável. No entanto, o volume de perdas reais pode ser significativamente reduzido através da implementação de quatro ações propostas pelo grupo de trabalho da IWA, conforme ilustrado na **Figura 2.12** (Lambert, 2002; Lambert, 2003):

- ◆ o controlo ativo de fugas;
- ◆ a velocidade e modo de reparação;
- ◆ o controlo da pressão (redução/gestão de pressões);
- ◆ a gestão patrimonial de infraestruturas (reabilitação).

O nível económico de perdas (NEP) corresponde à situação em que o custo de redução de perdas numa unidade de volume, é igual ao custo de produção dessa unidade de volume de água (Alegre et al., 2005). A operação de um sistema no NEP, resulta na mais baixa combinação entre o custo das ações de controlo de perdas e o preço da água perdida. Para que ocorra o NEP é necessário estar-se simultaneamente perante o nível económico de perdas reais (NEPr) e o de perdas aparentes (NEPa), dado a origem das perdas ser independente. O NEPr situa-se entre o volume de perdas reais correntes e volume de perdas reais inevitáveis, não sendo económico operar os sistemas com perdas ao nível das inevitáveis (cf. **Figura 2.12**). Não existe um valor de referência para o NEP, este depende da zona em questão, do custo da mão-de-obra, da pressão, do estado de conservação das infraestruturas e da localização das roturas (condutas/ramais).

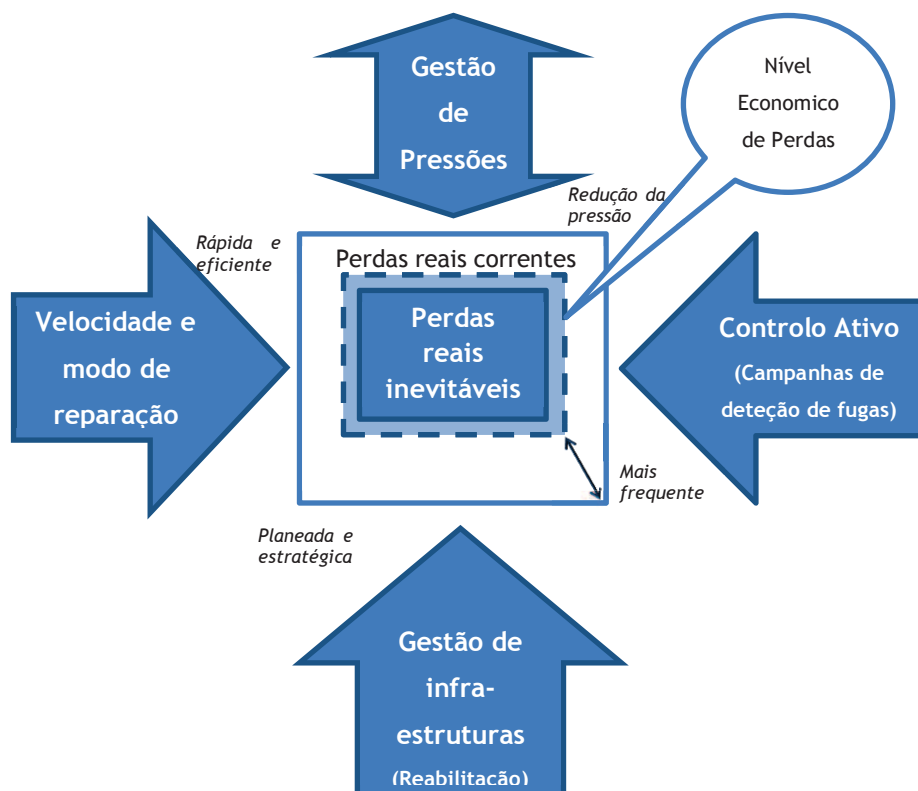


Figura 2.12 - Métodos básicos de controlo de perdas reais (Lambert, 2002)

2.4.5 Controlo ativo de fugas

O controlo ativo de fugas é uma estratégia de controlo de perdas, de natureza periódica ou contínua, através da qual se procede à monitorização da rede, permitindo a deteção e a reparação de eventuais fugas e roturas não reportadas (Alegre et al., 2004; Alegre et al., 2005). Este procedimento não inclui as reparações de roturas reportadas, ou seja, aquelas comunicadas ao sector competente da entidade gestora, quer pelo próprio pessoal, quer por terceiros, resultando da observação visual da fuga ou de reclamações de consumidores. Um sistema integrado de controlo ativo de fugas deve ser constituído pelas seguintes componentes principais (Covas, 1998; Alegre et al., 2005):

- ◆ sistema de medição zonada (sectorização e monitorização da rede);
- ◆ deteção e localização de fugas (campanhas periódicas);
- ◆ reparações de fugas detetadas que se passam a descrever nos parágrafos seguintes.

2.4.6 Sistema de medição zonada

O sistema de medição zonada consiste na sectorização da rede, ou seja, a divisão da rede em sectores de menor dimensão com fronteiras conhecidas e bem delimitadas (cf. **Figura 2.13**), onde se controlam todas as entradas e saídas de caudal, e na realização de campanhas periódicas ou contínuas de medição de caudal e pressão com vista à avaliação de perdas. Estes sectores designam-se por Zonas de Medição e Controlo (ZMC) (Coelho et al., 1994); as ZMC podem ter dimensões muito variadas dependendo da topologia da rede, densidade populacional e densidade de ramais, podendo conter entre 500 a 5000 ligações (WRC, 1994).

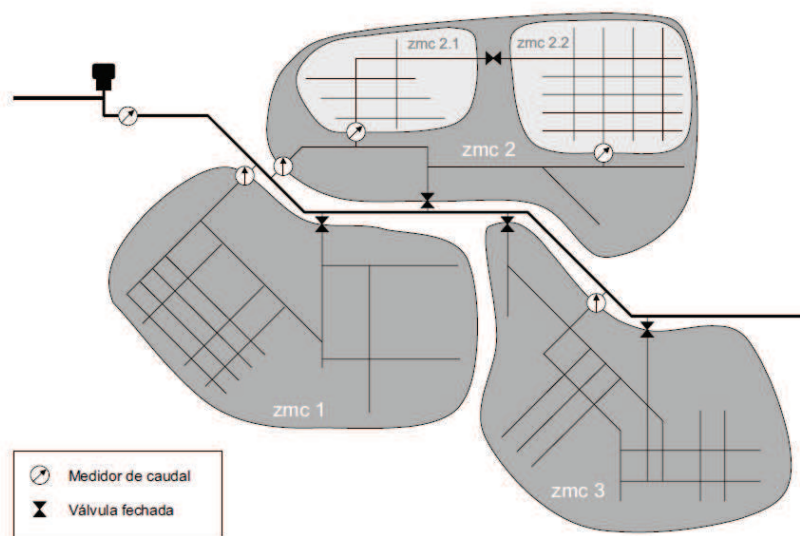


Figura 2.13 - Um sistema de medição zonada, com 3 zonas principais, estando a zmc 2 subdividida em duas subzonas (Alegre et al., 2005)

O sistema de medição zonada tem por objetivo a medição dos caudais entrados e saídos nas ZMC e dos caudais consumidos, por forma a determinar as perdas de água em cada ZMC e identificar as ZMC com mais problemas. Podem ser aplicados dois métodos para avaliação de perdas:

- ◆ o método volumétrico;
- ◆ o método dos caudais mínimos noturnos.

O *método volumétrico* consiste no balanço hídrico dos volumes de água entrados, saídos e consumidos durante um determinado período de campanha (semana ou mês). O resultado será o volume total de perdas, decomposto em perdas reais e perdas aparentes.

O *método dos caudais mínimos noturnos* tem por base a análise detalhada dos caudais durante o período de menor consumo (tipicamente o período noturno das 2 às 4 h), durante o qual, uma parte muito significativa do consumo (cerca de 70-90%) se deve a perdas reais no sistema. Este método permite avaliar a evolução dos caudais noturnos e identificar fugas/roturas súbitas pelo aumento dos caudais noturnos. Na **Figura 2.14** apresenta-se um exemplo da análise dos caudais mínimos noturnos de acordo com a metodologia apresentada no Report F - Using Night Flow Data do WRC (1994). A prática mostra que a combinação destes dois métodos conduz a melhores resultados.

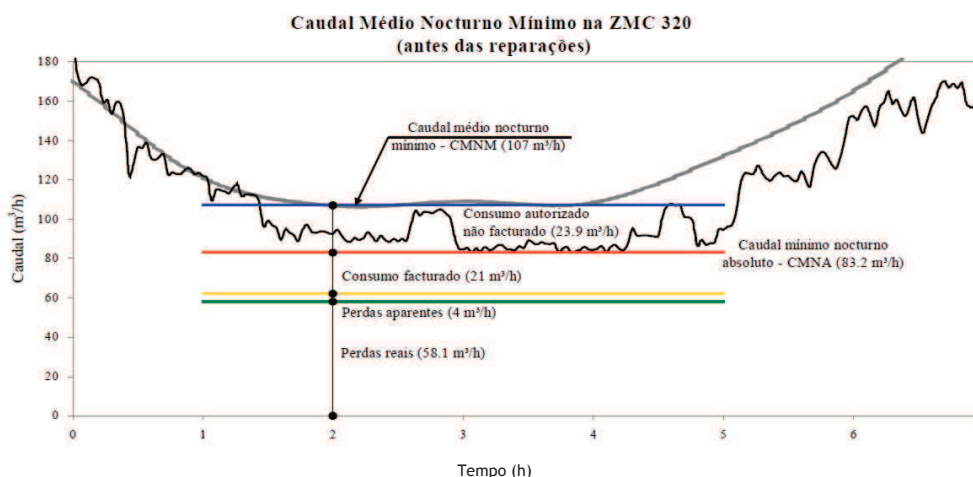


Figura 2.14 - Análise de caudais mínimos noturnos (Jacob, 2006)

2.4.7 Campanhas de deteção e localização de fugas

Uma vez identificados os sectores da rede com volumes de perdas elevados, dever-se-ão efetuar campanhas de deteção e localização de fugas e de roturas. Segundo Covas e Ramos (2007), na rede de Lisboa, a maioria das ZMC é de carácter não permanente e estas são criadas mediante o fechamento de válvulas de seccionamento durante o período de campanha. Tipicamente, as campanhas têm uma duração de três semanas, sobrepondo-se a 1ª e a 3ª semana com outras duas campanhas; são realizadas anualmente 50 campanhas, sendo cada ZMC inspeccionada 1 vez em cada 3 anos.

A 1ª semana é dedicada à realização de trabalhos de campo: fechamento de válvulas, instalação de equipamento de medição de pressão e caudal e instalação de detetores acústicos de ruído. Tipicamente, um medidor de caudal digital e um transdutor de pressão são instalados à entrada da ZMC e ligados a um *datalogger* (**Figura 2.15**). As medições são efetuadas com frequências de 2 minutos. As duas semanas seguintes são utilizadas para a deteção, localização e reparação de fugas. Os caudais mínimos noturnos são monitorizados durante a campanha por

forma a avaliar a redução das perdas reais durante este período. Na **Figura 2.15** apresenta-se um registo de caudal e de pressão durante uma semana de campanha.

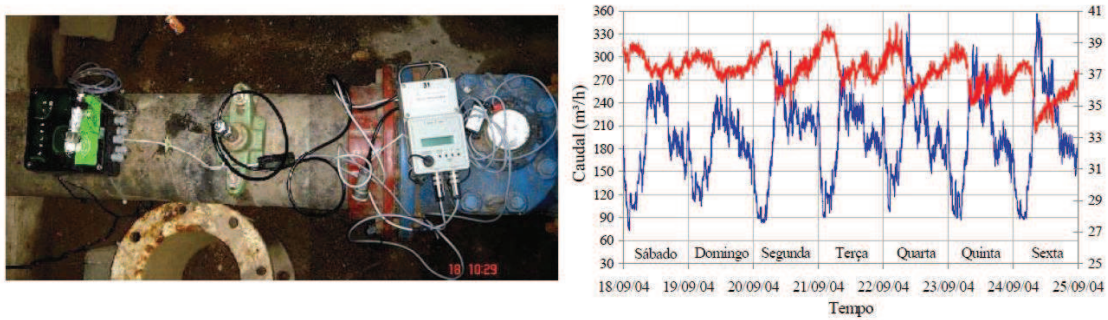


Figura 2.15 - Equipamento de medição de caudal e pressão instalado à entrada de uma ZMC (à esquerda). Registo de caudal e de pressão à entrada de uma ZMC (“linha azul” - caudal e “linha vermelha” - pressão) (à direita) (Jacob, 2006)

A deteção e a localização aproximada das fugas é efetuada com base no sistema acústico de deteção, composto por um conjunto de sensores acústicos com *dataloggers* e por um patrulhador com equipamento de leitura via rádio e *software* de interpretação do ruído, identificando a presença de fugas (**Figura 2.16**). Os sensores acústicos são instalados em hidrantes, acessórios metálicos ou caixas de válvulas existentes na ZMC. Estes sensores registam os níveis de ruído ocorridos em termos de amplitude e frequência. O nível de ruído varia aleatoriamente durante o dia, no entanto, os valores mínimos ocorrem durante o período noturno estando normalmente associados à presença de fugas.



Figura 2.16 - Sistema acústico de deteção de fugas: sensores e patrulhador (à esquerda e centro). Instalação de um sensor acústico numa conduta (à direita) (Jacob, 2006)

Todos os dias, a equipa de deteção efetua a leitura dos níveis de ruído mínimo noturno, registado nos sensores acústicos durante as últimas 24 h, utilizando o patrulhador. O patrulhador interpreta o sinal, associando a presença de fuga a elevadas amplitudes (>20 dB) e reduzidas dispersões (<25 dB) de ruído (cf. **Figura 2.17**). Este equipamento pode ser utilizado em qualquer tipo de conduta, embora, o ruído seja atenuado mais rapidamente em condutas de plástico, pelo que os sensores deverão ser colocados com afastamentos máximos de 100 m menos em condutas em metal, e de 50 m em condutas de plástico.

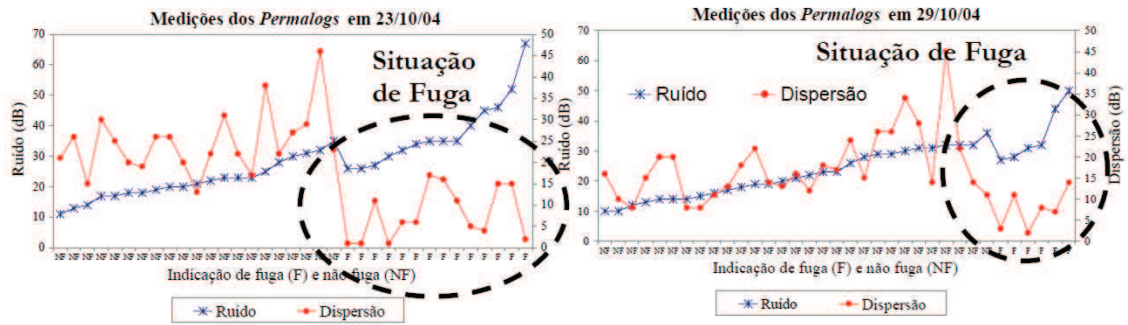


Figura 2.17 - Resultados dos 35 sensores acústicos (Jacob, 2006)

Uma vez identificada a localização aproximada na ZMC com fuga, utilizam-se equipamentos que permitem a sua localização quase-exata. Normalmente, as fugas estão localizadas em válvulas ou hidrantes. Os equipamentos mais utilizados são, o correlador acústico (Figura 2.18), o estetoscópio acústico, aparelhos de escuta direta e o microfone de solo (Figura 2.19).

O correlador acústico tradicional é constituído por dois transmissores (com sensores acústicos) e por um recetor-correlador. O princípio da correlação acústica consiste na instalação de sensores em cada uma das extremidades da conduta com suspeita de fuga em contacto direto com a água via hidrantes ou acessórios metálicos (cf . Figura 2.18), e na medição do instante de chegada do sinal acústico associado à fuga a cada um dos sensores. Mediante a especificação da distância entre sensores (L), da velocidade de propagação do som (a), e do cálculo da diferença de tempos de chegada de duas frequências iguais (Δt), é determinada a posição da fuga (Figura 2.18): $X = (L - a \Delta t)/2$.

É uma técnica bastante eficaz, em particular em zonas urbanas. A maior incerteza associada ao princípio da correlação acústica é a estimativa da velocidade de propagação do som, que depende das características do fluido, da conduta e do grau de compactação do solo. Para ultrapassar esta dificuldade, recorre-se ao tricorrelador acústico (com três transmissores) e a informação fornecida pelo terceiro transmissor é utilizada para estimar a velocidade de propagação do som.

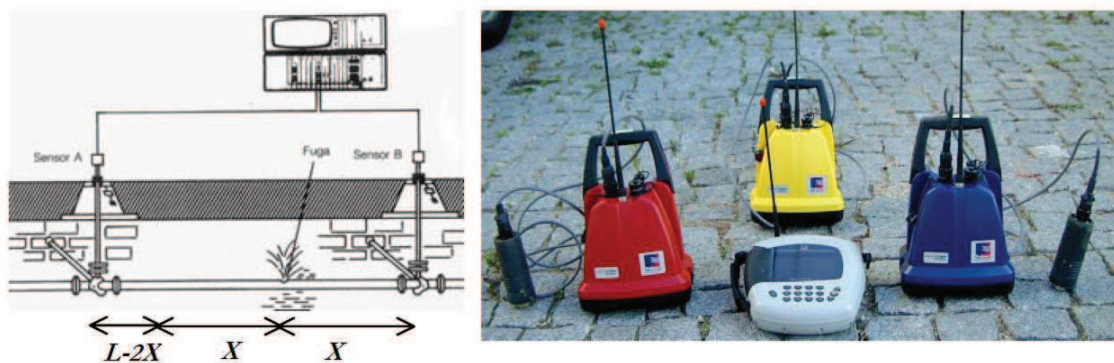


Figura 2.18 - Princípio da correlação acústica e Tri-correlador acústico (Covas e Ramos, 2007)



Figura 2.19 - Equipamento acústico de deteção: estetoscópio e sensor de escuta (Covas e Ramos, 2007)

2.4.8 Velocidade e modo de reparação

Com o avanço das técnicas de deteção de fugas nos últimos anos, o tempo necessário para localizar as fugas tem sido gradualmente reduzido. Neste contexto, é de extrema importância que sejam realizadas adequadamente as reparações, tão rapidamente quanto possível, a fim de se minimizarem os custos associados às perdas de água e às perturbações causadas aos consumidores (Jacob, 2006). É importante para um sector de controlo de perdas de uma entidade gestora, estabelecer e avaliar periodicamente, metas específicas para a velocidade e qualidade dos trabalhos de reparações de fugas detetadas. As entidades gestoras deverão prestar especial atenção ao modo de construção e qualidade de instalação das condutas (Figura 2.20), muito em particular na receção dos materiais, soldaduras *in situ* e qualidade de execução de valas por forma a evitar roturas pelas juntas e assentamentos diferenciais (Figueira et al., 2006).

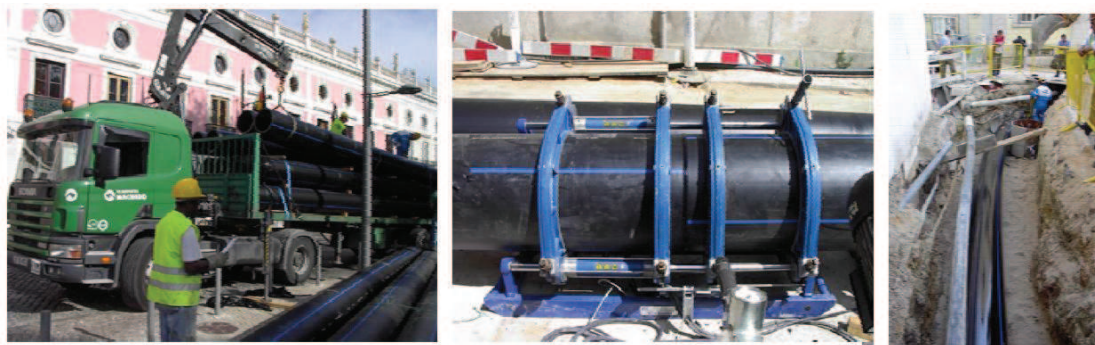


Figura 2.20 - Modo de construção e qualidade de instalação das condutas (Covas e Ramos, 2007)

2.4.9 Gestão de pressões

O controlo da pressão de funcionamento de uma rede de distribuição, quer no que se refere ao seu valor médio quer à sua variação temporal e espacial, assume cada vez mais um papel determinante no bom desempenho técnico e económico do sistema e na satisfação das necessidades e conforto dos consumidores (WRC, 1985; WRC, 1994; Lambert et al., 1998; Lambert et al., 2000; Lambert et al., 2002; Thornton, 2003; Alegre et al., 2005). Se, por um lado, o controlo da pressão garante um nível de serviço mais uniforme, e permite à entidade gestora, a utilização de condutas e acessórios mais económicos, por outro lado, reduz a frequência de ocorrência de roturas e as perdas de água na rede. Relativamente às pressões

inferiores à mínima regulamentar ($10+4n$, sendo n o número de pisos acima da cota de soleira, de acordo com DR 23/95 de 23 de Agosto, Portugal), convém distinguir a situação em que não é possível fornecer quantidade e pressão suficiente aos consumidores, da situação em que a pressão é inferior à atmosférica e provoca a ocorrência de cavitação, entrada de ar e contaminação da água de abastecimento.

Apesar de valores baixos ou elevados da pressão poderem ser a causa de problemas, mais preocupante ainda, são as oscilações de pressão durante os regimes transitórios que aumentam o caudal nas fugas existentes e a probabilidade de ocorrência de mais fugas e roturas. Verifica-se que (Covas, 1998):

- ◆ as perdas aumentam mais com o tempo do que com a pressão;
- ◆ a probabilidade de ocorrência de roturas aumenta mais com a amplitude de oscilação de pressão do que com o seu valor médio;
- ◆ a probabilidade de ocorrência de roturas aumenta com a frequência de oscilação de pressão mais do que com a sua amplitude.

Lambert (2000), salienta que entidades gestoras que usam, ou pretendem usar o controlo de pressão, como parte da sua estratégia de controlo de perdas, deverão considerar os seguintes aspetos: a importância de manter as pressões com variações mínimas; a relação entre a pressão máxima e a taxa de ocorrência de novas fugas; a relação entre a pressão e o caudal das fugas existentes; a avaliação dos efeitos do controlo da pressão na frequência de ocorrência de fugas, no caudal de fuga e no consumo e a influência de padrões mínimos de serviço, e da topografia.

A uniformização da pressão num sistema de distribuição de água poderá ser efetuada através das seguintes ações, conforme ilustrado na **Figura 2.21** (Covas, 1998):

- ◆ a sectorização da rede em patamares de pressão de acordo a sua topografia e topologia com construção de reservatórios intermédios;
- ◆ a instalação de válvulas redutoras de pressão;
- ◆ a otimização de esquemas de bombagem;
- ◆ a utilização de grupos com velocidade de rotação variável.

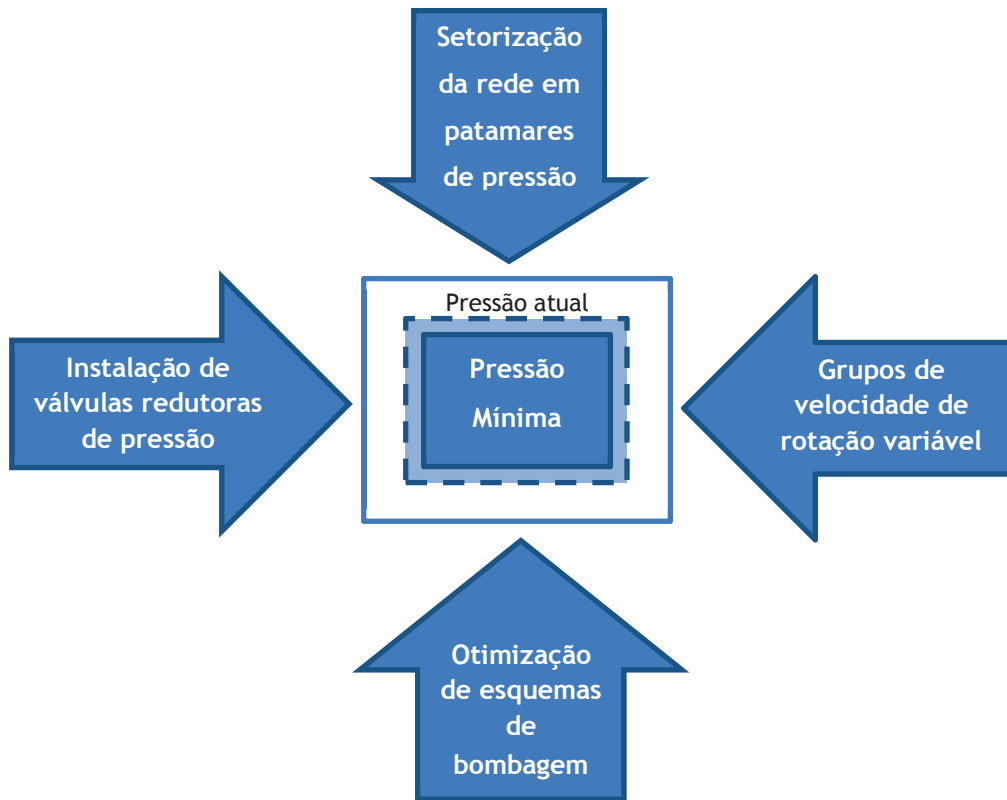


Figura 2.21 - Gestão/redução da pressão em sistemas de distribuição de água (Covas e Ramos, 2007)

2.4.10 Controlo de perdas aparentes

As perdas aparentes devem-se a consumos não autorizados (i.e., ligações ilícitas e o uso fraudulento de bocas de incêndio e de rega), e a erros de medição e no processo de faturação (Alegre et al., 2005). As ligações ilícitas verificam-se especialmente em zonas com edificações clandestinas ou em áreas de baixa segurança. Estas podem ser controladas através de campanhas de inspeção periódica de todos os ramais de ligação existentes, da aplicação de sanções severas no caso de ligações clandestinas e da realização de campanhas de sensibilização da população. O uso fraudulento de bocas-de-incêndio (que deveriam ser utilizadas apenas pelos serviços de bombeiros) e de bocas de rega, devem-se ao enchimento de autotanques para rega de jardins ou para lavagem de ruas, a ligações provisórias para abastecer obras em curso de outras infraestruturas ou a ligações diretas (Figura 2.22). Este problema deve ser resolvido a nível da entidade gestora, por exemplo, impedindo o acesso a bocas-de-incêndio e de rega, procedendo a verificações periódicas das mesmas e instalando medidores de caudal à entrada de espaços verdes.

Relativamente aos erros de medição e do processo de faturação, estes devem-se à idade e estado de conservação dos contadores, ao deficiente dimensionamento dos contadores, a erros de leitura, a ausência de leituras por falta de acesso aos contadores, ou a erros no processo de faturação (registo e tratamento dos dados). Estas perdas podem ser controladas através de campanhas de substituição periódica de contadores, dimensionamento adequado do calibre de cada contador em função do consumo médio expectável, estimulação de autoleituras

domiciliárias e marcação de horários de acesso ao contador com os consumidores, e verificação cuidada do processo de faturação.



Figura 2.22 - Consumos não autorizados: ligações ilícitas

Sistematizam-se, na Figura 2.23, as principais componentes das perdas aparentes e do consumo autorizado não faturado e a forma de os combater.

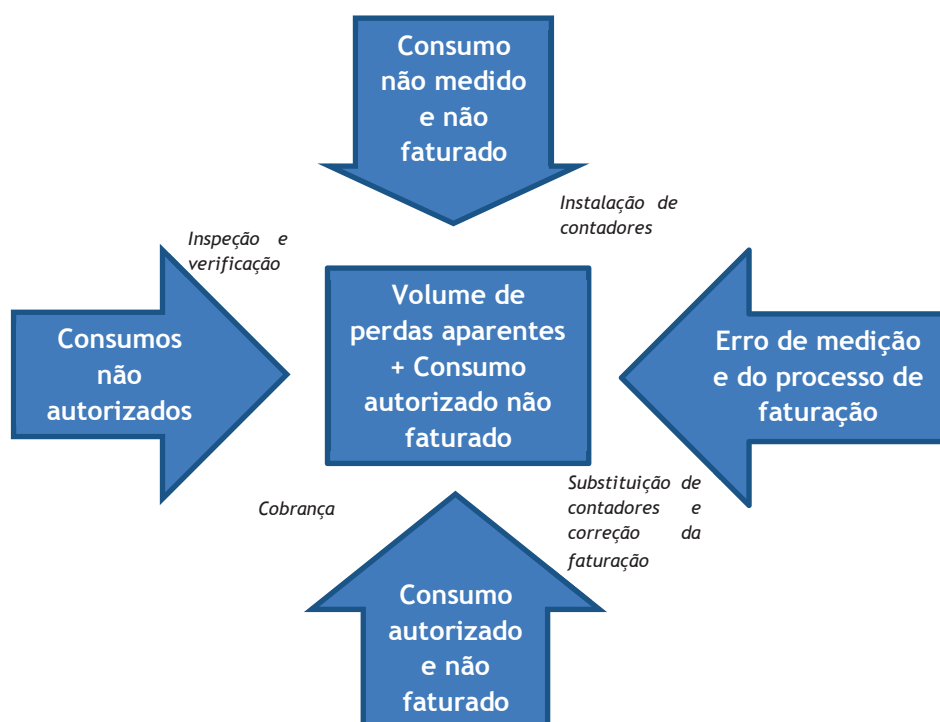


Figura 2.23 - Controlo de perdas aparentes e do consumo autorizado não faturado (Covas e Ramos, 2007)

2.4.11 Conclusões

O envelhecimento das infraestruturas de abastecimento de água e dos respetivos equipamentos é um processo natural e inevitável. À medida que os diferentes componentes do sistema se aproximam do fim da sua vida útil, o volume de perdas de água tende a aumentar, assim como a frequência de ocorrência de roturas e de interrupções de abastecimento. As perdas de água podem ser de diferentes tipos: *perdas comerciais* associadas à água não faturada, *perdas reais* devidas às fugas e roturas em condutas e ramais, e a extravasamentos de reservatórios, e as *perdas aparentes* devidas a consumos ilícitos e erros de medição/faturação. As perdas têm

diversos custos associados: o custo direto de produção da água perdida, os custos diretos das reparações, danos de imagem, custos sociais pela interrupção e os custos ambientais de utilização ineficiente de água e energia.

As perdas reais podem ser controladas através da implementação de um conjunto de quatro ações:

- ◆ o controlo ativo de fugas (campanhas de deteção e localização);
- ◆ a velocidade e modo de reparação;
- ◆ gestão da pressão;
- ◆ reabilitação das infraestruturas.

Um conjunto de ações não dispensam as outras, devendo a entidade gestora procurar implementá-las de uma forma integrada e estruturada. As perdas aparentes podem ser minimizadas através da inspeção periódica de ligações ilegais, impedindo o acesso a bocas-de-incêndio e de rega, instalação de contadores em zonas verdes, substituição periódica de contadores, e estimulação de autoleituras domiciliárias.

O controlo de perdas deverá ser uma das prioridades estratégicas das entidades gestoras dos sistemas de abastecimento para a utilização racional e eficiente dos recursos hídricos.

3 Modelação matemática de SDA

Um modelo matemático para a simulação hidráulica de um sistema de distribuição de água, consiste num algoritmo numérico, direto ou iterativo, e caracterizando e relacionando todas as variáveis de estado do sistema (e.g., pressão, caudal e perda de carga).

A análise hidráulica de um sistema de distribuição de água é efetuada com os resultados obtidos nos nós de junção, cujas características são a cota topográfica e os consumos que constituem as solicitações do sistema, e com os resultados obtidos nos troços que fazem a ligação entre dois nós, cujas características são o comprimento, o diâmetro e a rugosidade da conduta.

De acordo com Sousa (2001), existem vários tipos de modelos matemáticos para simulação de sistemas de abastecimento de água que, dependendo do tipo de solução pretendida, podem ser classificados de acordo com os seguintes aspetos:

- ◆ Topologia dos sistemas a que são aplicáveis (e.g., redes ramificadas, emalhadas ou mistas; com um ou vários tipos de reservatórios ou bombas, e incluindo ou não elementos reguladores de pressão, como as válvulas);
- ◆ Formulação das equações de equilíbrio hidráulico (e.g., equações dos nós, das malhas ou dos troços);
- ◆ Métodos numéricos para resolução das equações (e.g., Hardy-Cross, Newton-Raphson, Teoria Linear);
- ◆ Tipo de variação no tempo considerada (e.g., estado estacionário, período alargado, modelos rígidos e elásticos).

3.1 Modelação hidráulica (formulação matemática)

O principal objetivo dos cálculos hidráulicos no projeto de um sistema de distribuição de água, consiste na determinação das características dos componentes, tais como diâmetros das tubagens, níveis nos reservatórios ou parâmetros característicos das bombas, através da utilização das equações de compatibilidade entre os vários parâmetros e critérios hidráulicos do projeto, nomeadamente pressões, velocidades mínimas e máximas, para os caudais na rede.

3.1.1 Tipo de escoamento

De acordo com Sousa (1996), na análise do comportamento hidráulico de sistemas de distribuição de água, é comum considerar-se que o escoamento nas condutas é permanente e uniforme - invariável no tempo e no espaço. Em sistemas de distribuição de água, as variações temporais das características do escoamento processam-se de forma contínua e lenta, pelo que, dentro de um determinado intervalo de tempo não muito longo, a hipótese de se assumir que o escoamento é permanente, não introduz erros significativos. No que respeita à hipótese de escoamento uniforme, numa primeira análise, parece mais plausível a rejeição de tal afirmação. Como é do conhecimento geral, as condutas efetuam distribuição de água ao longo do seu

percurso e, conseqüentemente, o caudal escoado na conduta diminui à medida que nos deslocamos de montante para jusante. Concluindo-se que, se o caudal varia não se pode assumir que o escoamento é uniforme. Estabelecendo a equação da energia entre as secções de montante e de jusante de uma conduta, com distribuição de percurso, desprezando as alturas cinéticas do escoamento e as perdas de carga localizadas, e admitindo a hipótese de regime turbulento, chega-se à conclusão de que existe um caudal, o qual, considerado constante ao longo da conduta - escoamento uniforme - apresenta um comportamento hidráulico bastante semelhante ao correspondente ao escoamento real - escoamento variado. O caudal referido é habitualmente designado por caudal equivalente e é definido pela seguinte expressão:

$$Q_e = \sqrt{Q_j^2 + Q_j qL + \frac{1}{3} q^2 L^2} \quad (3.1)$$

- em que: Q_e - caudal equivalente (m^3/s);
 Q_j - caudal a jusante da conduta (m^3/s);
 q - caudal unitário de percurso (caudal distribuído em cada metro de conduta) (m^3/ml);
 L - comprimento da conduta (m);
 qL - caudal de percurso (caudal distribuído ao longo de toda a conduta) (m^3/s).

Estudando a Eq. (3.1), Bresse propôs aquela que, ainda hoje, é a expressão geralmente utilizada para definir o caudal equivalente numa conduta com distribuição de percurso (Eq. 3.2):

$$Q_e = Q_j + 0.55 qL \quad (3.2)$$

A aplicação desta expressão consiste em admitir que o escoamento variado numa conduta com distribuição de percurso, definido pelo modelo apresentado na **Figura 3.1**:

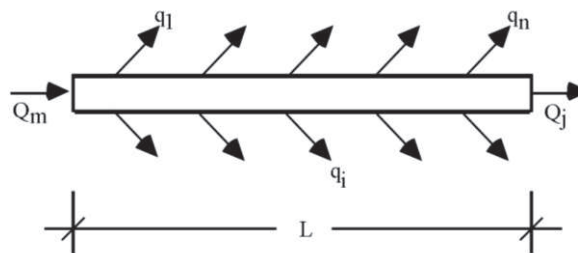


Figura 3.1 - Modelo de escoamento variado numa conduta com distribuição de percurso (Sousa, 1996).

- em que: Q_m - caudal a montante da conduta;
 $\sum_{i=1}^n q_i = qL$;
 n - número de ramais domiciliários que a conduta abastece,

tenha um comportamento hidráulico semelhante ao do escoamento uniforme, definido de acordo com o modelo apresentado na **Figura 3.2**:

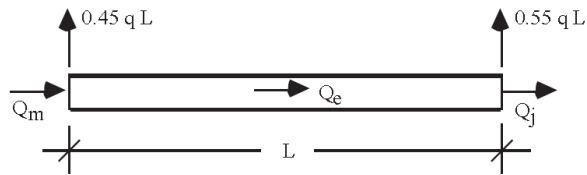


Figura 3.2 - Modelo de escoamento uniforme equivalente (Sousa, 1996).

3.1.2 Perdas de carga do escoamento

Quando se processa um escoamento dentro de uma conduta, surgem fenómenos que têm como resultado perdas de energia para o escoamento. Estes fenómenos podem estar relacionados com as características da própria veia líquida, de entre as quais se pode mencionar a viscosidade do fluido, ou com as características do meio envolvente, e.g. a rugosidade das condutas. As perdas de energia mencionadas são comumente designadas de “perdas de carga” e podem ser divididas, segundo Sousa (1996), em dois grupos bem diferenciados:

- ◆ perdas de carga localizadas;
- ◆ perdas de carga contínuas.

3.1.2.1 Perdas de carga localizadas

Quando um escoamento uniforme depara com um obstáculo, sofre uma adaptação por forma a conseguir transpô-lo. Essa adaptação consiste numa alteração brusca das condições do escoamento uniforme, dando lugar a um escoamento variado nas proximidades do obstáculo. Ultrapassado o obstáculo, o escoamento adapta-se às novas condições e surge um novo escoamento uniforme. É a transição do escoamento uniforme para o escoamento variado (na passagem pelos obstáculos) e o restabelecimento de novo escoamento uniforme (a jusante dos obstáculos), que têm como consequência as perdas de carga localizadas. Estas perdas de carga são comumente expressas em função da altura cinética do escoamento, usando a seguinte expressão:

$$\Delta H_L = K \frac{U^2}{2g} \quad (3.3)$$

em que: ΔH_L - perda de carga localizada (m c. a.);

K - coeficiente de perda de carga localizada (depende do número de Reynolds e da geometria do obstáculo);

U - velocidade média do escoamento (m/s);

g - aceleração da gravidade ($\approx 9.81 \text{ m/s}^2$).

Como em sistemas de distribuição de água, é habitual limitar-se a velocidade do escoamento a 1m/s, facilmente se verifica que as perdas de carga localizadas não têm grande influência, exceto para valores elevados de K, pelo que se desprezam, na generalidade das aplicações práticas (Sousa, 1996).

3.1.2.2 Perdas de carga contínuas

Segundo Sousa (1996), as perdas de carga contínuas existem devido a fenómenos de atrito entre a veia líquida e as paredes internas das condutas, a fenómenos de origem viscosa e a fenómenos de origem turbulenta, podendo ser determinadas por aquela que é considerada como sendo a fórmula racional de cálculo da perda de carga contínua - fórmula de Darcy-Weisbach:

$$\Delta H_c = f \frac{U^2}{2gD} L \quad (3.4)$$

sendo: ΔH_c - perda de carga contínua (m. c. a.);

f - coeficiente de resistência ou de Darcy-Weisbach (depende do número de Reynolds e da rugosidade relativa da conduta);

U - velocidade média do escoamento (m/s);

g - aceleração da gravidade ($\approx 9.81 \text{ m/s}^2$);

D - diâmetro interno da conduta (m);

L - comprimento da conduta (m).

As fórmulas que permitem determinar o coeficiente de resistência e por conseguinte a perda de carga unitária, dependem do regime em que o escoamento se desenvolve. Este regime pode ser:

- ◆ laminar;
- ◆ de transição;
- ◆ turbulento

- regime turbulento liso;
- regime turbulento de transição;
- regime turbulento rugoso.

O regime laminar é caracterizado pelo facto de o coeficiente de resistência depender unicamente do número de Reynolds. Neste regime, as perdas de carga devem-se a tensões de origem viscosa, em todo o domínio do fluido.

No regime turbulento liso, o coeficiente de resistência continua a depender exclusivamente do número de Reynolds. Neste regime, as perdas de carga devem-se essencialmente a tensões de origem viscosa, junto das paredes das condutas.

O regime turbulento de transição efetua a concordância entre o regime turbulento liso e o regime turbulento rugoso. Neste regime, o coeficiente de resistência depende simultaneamente do número de Reynolds e da rugosidade relativa. À medida que o número de Reynolds aumenta, diminui o efeito das tensões de origem viscosa e as perdas de carga passam a ser influenciadas pela rugosidade relativa.

No regime turbulento rugoso, o coeficiente de resistência torna-se independente do número de Reynolds, passando a depender unicamente da rugosidade relativa. Neste regime, as perdas de carga, devem-se predominantemente, a tensões de origem turbulenta e as características do escoamento são determinadas basicamente pela rugosidade.

Nas aplicações em que o fluido escoado é a água, atendendo ao seu valor da viscosidade cinemática e aos limites de velocidade impostos, os números de Reynolds que caracterizam estes escoamentos são relativamente elevados, pelo que, regra geral, predomina o regime turbulento.

Para determinar as perdas de carga referentes a escoamentos uniformes sob pressão em condutas circulares existe uma grande variedade de fórmulas. De seguida apresentam-se alguns dos exemplos mais citados em Sousa (1996).

◆ Fórmula de Chézy (1775)

$$U = C\sqrt{RJ} \quad (3.5)$$

em que: U - velocidade média do escoamento (m/s);

R - raio hidráulico (m);

J - perda de carga unitária (m. c. a./m);

C - coeficiente que pode ser determinado pela fórmula de Bazin

$$C = \frac{87\sqrt{R}}{C_B + \sqrt{R}}$$

ou pela fórmula de Kutter

$$C = \frac{100\sqrt{R}}{C_K + \sqrt{R}}$$

sendo C_B e C_K coeficientes que dependem da rugosidade das paredes da conduta ($m^{1/2}$).

◆ Fórmula de Gauckler (1867) - Manning (1891) - Strickler (1929)

$$U = KR^{2/3}J^{1/2} \quad (3.6)$$

em que: U - velocidade média do escoamento (m/s);

K - coeficiente que depende da rugosidade das paredes da conduta ($m^{1/3}/s$);

R - raio hidráulico (m);

J - perda de carga unitária (m. c. a./m).

◆ Fórmula de Hazen-Williams (1902)

$$U = 0.355CD^{0.63}J^{0.54} \quad (3.7)$$

em que: U - velocidade média do escoamento (m/s);

C - coeficiente que depende das características da conduta e do escoamento;

D - diâmetro interno da conduta (m);

J - perda de carga unitária (m. c. a./m).

◆ Fórmula de Scimemi (1955)

$$V = KD^{\alpha}J^{\beta} \quad (3.8)$$

em que: U - velocidade média do escoamento (m/s);

D - diâmetro interno da conduta (m);

J - perda de carga unitária (m. c. a./m).

K, α , β - coeficientes que dependem da rugosidade das paredes da conduta.

- ◆ Fórmula proposta por Colebrook-White (1939) (é válida para qualquer regime turbulento e é considerada a fórmula mais correta para determinar a perda de carga em condutas, prevendo-se que o erro decorrente da sua aplicação seja de $\pm 3\%$)

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2.0 \log \left(\frac{k}{3.7D} + \frac{2.51}{Re\sqrt{f}} \right) \quad (3.9)$$

em que: f - coeficiente de resistência ou de Darcy-Weisbach;

k - rugosidade absoluta das paredes da conduta (m);

D - diâmetro da conduta (m);

Re - número de Reynolds.

Analisando esta fórmula, facilmente se reconhece que não é possível explicitar o coeficiente de resistência, pelo que, há que recorrer a processos numéricos para a sua determinação. Para circundar este inconveniente, vários autores direcionaram os seus estudos para a criação de fórmulas que, permitindo a explicitação do fator de resistência, conservassem o rigor da fórmula de Colebrook-White. Para complementar as informações, consultar Sá Marques e Sousa (1997) e Genic et al. (2011).

3.1.3 Modelação do equilíbrio hidráulico de sistemas de distribuição de água

O modelo hidráulico de um sistema de distribuição de água, consiste em formar um conjunto de equações que represente, o mais fielmente possível, o sistema de distribuição de água real e que permitam determinar os parâmetros que definem o equilíbrio hidráulico desse sistema. De forma a obter o conjunto de equações referido, faz-se uso das duas leis básicas que regem o equilíbrio hidráulico de sistemas de distribuição de água, **lei da continuidade** - num nó de um sistema o caudal afluente é igual ao caudal efluente, a menos que esse nó possua capacidade de armazenamento; e **lei da conservação da energia** - numa malha de um sistema, a soma algébrica das perdas de carga, correspondentes aos troços que formam a malha, é igual a zero e de uma lei de resistência.

A partir destas leis, é possível obter três formulações distintas que permitem modelar o equilíbrio hidráulico, em regime permanente, de qualquer sistema de distribuição de água (Sousa, 1996). As formulações mencionadas são a:

- Formulação dos nós;
- Formulação das malhas;
- Formulação dos troços.

Nos subcapítulos que se seguem, apresentam-se descrições de cada uma destas formulações assim como a formulação utilizada no *software* Epanet 2.0 (formulação desenvolvida por Todini (1979)).

3.1.3.1 Formulação dos nós

Quando se aplica a formulação dos nós a um sistema de distribuição de água, consideram-se como incógnitas do problema as cotas piezométricas dos nós de junção do sistema em estudo (N incógnitas), definindo-se como nó de junção, os nós de cota piezométrica desconhecida. Esta formulação consiste em verificar a equação da continuidade em cada nó de junção i do sistema, ou seja

$$\sum_{m=1}^{NTC_i} Q_{i,j} = C_i \quad (\text{N equações}) \quad (3.10)$$

a qual pode ser combinada com a equação da energia ao longo de cada troço, resultando na seguinte equação:

$$\Delta H_{i,j} = H_i - H_j = K_{i,j} \operatorname{sgn}(Q_{i,j}) |Q_{i,j}|^n \quad (3.11)$$

implicando que:

$$Q_{i,j} = \operatorname{sgn}(H_i - H_j) \left[\frac{|H_i - H_j|}{K_{i,j}} \right]^{\frac{1}{n}} \quad (3.12)$$

obtém-se a seguinte equação:

$$\sum_{m=1}^{NTC_i} \operatorname{sgn}(H_i - H_j) \left[\frac{|H_i - H_j|}{K_{i,j}} \right]^{\frac{1}{n}} \quad (3.13)$$

sendo: $Q_{i,j}$ - caudal escoado no troço que une o nó i ao nó j (toma o valor positivo se sai do nó i e negativo se entra no nó i);

C_i - caudal concentrado no nó i (toma o valor positivo se entra no nó i e negativo se sai do nó i);

NTC_i - número de troços confluentes no nó i;

H_i, H_j - cotas piezométricas nos nós i e j, respetivamente;

$K_{i,j}$ - coeficiente de perda de carga do troço que une o nó i ao nó j;

n - expoente da lei de resistência adotada no estudo;

$\text{sgn}(\cdot)$ - função que toma o valor +1 ou -1 conforme o valor que se encontra dentro do parêntesis seja positivo ou negativo, respetivamente.

que exprime a equação da lei da continuidade aplicada ao nó i , no qual confluem NTC condutas, em função da cota piezométrica nesse nó (H_i) e das cotas piezométricas nos NTC nós contíguos j (H_j).

Escrevendo uma equação do tipo da Eq. (3.13) para cada um dos N nós de junção do sistema de distribuição de água em estudo, obtém-se um sistema de equações não lineares, em que o número de equações é igual ao número de incógnitas, as quais, como foi inicialmente referido, são as cotas piezométricas dos nós de junção do sistema, ou seja, N incógnitas. A partir da Eq. (3.12) pode realizar-se a determinação dos caudais que circulam nas condutas do sistema de distribuição.

3.1.3.2 Formulação das malhas

Segundo Sousa (1996) e Sá Marques e Sousa (2011), na formulação das malhas é aplicada a lei da conservação da energia a cada malha (natural ou imaginária) do sistema verificando a lei da continuidade em cada nó de junção, tendo em conta uma estimativa inicial de caudais nos troços. Desta forma obtém-se um sistema de equações, em que o número de equações é igual ao número de malhas do sistema de distribuição. O sistema de equações resultante é formado pelas equações (3.14) que se referem às M malhas naturais e pelas equações (3.15) que se referem às $F-1$ malhas imaginárias.

$$\sum_{i=1}^{NTM} \Delta H_i = 0 \quad (M \text{ equações}) \quad (3.14)$$

$$\sum_{i=1}^{NTM} \Delta H_i = \Delta Z \quad (F-1 \text{ equações}) \quad (3.15)$$

Os termos envolvidos têm o seguinte significado:

NTM - número de troços que constituem a malha;

ΔH_i - perda de carga no troço i da malha;

ΔZ - diferença entre as cotas piezométricas dos dois nós de cota piezométrica fixa que definem a malha imaginária.

Tendo em consideração o facto de a perda de carga, em qualquer troço do sistema, poder ser expressa em função do caudal pela expressão:

$$\Delta H_i = K_i Q_i^n \quad (3.16)$$

a qual, considerando que a perda de carga toma o mesmo sentido que o caudal, pode transformar-se em:

$$\Delta H_i = K_i \text{sgn}(Q_i) Q_i^n \quad (3.17)$$

sendo: K_i - o coeficiente de perda de carga do troço i ;

$\text{sgn}(\cdot)$ - uma função que toma o valor +1 ou -1 conforme o valor que se encontra dentro do parêntesis seja positivo ou negativo, respetivamente, relativamente ao sentido positivo da malha;

Q_i - caudal escoado no troço i ;

n - expoente da lei de resistência adotada no estudo.

as Eqs. (3.14) e (3.15) podem transformar-se nas Eqs. (3.18) e (3.19):

$$\sum_{i=1}^{NTM} K_i \text{sgn}(Q_i) Q_i^n = 0 \quad (3.18)$$

$$\sum_{i=1}^{NTM} K_i \text{sgn}(Q_i) Q_i^n = \Delta Z \quad (3.19)$$

Uma vez, que inicialmente os caudais são estimados, é provável que a lei da conservação da energia não se verifique, sendo necessário proceder à sua correção. Considerando que, em cada troço do sistema, o caudal da iteração seguinte é dado pela soma de duas parcelas (a primeira correspondendo ao caudal da iteração anterior e a segunda à correção a efetuar), aplicando este conceito às Eqs (3.18) e (3.19), surgem as seguintes equações:

$$\sum_{i=1}^{NTM} K_i \text{sgn}(Q_i) \left(Q_i + \sum_{j=1}^{NMT} \Delta Q_j \right)^n = 0 \quad (3.20)$$

$$\sum_{i=1}^{NTM} K_i \text{sgn}(Q_i) \left(Q_i + \sum_{j=1}^{NMT} \Delta Q_j \right)^n = \Delta Z \quad (3.21)$$

em que NTM é o número de malhas que incluem o troço i .

O sistema na sua nova forma é composto por $M+F-1$ equações (número total de malhas do sistema), as quais, sendo não lineares, têm como incógnitas os valores ΔQ_j (as correções de caudal em cada uma das malhas que formam o sistema). Considerando que existe uma incógnita associada a cada malha do sistema e que o número de equações é igual ao número de malhas, conclui-se então, que o sistema é constituído por igual número de equações e de incógnitas o que o torna resolúvel.

3.1.3.3 Formulação dos troços

Conforme Sousa (1996) e Sá Marques e Sousa (2011), a aplicação da formulação dos troços a um sistema de distribuição de água, consiste em considerar como incógnitas os caudais em cada um dos troços que compõem o sistema em estudo. Como já foi mencionado, para que a formulação tenha solução, será necessário que contenha tantas equações, quantas as incógnitas. Se considerarmos que o conjunto de equações que define a formulação dos troços é composto pelas equações que resultam da aplicação da equação da continuidade a cada nó de junção do sistema (N equações), juntamente com as equações que resultam da aplicação da equação da conservação da energia a cada malha, seja ela natural (M equações) ou imaginária (F-1 equações), obtém-se um conjunto de N+M+F-1 equações. Com base na Equação M=T-N-(F-1), facilmente se observa que:

$$N + M + F - 1 = T \quad (3.22)$$

isto é, o sistema de equações obtido tem a quantidade de equações desejada. Consequentemente, a formulação dos troços será composta pelas seguintes equações:

$$\sum_{m=1}^{NTC_i} Q_{i,j} = C_i \quad (\text{N equações}) \quad (3.23)$$

$$\sum_{i=1}^{NTM} K_i \operatorname{sgn}(Q_i) Q_i^n = 0 \quad (\text{M equações}) \quad (3.24)$$

$$\sum_{i=1}^{NTM} K_i \operatorname{sgn}(Q_i) Q_i^n = \Delta Z \quad (\text{F-1 equações}) \quad (3.25)$$

nas quais os símbolos tomam os seguintes significados:

$Q_{i,j}$ - caudal escoado no troço que une o nó i ao nó j (toma o valor positivo se sai do nó i e negativo se entra no nó i);

C_i - caudal concentrado no nó i (toma o valor positivo se entra no nó i e negativo se sai do nó i);

NTC_i - número de troços confluentes no nó i;

K_i - coeficiente de perda de carga do troço i;

$\operatorname{sgn}(\cdot)$ - função que toma o valor +1 ou -1 conforme o valor que se encontra dentro do parêntesis seja positivo ou negativo, respetivamente, relativamente ao sentido positivo da malha;

Q_i - caudal escoado no troço i ;

n - expoente da lei de resistência adotada no estudo;

NTM - número de troços pertencentes à malha;

ΔZ - diferença entre as cotas piezométricas dos dois nós de cota piezométrica fixa que definem a malha imaginária.

3.2 Métodos numéricos

Os sistemas de equações referidos no subcapítulo anterior são não lineares, sendo impossível a sua resolução direta. Torna-se necessário recorrer a métodos iterativos para a sua resolução, ou seja, os valores das incógnitas são inicializados e posteriormente corrigidos até serem atingidos os valores corretos.

São vários os métodos que permitem determinar a solução dos sistemas de equações anteriormente referidos:

- ◆ Método de Hardy Cross;
- ◆ Método de Newton-Raphson;
- ◆ Método da Teoria Linear;
- ◆ Métodos "Quasi-Newton";
- ◆ Método de Newton com controlo do passo;
- ◆ Método de Newton modificado para resolução da formulação dos troços;
- ◆ Método do Gradiente.

No entanto, apenas será aqui apresentado com algum detalhe o método do gradiente, dado ser este o método que o *software* Epanet 2.0 utiliza. Como é baseado no método de Newton ou em suas variantes, começa-se por apresentar uma revisão deste método quando aplicado à resolução de equações e sistemas de equações não lineares.

3.2.1 Resolução de equações não lineares pelo Método de Newton

Considerando o problema da determinação de uma raiz α de uma equação não linear $y=f(x)$, isto é, determinar o valor de α para o qual $f(\alpha)=0$, **Figura 3.3**.

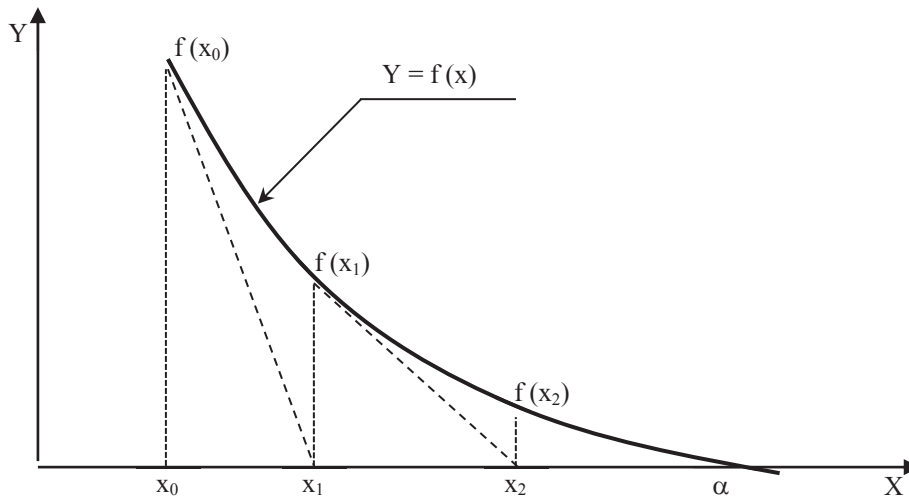


Figura 3.3 - Representação gráfica do método de Newton (Sá Marques e Sousa, 2011).

Seja $x=x_0$ um valor aproximado da raiz α , e seja h o valor da correção que lhe é necessário aplicar para que, a partir daquele valor aproximado, se atinja o valor α , então:

$$\alpha = x_0 + h \quad (3.26)$$

Se a função $f(x)$ for contínua e derivável até à ordem $n+1$, inclusive, na vizinhança do ponto $x=x_0$, admite nessa vizinhança o seguinte desenvolvimento em série de Taylor:

$$f(\alpha) = f(x_0 + h) = f(x_0) + h \cdot f'(x_0) + \frac{h^2}{2!} \cdot f''(x_0) + \dots + \frac{h^n}{n!} \cdot f^n(x_0) + E \quad (3.27)$$

O método de Newton utiliza a aproximação obtida pela truncatura da série de Taylor após o termo de 1ª ordem, pelo que:

$$f(\alpha) = f(x_0 + h) \cong f(x_0) + h \cdot f'(x_0)$$

A finalidade é determinar o valor que anula a função anterior, isto é:

$$f(\alpha) = 0 \Leftrightarrow f(x_0) + h \cdot f'(x_0) = 0 \quad (3.28)$$

ou seja: $h = -\frac{f(x_0)}{f'(x_0)}$

pelo que: $x_1 = x_0 + h = x_0 - \frac{f(x_0)}{f'(x_0)}$

O facto de esta expressão ter por base uma aproximação, e não uma igualdade absoluta, tem como consequência que o valor da correção obtido não seja o correto ($f(\alpha) \neq f(x_0) + h \cdot f'(x_0)$), pelo que $x_1 \neq \alpha$. Então, o processo anterior deve ser repetido com carácter iterativo:

$$x_1 = x_0 - \frac{f(x_0)}{f'(x_0)}$$

$$x_2 = x_1 - \frac{f(x_1)}{f'(x_1)}$$

.....

$$x_n = x_{n-1} - \frac{f(x_{n-1})}{f'(x_{n-1})}$$

até se obter um valor de x_n suficientemente próximo de α , $f(x_n \cong 0)$.

3.2.2 Método de Newton aplicado à resolução de sistemas de equações não lineares

Considerando o sistema de equações:

$$F(X) = R \tag{3.29}$$

em que X representa um vetor de dimensão n que contém as incógnitas do problema (cotas piezométricas, correções de caudais, ou caudais) e R o vetor com a mesma dimensão contendo os termos independentes.

A expressão de recorrência do Método de Newton, que a partir do valor estimado do vetor das incógnitas X_n permite determinar um valor melhorado X_{n+1} , escreve-se:

$$X_{n+1} = X_n - [J(X_n)]^{-1} \cdot F(X_n) \tag{3.30}$$

em que: X_{n+1} , X_n - vetores das incógnitas nas iterações de ordem $(n+1)$ e (n) , respetivamente;

$[J(X_n)]^{-1}$ - inversa da matriz Jacobiana para $X=X_n$;

$F(X_n)$ - vetor dos valores das funções f para $X=X_n$.

A matriz Jacobiana é composta pelas derivadas parciais de cada uma das funções F calculadas em ordem a cada uma das incógnitas.

3.2.3 Método do Gradiente

O Epanet 2.0 simula redes hidráulicas através do Método Híbrido Nó-Malha que considera as equações da continuidade e da conservação da energia e a relação entre o caudal e a perda de carga. Todini e Pilati (1987) e, mais tarde, Salgado et al. (1988), optaram por designá-lo por "Método do Gradiente", inicialmente publicado em Italiano por Todini (1979). Abordagens semelhantes foram descritas por Hamam e Brameller (1971) - o "Método Híbrido" e por Osiadacz

(1987) - o “Método de Newton Malha-Nó”. A única diferença entre estes métodos, é o modo como os caudais nos troços são atualizados após uma nova solução de cotas piezométricas nos nós ter sido encontrada, durante o processo iterativo. O método de Todini e Pilati foi escolhido para realizar o cálculo do equilíbrio hidráulico no Epanet por ser aquele que apresenta maior simplicidade.

Partindo-se de uma rede com N nós e NF nós com cota piezométrica fixa (RNVs e RNFs), considere-se que a relação caudal-perda de carga numa tubagem entre os nós i e j pode ser escrita pela seguinte expressão:

$$H_i - H_j = h_{ij} = rQ_{ij}^n + mQ_{ij}^2 \quad (3.31)$$

onde: H - cota piezométrica no nó;
 h - perda de carga total;
 r - termo de perda de carga;
 Q - caudal;
 n - expoente do caudal;
 m - coeficiente de perda de carga localizada.

O seguinte conjunto de equações que devem ser satisfeitas, referem-se à conservação dos caudais nos nós, que é expressa pela equação (3.32):

$$\sum_j Q_{ij} - C_i = 0 \quad \text{para } i=1, \dots, N. \quad (3.32)$$

em que C_i é o consumo no nó e, por convenção, o caudal que chega ao nó é positivo. Desta forma, conhecendo a cota piezométrica nos nós de cota piezométrica fixa, pretende-se obter os valores de cota piezométrica, H_i , e de caudal, Q_{ij} , na rede que satisfaçam as equações (3.31) e (3.32).

O Método do Gradiente arbitra uma primeira distribuição de caudais nas tubagens, que não tem necessariamente que satisfazer as equações de continuidade nos nós. Em cada iteração do método, novas cotas piezométricas são obtidas resolvendo a seguinte matriz:

$$A \cdot H = F \quad (3.33)$$

Sendo: A - matriz Jacobiana (NxN);
 H - vetor (Nx1) de incógnitas em termos de cota piezométrica;
 F - vetor (Nx1) dos termos do lado direito da equação.

Os elementos da diagonal da matriz Jacobiana são:

$$A_{ii} = \sum_j p_{ij} \quad (3.34)$$

Por outro lado, os elementos diferentes de zero, fora da diagonal, são:

$$A_{ij} = p_{ij} \quad (3.35)$$

em que p_{ij} é o inverso da derivada da perda de carga total no troço entre os nós i e j em relação ao caudal, dado por:

$$p_{ij} = \frac{1}{nr|Q_{ij}|^{n-1} + 2m|Q_{ij}|} \quad (3.36)$$

Cada termo do lado direito da matriz, o vetor F , é composto por uma parcela respeitante ao balanço de caudal no nó, à qual é adicionado um fator de correção de caudal:

$$F_i = \left(\sum_j Q_{ij} - C_i \right) + \sum_j y_{ij} + \sum_f p_{if} H_f \quad (3.37)$$

sendo o último termo aplicável a qualquer troço que ligue um nó i a um nó f de cota piezométrica fixa e o fator de correção de caudal, y_{ij} , é dado pela seguinte expressão:

$$y_{ij} = p_{ij} \left(r|Q_{ij}|^n + m|Q_{ij}|^2 \right) \text{sgn}(Q_{ij}) \quad (3.38)$$

onde $\text{sgn}(Q_{ij})$ é 1 se $Q_{ij} > 0$ e -1 caso contrário.

Após terem sido calculadas as cotas piezométricas, resolvendo a Eq. (3.33), os novos caudais podem ser obtidos de acordo com a equação seguinte:

$$Q_{ij} = Q_{ij} - \left(y_{ij} - p_{ij}(H_i - H_j) \right) \quad (3.39)$$

Se a soma de todas as variações de caudal (em valor absoluto), relativamente ao caudal total em todos os troços, for superior à tolerância especificada (por exemplo, 0.001), as equações (3.33) e (3.39) serão resolvidas novamente. O novo caudal obtido a partir da equação (3.39), satisfaz o princípio da continuidade do caudal nos nós, após a 1ª iteração (Rossman, 2002).

4 Simulação hidráulica

4.1 Simulador hidráulico Epanet 2.0

O simulador hidráulico foi desenvolvido no ano 2000 pela equipa de Lewis Rossman, para a agência americana de proteção ambiental - U.S Environmental Protection Agency (USEPA), e adaptado para língua portuguesa, pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) em 2002. O Epanet é um *software* do domínio público, distribuído gratuitamente com a intenção de difundir entre os profissionais da indústria da água, os consultores, os docentes e os estudantes de engenharia e outras disciplinas técnicas, a divulgação da simulação de sistemas de abastecimento de água.

O Epanet 2.0 é um *software* que possibilita a realização de simulações estáticas e dinâmicas do comportamento hidráulico e da qualidade da água de sistemas de distribuição em pressão (Loureiro et al., 2004). Um sistema de distribuição é constituído por tubagens, bombas, válvulas e reservatórios. Mediante a definição da topologia da rede, características físicas dos diversos componentes e consumos nos nós, o Epanet determina os valores do caudal em cada tubagem, a pressão em cada nó, a altura de água em cada reservatório de nível variável e a concentração de substâncias químicas ao longo da rede, durante o período de simulação.

O Epanet 2.0 foi criado para ser uma ferramenta de apoio à análise de sistemas de distribuição, aperfeiçoando o conhecimento sobre o transporte e o destino dos constituintes da água para consumo humano. Pode ser empregado em várias situações onde seja necessário realizar simulações de sistemas de distribuição de água, por exemplo (Rossman, 2002):

- ◆ estabelecimento de cenários de projeto (e.g., expansão de uma rede existente);
- ◆ calibração de modelos hidráulicos;
- ◆ análise do decaimento do cloro residual e a avaliação dos consumos.

O Epanet pode ajudar a analisar estratégias alternativas de gestão, de modo a melhorar a qualidade da água no sistema, através de, por exemplo:

- ◆ alterações na utilização de origens de água num sistema com múltiplas origens;
- ◆ alteração de esquemas de funcionamento de grupos elevatórios e enchimento/esvaziamento de reservatórios de nível variável;
- ◆ utilização de tratamento adicional, como seja a recloração;
- ◆ seleção de tubagens para limpeza e substituição.

O Epanet fornece um ambiente integrado em *Windows* para editar dados de entrada da rede, efetuar simulações hidráulicas e de qualidade da água e visualizar os resultados em vários formatos. Estes últimos incluem a possibilidade de visualizar mapas da rede com codificação a cores, tabelas de dados, gráficos de séries temporais e gráficos de isolinhas (Rossman, 2002).

Segundo Rossman (2002), as ferramentas de cálculo para apoio à simulação hidráulica, disponibilizadas pelo Epanet, têm como características mais relevantes:

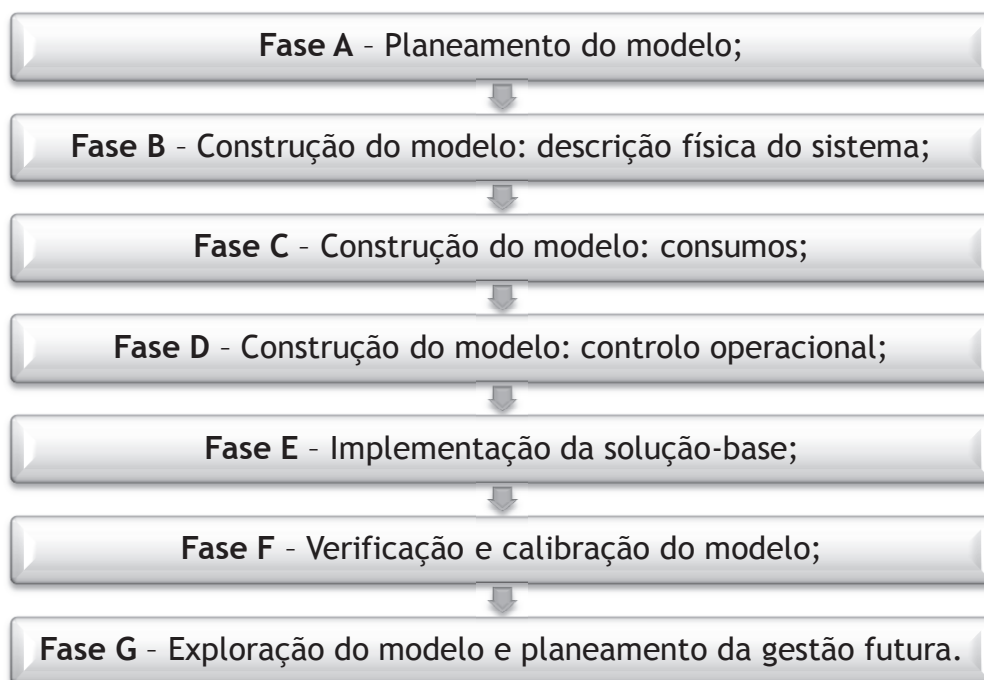
- ◆ dimensão ilimitada (número de componentes) da rede a analisar;

- ◆ cálculo da perda de carga utilizando as fórmulas de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach ou Chezy-Manning;
- ◆ consideração das perdas de carga singulares em curvas, alargamentos, estreitamentos, etc.;
- ◆ modelação de bombas de velocidade constante ou variável;
- ◆ cálculo da energia de bombagem e do respetivo custo;
- ◆ modelação dos principais tipos de válvulas, incluindo válvulas de seccionamento, de retenção, reguladoras de pressão e de caudal;
- ◆ modelação de reservatórios de armazenamento de nível variável de formas diversas através de curvas de volume em função da altura de água;
- ◆ múltiplas categorias de consumo nos nós, cada uma com um padrão próprio de variação no tempo;
- ◆ modelação da relação entre pressão e caudal efluente de dispositivos emissores (e.g. aspersores de rega, ou consumos dependentes da pressão);
- ◆ possibilidade de basear as condições de operação do sistema em controlos simples, dependentes de uma só condição, ou em controlos com condições múltiplas.

4.2 Planificação do desenvolvimento do modelo

O desenvolvimento de modelos de simulação deverá ser bem planificado e estruturado, de modo a garantir a melhor rentabilidade exequível tanto do esforço do modelador como dos recursos utilizados na modelação.

O faseamento sugerido por Coelho et al. (2006) para o desenvolvimento de um modelo de simulação passa pelos seguintes passos/fases:



4.3 Construção de modelos

A construção de um modelo de simulação implica a introdução de informação real, a geração de nova informação simulada, e a simultânea compilação, em formato adequado à plena descrição do fenómeno. Pode-se considerar:

- ◆ a topologia, geometria, altimetria e características (passíveis de influenciar o comportamento hidráulico e dos parâmetros de qualidade da água) da infraestrutura física - condutas, válvulas, reservatórios, bombas e outros elementos;
- ◆ as solicitações ao sistema, sob a forma de consumos e caudais, tanto na sua distribuição espacial como na escala e variação temporal;
- ◆ o funcionamento operacional do sistema, para os vários cenários de gestão técnica a simular.

4.3.1 Descrição física do sistema

Os elementos físicos da rede que devem ser considerados para a construção de um modelo são as condutas, as válvulas, as bombas, os nós e os reservatórios, incluindo a referenciação de coordenadas e cotas dos nós, o traçado da rede daí resultante, e a respetiva topologia (Coelho et al., 2006).

Não é imprescindível dispor da totalidade da informação de base sobre os componentes físicos de um sistema para preparar uma primeira versão aproximada do respetivo modelo. O conhecimento dos dados de base e a validação de um modelo bem calibrado é um processo iterativo.

Torna-se relevante a localização e estado de válvulas de seccionamento, nomeadamente as que se encontram habitualmente fechadas, e a localização de válvulas utilizadas para efeitos de operação, particularmente para modelos que pretendam reproduzir a situação corrente do sistema, como é o caso dos modelos destinados ao apoio à operação e manutenção.

4.3.2 Representação da infraestrutura física num modelo

Os dados de cadastro compõem a informação de base para a construção de um modelo. Podem estar armazenados sob diversas formas, desde o formato numérico, ao suporte gráfico em papel, e ao suporte gráfico digital em CAD (Computer-Aided Design) ou em SIG (Sistema de Informação geográfica). Este último consiste na combinação entre o formato gráfico e um conjunto de dados de cadastro estruturados e armazenados numa base de dados.

Segundo Coelho et al. (2006), são considerados três métodos para a geração dos dados da infraestrutura física no modelo.

4.3.2.1 Método de geração manual dos dados

O processo mais simples e tradicional de gerar a descrição da infraestrutura física num modelo de simulação é de forma manual.

A construção de um modelo de uma forma manual, hoje em dia, é uma tarefa simples e intuitiva, uma vez que as capacidades de interface gráfica, generalizadas na maioria dos simuladores, são semelhantes às que se podem encontrar nos programas de CAD ou de desenho técnico. Os elementos são criados a partir de bibliotecas ou barras de ferramentas e dispostos graficamente no ecrã. Sendo exequível criar e parametrizar modelos muito rapidamente, especialmente quando não envolvem um grande número de nós e troços.

4.3.2.2 Método de geração dos dados a partir de desenhos CAD

A utilização do *software* CAD é uma das soluções informáticas disponíveis e bastante utilizadas pelos projetistas e entidades gestoras para representação e registo da informação cadastral sobre redes, nomeadamente em projetos e telas finais das obras realizadas na rede.

Os desenhos da infraestrutura em CAD não são normalmente criados com o cuidado de utilizar futuramente a informação concebida num modelo de simulação. Sempre que isso acontece, há que ter em consideração alguns cuidados ao nível do traçado, para que este se aproxime o mais possível da realidade e as alterações a introduzir no modelo, de forma a completar o traçado da rede, sejam reduzidas.

O traçado da rede que é obtido a partir de um desenho em CAD é apenas os troços e os nós, os outros elementos como válvulas, bombas e reservatórios têm que ser inseridos mais tarde, utilizando o próprio *software* de simulação.

4.3.2.3 Método de geração dos dados a partir de um SIG

Os sistemas de informação geográfica (SIG) são cada vez mais o principal repositório da informação referente à infraestrutura física e mesmo ao seu funcionamento e utilização. Quando completamente implementados, o SIG de sistemas de abastecimento de água contém uma grande parte da informação que é necessária para, num modelo de simulação, descrever as condutas e grande parte das válvulas - em termos não só topológicos (conectividade de troços e nós), mas também geométricos (diâmetros e comprimentos de conduta, diâmetros de válvulas) e altimétricos (cotas).

Dispõem ainda da eventualidade de incluir informação sobre o material, idade, história de reparações e outros elementos que possibilitam uma estimativa do coeficiente de rugosidade, fundamental para a tradução do comportamento hidráulico, bem como de parâmetros importantes para a simulação de qualidade de água.

A exportação da descrição de condutas e válvulas a partir de um SIG, com o formato lido por um determinado simulador, consegue gerar uma grande quantidade de informação e dar um grande contributo ao processo de construção de um modelo, com maior flexibilidade ainda do que no caso dos desenhos CAD.

4.3.3 Consumos e caudais

Um sistema de abastecimento de água tem como solicitações os consumos de água por parte dos diferentes grupos de consumidores e as perdas físicas de água que acontecem no conjunto de condutas e restantes componentes. Uma vez que os consumos humanos têm um

comportamento de natureza estocástica, tanto no tempo como no espaço, e são invariavelmente a maior fonte de incerteza associada ao modelo, a sua estimativa constitui a tarefa mais difícil e habitualmente mais trabalhosa do processo de desenvolvimento de um modelo de simulação (Alegre, 1986; Coelho, 1990).

O consumo de água numa rede de distribuição abrange o consumo humano (doméstico, comercial, industrial, as utilizações públicas de água para rega de espaços verdes ou lavagem de ruas, e as restantes utilizações autorizadas, bem como eventuais utilizações não autorizadas) e as perdas de água devidas a fugas, roturas e extravasamentos. Como tal, há que ter especial cuidado na obtenção das estimativas de consumo, e a adoção de métodos de quantificação e atribuição de consumos aos nós da rede que facilitem a sua atualização permanente e flexibilizem o cálculo e utilização do modelo (Coelho et al., 2006).

Uma parte integrante das funções de abastecer e distribuir água é a medição fiável dos principais volumes de água geridos, não só para efeitos de modelação, mas sobretudo pelo incremento das capacidades de análise e gestão da oferta e da procura, incluindo a avaliação de perdas. O cálculo adequado dos balanços hídricos é essencialmente constituído pela medição dos caudais captados, produzidos, aduzidos e armazenados (incluindo os importados e exportados) pelo sistema, bem como pelos caudais entrados ou saídos em cada sector de distribuição ou zona de medição e controlo. Os pontos de medição mais importantes estão identificados no esquema da Figura 4.1.

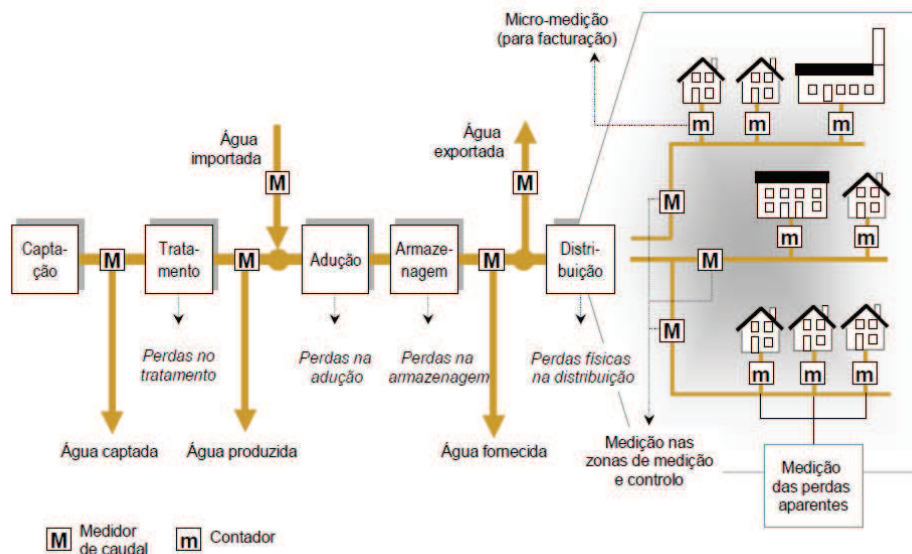


Figura 4.1 - Principais elementos dos sistemas de abastecimento de água, com os componentes do balanço hídrico e localização dos pontos de medição de caudal (Coelho et al., 2006).

4.3.3.1 Especificação dos consumos

A especificação dos consumos é um dos problemas essenciais que se coloca no processo de construção de um modelo de simulação. Neste ponto descrevem-se as diferentes formas de especificar os consumos nos atuais simuladores, incluindo tanto a sua distribuição ao longo da rede como a variação temporal e o modo de traduzir vários tipos de comportamentos simultâneos.

Apesar de na perspectiva da rede, os consumos estejam distribuídos ao longo das condutas, através dos ramais de entrega, e seja igualmente expectável que as fugas se distribuam de forma aproximadamente contínua, os modelos de simulação empregam normalmente a simplificação de representar o consumo como estando concentrado nos nós que delimitam as condutas. Como se pode observar na **Figura 4.2**, c_1 a c_5 são os consumos que se verificam nos ramais domiciliários ligados ao longo da conduta, e q_i e q_f são os consumos acumulados nos nós i e f , que delimitam a conduta. Os consumos c_1 a c_3 são atribuídos ao nó i , uma vez que estão mais próximos deste, enquanto os consumos c_4 e c_5 são atribuídos ao nó f .

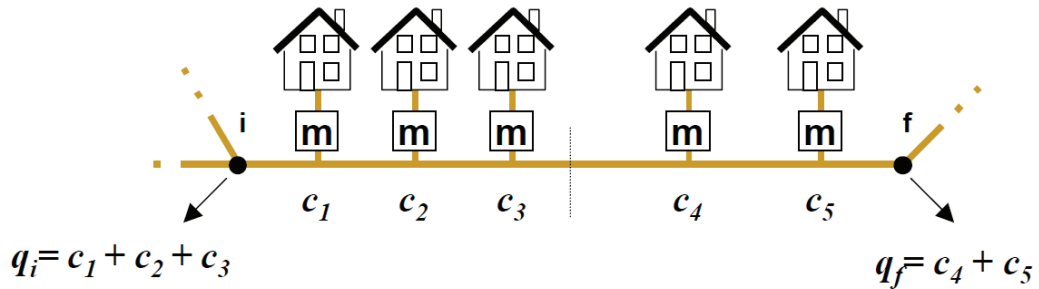


Figura 4.2 - Atribuição dos consumos na conduta aos nós inicial e final (a linha a tracejado marca o ponto médio da conduta) (Coelho et al., 2006).

O procedimento normal de especificar os consumos num modelo de simulação consiste em atribuir a cada nó um valor nominal, também designado por consumo-base. O consumo-base representa o consumo acumulado no nó.

Como se ilustra na **Figura 4.3**, o caudal total fornecido à rede é Q e os consumos-base nos nós 1 a 7 são q_1 a q_7 . O nó 3 não possui consumo-base, uma vez que nos semi-comprimentos de conduta que lhe são adjacentes não há qualquer consumo. O nó 2 tem um consumo ligado diretamente ao nó, trata-se de um grande consumidor, foi introduzido pelo modelador para poder individualizar o consumo-base, que será medido individualmente.

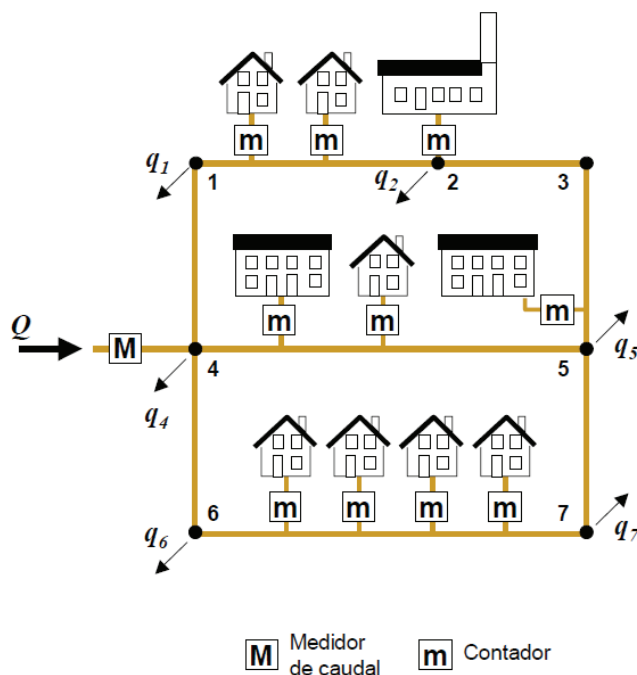


Figura 4.3 - Caudal total fornecido Q e consumos-base q_1 - q_7 , numa rede de distribuição (Coelho et al., 2006).

4.3.3.2 Métodos para distribuição espacial do consumo base pelos nós

Para Coelho et al. (2006), a seleção do método mais adequado deve ter em consideração, fundamentalmente, os aspetos seguintes:

- ◆ tipo e qualidade da informação disponível;
- ◆ equipamento de medição e de processamento disponíveis;
- ◆ objetivos de aplicação do modelo.

Os métodos geralmente empregues em modelação de sistemas de abastecimento segundo Alegre (1986) e Coelho et al. (2006) são:

◆ Métodos baseados na análise cartográfica

Estes métodos são utilizados quando a informação disponível é escassa ou quando não é recomendável utilizar os valores de faturação, sendo métodos aproximados, que fornecem fundamentalmente estimativas, mas que possuem uma relativa flexibilidade.

Os métodos baseados na análise da informação cartográfica são utilizados fundamentalmente para casos de planeamento, dimensionamento ou expansão de sistemas, onde ainda não existe informação.

As duas variantes principais destes métodos são as estimativas que definem áreas de influência dos nós e as estimativas calculadas a partir de coeficientes de utilização das condutas.

◆ Métodos baseados nos dados de faturação

A distribuição espacial dos consumos baseados nos dados de faturação tem como objetivos iniciais procurar aproveitar a informação contida nos registos de leitura dos consumidores e explorar as possibilidades efetivas de automatização, no sentido de aligeirar e tornar eficazes os mecanismos de atualização da estimativa.

Estes métodos recorrem basicamente à construção de tabelas de correspondência entre os valores registados no sistema de faturação e os nós do modelo. De forma a haver ligação tem que se considerar um campo comum da base de dados de consumos que possa ser empregado como chave para adquirir o consumo de cada local de consumo, e que possa ser associado a um nó do modelo. Podem-se utilizar três soluções para o carregamento de consumo a partir dos registos de faturação, utilizando a área de leitura, o número de polícia ou o código do local.

◆ Métodos baseados na interligação SIG - sistema de faturação - modelo

Este método pode ser utilizado quando os ramais estão representados e georreferenciados no SIG, havendo uma codificação comum entre o sistema de faturação e o SIG, de forma a haver uma interligação entre os dois sistemas.

Com este método fornece-se um modelo de simulação, para além de infraestrutura física, os valores de consumos acumulados em nós de modelação. Para isso é necessário não só a possibilidade de exportação para o modelo, mas também a capacidade de o SIG agregar os ramais e os respetivos totais de consumo às condutas a que estão ligados, e seguidamente concentrá-los nos nós de modelação.

Caso seja possível utilizar este método, é nitidamente a melhor solução para o carregamento da distribuição espacial de consumos num modelo, pois pode atingir um grau de

automatização muito considerável, e simplificar assim a geração da solução inicial, e sobretudo a sua atualização futura.

4.3.3.3 Determinação de padrões de consumo

Para determinar os padrões de variação de consumo ao longo do dia há que recorrer à monitorização de caudais e analisar estatisticamente os registos contínuos de caudal. O resultado é uma curva que une pontos representativos do valor médio do consumo em sucessivos momentos ao longo do dia. As médias são calculadas sobre um trecho do registo que se considere representativo para o fim em vista, no entanto existem fatores que podem influenciar grandemente o andamento da curva, nomeadamente as variações sazonais.

A metodologia usada no seu cálculo (Coelho, 1990) consiste em adimensionalizar os valores do caudal ao longo da amostra em estudo, dividindo-os pelo caudal médio do dia a que se referem. Uma vez que os efeitos sazonais se fazem sentir mais sobre a escala da curva do que propriamente sobre o seu andamento, o diagrama adimensional obtido tem a vantagem de ver eliminados grande parte desses efeitos. É evidente que, se o efeito sazonal for muito acentuado, deverá aplicar-se este método a trechos de registo relativamente homogêneos desse ponto de vista, devendo-se, como é o caso, dividir o ano nas principais épocas.

Segundo Coelho et al. (2006), a determinação de padrões diários adimensionais de consumo permite separar o comportamento temporal dos consumos da escala de caudais a que acontecem. O facto de os padrões serem adimensionalizados permite a comparação direta dos dias da semana entre si para a mesma época, e entre épocas do ano diferentes ou de ano para ano. A quantidade de informação contida nos diagramas é bastante grande e, por se tratar de um suporte gráfico, muito facilmente perceptível. Tipicamente, as maiores diferenças serão encontradas entre os dias úteis, os sábados e os domingos.

A utilização de padrões diários adimensionais beneficia grandemente a modelação dos sistemas, uma vez que permite carregar o modelo com os comportamentos típicos e trabalhar o fator de escala independentemente, mesmo que com base nos consumos médios diários calculados conjuntamente com os padrões.

4.4 Calibração de modelos

Um modelo de simulação hidráulica é desenvolvido para reproduzir o comportamento de um sistema existente e prever a resposta de um sistema existente ou de um sistema novo, perante um conjunto de solicitações atuais ou futuras, diferentes modos de operação e alterações da topologia e das características físicas dos componentes. Sempre que o modelo incide sobre um sistema existente, existe a necessidade de proceder à aferição dos resultados obtidos de forma a aproximá-los da realidade tanto quanto possível, e determinar até que ponto tal é conseguido. Para tal há que proceder a ajustamentos dos parâmetros do modelo para que os resultados reproduzam com aproximação aceitável as medições efetuadas no sistema.

Neste sentido, Cesario (1995) define calibração como o *“processo de ajuste fino de um modelo até este ser capaz de simular as condições verificadas no sistema para um determinado*

horizonte temporal (por exemplo, o cenário de ponta horária de consumo), com um grau de exatidão pré-estabelecido”, enquanto, Walski et al. (2003) definem calibração como o “processo de comparação dos resultados de um modelo com observações de campo para, se necessário, ajustar os dados que descrevem o sistema até que o comportamento previsto pelo modelo concorde razoavelmente com o comportamento verificado na realidade, para uma gama alargada de condições operacionais”. A modelação certa surge basicamente como um equilíbrio a alcançar entre a realidade, a simulação da realidade, e o esforço necessário para fazer as duas coincidir, no sentido de satisfazer o objetivo de estudo definido.

Assim, e de forma geral, Coelho et al. (2006) definiram por “calibração de um modelo de qualquer sistema físico o processo de aferição e validação do modelo para diversas condições de funcionamento criteriosamente selecionadas, de modo a permitir que a sua utilização possa ser feita com confiança suficiente no âmbito da análise pretendida”. O modelo calibrado deve possibilitar depreender sobre o comportamento do sistema relativamente a variáveis do sistema que não são objeto de medição, quer para situações de funcionamento semelhantes às selecionadas para calibração, quer para situações diferenciadas.

A calibração é feita com base na comparação dos dados simulados com os resultados medidos e recolhidos na rede em funcionamento, assim, quanto maior for o número de observações dos parâmetros que retratam o comportamento do sistema a que correspondem, mais o processo de calibração beneficiará.

Em termos hidráulicos um modelo calibrado deverá simular adequadamente tanto os valores do caudal (o que entra ou sai do sistema e o que circula na rede) como os valores de pressão (ou o nível nos reservatórios), não sendo suficiente obter bons resultados em apenas uma destas variáveis. Conforme esquematizado na **Figura 4.1**, os pontos de interesse fundamentais para a medição de caudal são as entradas e saídas dos sectores da rede. Os pontos de consumo constituem as solicitações do sistema e são a principal incerteza associada ao seu funcionamento, sendo assim um tipo muito particular de caudal.

Na calibração do modelo devem ser utilizadas as medições de caudal e de pressão (incluindo de nível) instaladas numa rede de modo contínuo, funcionando isoladamente ou como parte integrante de um sistema de telemedição. Para além destas medições é necessário proceder a uma campanha de medições específicas para a calibração do modelo.

4.4.1 Métodos para calibração de modelos

O modelo calibrado deverá obedecer a um determinado grau de exatidão. O grau de exatidão do modelo é a diferença entre os valores das grandezas calculados pelo modelo e os valores medidos das grandezas.

O grau de exatidão dependerá dos objetivos de utilização do modelo. O grau de exatidão obtido poderá resultar do próprio processo de calibração e das limitações de tempo ou de recursos disponíveis. O grau de exatidão final é uma característica própria de cada modelo e de cada processo de calibração, influenciando diretamente a fiabilidade dos seus resultados.

A fase de calibração permite satisfazer os seguintes objetivos (Alegre, 1986; Cesario, 1995; Walski et al., 2003):

- ◆ Estabelecer o grau de fiabilidade do modelo;
- ◆ Adquirir ou aprofundar o conhecimento sobre o funcionamento do sistema, a sua operação e o seu desempenho;
- ◆ Descobrir e eliminar erros nos dados ou falhas no conhecimento do sistema.

Para além destes objetivos, a fase de calibração permite muitas vezes identificar problemas no próprio sistema. Nunca deve ser desvalorizado um conjunto de dados de modelação racionalmente construídos sem colocar a hipótese de algo imprevisto ou desconhecido poder ter ocorrido.

Os erros da calibração são as discrepâncias entre os resultados do modelo e a realidade observada, os quais podem ter diversas origens, como os dados físicos do sistema, as suas solicitações e as suas condições operacionais.

A calibração hidráulica de um modelo trata-se do ajustamento dos valores das grandes fontes de incerteza (rugosidade das condutas e consumos nominais nos nós de junção) nos dados iniciais, até ser obtida a concordância de valores de pressão e caudal. Para além destas, podem existir outras fontes de erro ou de incerteza nos dados de entrada de um modelo, que também contribuem para as maiores discrepâncias entre resultados do modelo e medições na rede, as quais constituem um potencial parâmetro de calibração, tal como o diâmetro nominal e diâmetro interno, o registos de cadastro, os erros de conectividade, a simplificação da rede e os níveis e condições de operação de reservatórios e instalações elevatórias.

4.4.2 Medição de parâmetros para calibração de modelos

A realização de medições de campo deverá obedecer a um planeamento, no sentido de se determinar o que medir, quando, onde e sob que condições. Tendo custos de equipamento e de mão de obra, podendo ainda obrigar a cortes do abastecimento ou alterações temporárias na rede, para tal devem-se minimizar as perturbações aos consumidores e ao normal funcionamento da rede.

4.4.2.1 Medição de pressão

Segundo Coelho et al. (2006) a medição de pressões fornece dados fundamentais para calibração de modelos, ganho de sensibilidade ao sistema, e resolução de variados problemas operacionais. A pressão é um dos principais indicadores de desempenho operacionais no dia-a-dia de um sistema de distribuição, refletindo-se diretamente na qualidade do serviço prestado ao consumidor. Por outro lado, é em geral menos oneroso e tecnicamente mais fácil medir pressões do que caudais. Ainda que os dois tipos de medida não constituam alternativa uma à outra, o conhecimento das pressões em determinados pontos da rede ajuda muito a verificar se os caudais resultantes do modelo se afastam expressivamente dos caudais que realmente circulam no sistema.

Podem efetuar-se as medições de pressão em qualquer ponto de acesso ao interior das condutas, desde os hidrantes e bocas-de-incêndio, bocas de rega e simples torneiras de serviço, até às purgas, tomadas em pressão e inúmeros outros acessórios dos sistemas.

Os principais tipos de medidores são os transdutores ou manómetros, podendo ser equipamentos portáteis ou fixos, analógicos ou digitais, com leitura instantânea apenas, ou com a capacidade de registo através de *datalogger*. Os equipamentos fixos podem estar ou não ligados a sistemas de telemedição. Muitos equipamentos portáteis são capazes de transmitir dados à distância através de transmissores rádio ou GSM (Figura 4.4).

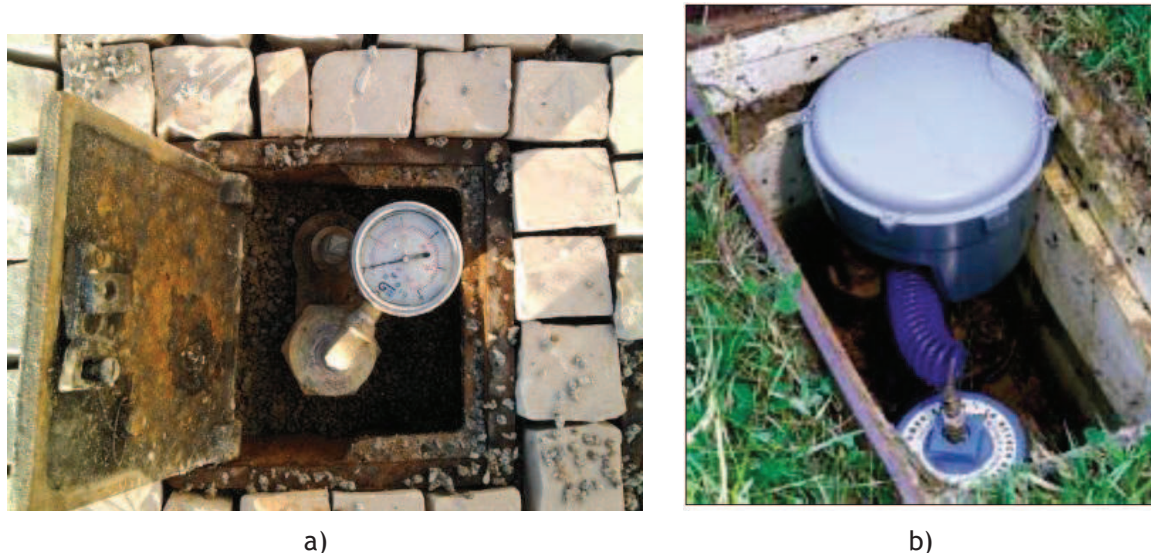


Figura 4.4 - Manómetros: (a) analógico, montado em boca de rega; (b) digital, com *datalogger* e transmissor GSM.

Os manómetros analógicos como apenas permitem fazer leituras instantâneas, não são tão indicados para fazer campanhas de medição, uma vez que os digitais com *datalogger* permitem fazer medições contínuas, parametrizados num determinado intervalo de tempo. Este equipamento pode ficar a registar a pressão durante o período de duração da campanha e assim obter uma maior quantidade de informação, com menor dispêndio de mão-de-obra, e em formato passível de ser processado computacionalmente. Assim, pode-se ter um conjunto de medidores sincronizados de forma a obter dados em diversos pontos da rede para o mesmo período de tempo.

4.4.2.2 Medição de caudal

A medição de caudais num sistema de abastecimento de água é realizada através de medidores de diferentes tipos. Os medidores de caudal são equipamentos dispendiosos, que obrigam a um planeamento cuidado da sua localização, assim há que definir pontos-chave. As principais localizações são em entradas e saídas de reservatórios, estações elevatórias, e entradas e saídas de sistemas, subsistemas e setores de abastecimento, incluindo as zonas de medição e controlo de perdas. Para tal é necessário possuir um conhecimento aprofundado tanto das características dos equipamentos utilizados como das condições em que as medições são obtidas.

Os principais tipos de medidores disponíveis no mercado para as gamas de diâmetros normalmente utilizadas em sistemas de abastecimento de água são (Coelho et al., 2006):

- ◆ Medidores mecânicos do tipo turbina ou *Woltman* ligados a um registor mecânico ou gerador de impulsos;

- ◆ medidores eletromecânicos, em que a rotação de uma turbina é eletronicamente convertida para valores analógicos ou de frequência;
- ◆ medidores eletromagnéticos não-intrusivos, baseados na leitura das variações de um campo eletromagnético, produzindo valores analógicos ou de frequência;
- ◆ medidores ultrassônicos não-intrusivos, estimando o caudal a partir do tempo de percurso de um sinal ultrassónico emitido transversalmente à conduta, e produzindo valores analógicos ou de frequência;
- ◆ medidores de intrusão, eletromecânicos ou eletromagnéticos, montados na extremidade de uma haste que é inserida na conduta através de uma tomada em carga.

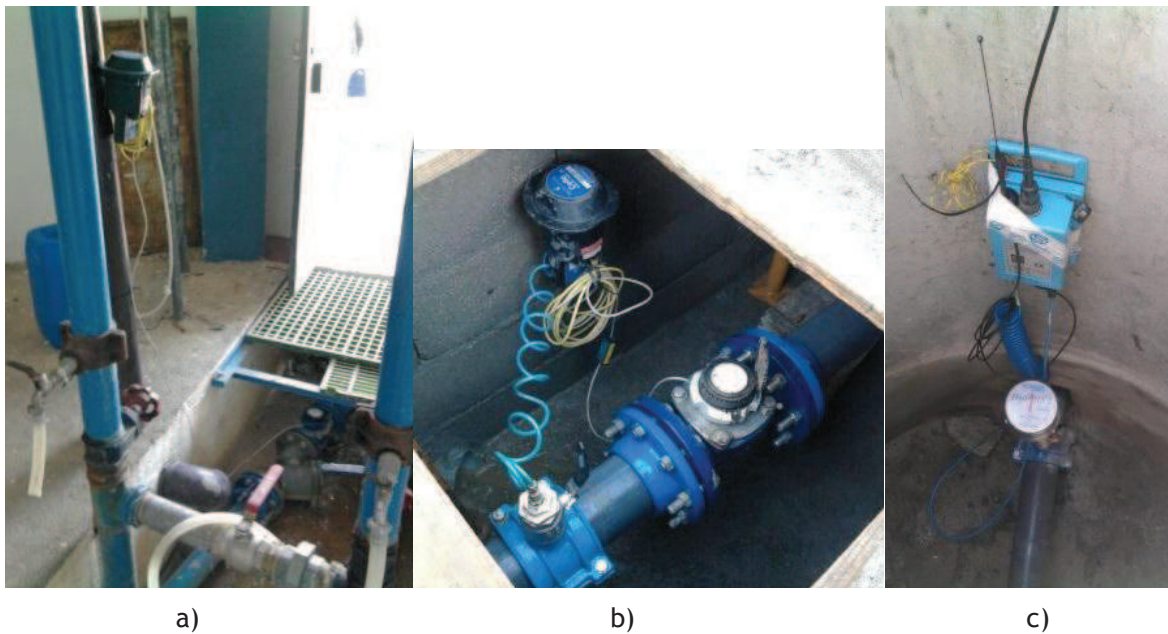


Figura 4.5 - Medidores de caudal: (a) mecânico, instalado num reservatório; (b) mecânico, instalado à entrada de uma ZMC; (c) eletromagnético de intrusão, instalado à entrada de uma ZMC.

Os medidores ultrassónicos portáteis e os medidores de intrusão, embora mais dispendiosos, podem ser instalados e removidos com facilidade e sem necessidade de alterações à conduta, pelo que permitem uma maior flexibilidade de utilização.

Os medidores de caudal podem ter registradores, *dataloggers* e transmissores GSM e podem ser totalizadores, instantâneos ou por impulsos.

4.4.2.3 Testes de rede

De acordo com Coelho et al. (2006) os testes de rede são um conjunto de práticas de aplicação caso-a-caso destinadas a recolher informação dos parâmetros hidráulicos e de qualidade da água que permitam a calibração de modelos.

Apesar de se poderem utilizar equipamento já instalado nos sistemas, os testes de rede necessitam quase sempre equipamento portátil, pois são efetuados nos mais variados locais do sistema, em função das necessidades de aferição do modelo.

O tipo de testes mais comuns são os testes de perda de carga, os testes de caudal de incêndio e o teste de bombas.

4.4.3 Processo de calibração

A calibração de um modelo tem por base a comparação dos resultados da simulação com os dados obtidos em medição de campo, sendo um processo iterativo, cujos passos principais são repetidos até determinadas condições de aceitabilidade serem verificadas. Esta deverá sempre ser realizada em função dos objetivos a que se destina, e ter em consideração a qualidade dos dados utilizados para o construir.

O conceito básico do processo de calibração consiste em correr o modelo e comparar os resultados com medições de campo, se a diferença for superior à tolerância de erro pré-estabelecida, introduzir ajustamentos e voltar a correr o modelo. Muito dificilmente é possível fazer uma calibração automatizada, através de algoritmos de otimização.

A calibração implica um procedimento sistemático que passará pelos seguintes passos (Walski, 1990, 1995; Cesario, 1995; Lansey et al., 2001):

- (i) identificação do uso que se pretende dar ao modelo;
- (ii) estabelecimento de um cenário-tipo para a comparação;
- (iii) revisão das condições operacionais e, se necessário, de outros parâmetros do modelo;
- (iv) recolha de dados de calibração;
- (v) simulação inicial do processo iterativo;
- (vi) macro calibração;
- (vii) análise de sensibilidade;
- (viii) micro calibração ou ajustamento fino.

É um processo iterativo, cujo número de iterações varia de caso para caso com a topologia do sistema, o grau de exatidão requerido, da complexidade da rede, da qualidade dos dados descritivos do sistema e da modelação dos consumos.

4.4.4 Resultados da calibração

A comparação dos resultados do modelo calibrado com os dados obtidos em medições de campo deverá ser orientada para objetivos específicos. É muito improvável que os valores modelados e os valores medidos no sistema coincidam em todos os pontos do sistema e para todos os instantes de tempo. A resposta de um sistema e do respetivo modelo às diferentes condições de caudal impostas poderá variar grandemente (Walski et al., 2003):

◆ Sistemas com baixas velocidades de escoamento

Típico de muitos sistemas, devido à imposição de diâmetros mínimos, tendo como consequência a ocorrência de velocidades baixas resultando em perdas de carga pequenas. As redes destes sistemas são pouco sensíveis aos caudais, logo não é muito relevante calibrar os coeficientes de rugosidade (serão sempre incógnitas!). A informação obtida é útil para verificar conectividade da rede, das condições de fronteira nos reservatórios e em pontos de abastecimento, ajustar alturas de elevação de bombas, ajustar pressões em VRP e verificar cotas do terreno. Como tal, pode concluir-se que em sistemas sobredimensionados, não se justifica calibrar coeficientes de rugosidade e os necessários testes de perda de carga.

◆ Sistemas com altas velocidades de escoamento

Trata-se de sistemas próximos da sua capacidade máxima, neste caso, as perdas de carga são sensíveis tanto aos coeficientes de rugosidade como aos consumos nos nós, podendo ser usados diferentes cenários para calibração, de preferência com elevadas perdas de carga. Os coeficientes de rugosidade devem ser os mesmos para grupos de condutas e alterados em simultâneo em todas elas.

5 Caso de Estudo

5.1 Caracterização do SDA

O caso de estudo realizado, situa-se na zona urbana do Município de Castelo Branco, em três bairros periféricos, o Bairro do Valongo, a Quinta da Pipa e a Quinta do Socorro, os quais são caracterizados por serem bairros residenciais, com pouco comércio e sem indústria. As habitações são essencialmente moradias com dois e três pisos, existindo casos pontuais de prédios com um máximo de quatro pisos. Destaca-se, o facto de haver uma escola primária, um infantário e um complexo desportivo, o qual é designado mais à frente por grande consumidor.

De forma a construir o modelo hidráulico, esta zona foi dividida provisoriamente em duas partes, através do fecho de cinco válvulas de seccionamento existentes na rede. Assim, criaram-se duas zonas de medição e controlo (ZMC), o Bairro do Valongo, designado de ZMC-1 e as Quintas da Pipa e Socorro, designadas de ZMC-2. A definição das ZMC teve por base a existência de dois pontos de medição e controlo, um localizado na Estrada do Montalvão, na rotunda sul da Av. Professor Dr. Egas Moniz, com um contador de DN 150 mm (ZMC-1) e outro na Rua Carreira de Tiro, junto à passagem de nível, com um contador de DN 80 mm (ZMC-2). As ZMC são abastecidas pelo Reservatório da Costeira localizado na encosta sul do Castelo, conforme **Figura 5.1**.



Figura 5.1 - Planta de localização da rede de distribuição em estudo.

A rede de distribuição em estudo é composta por um conjunto de tubagens enterradas, que asseguram a distribuição da água em pressão. A rede em questão tem cerca de 34 km de comprimento, é constituída por condutas em Policloreto de Vinilo (PVC) com diâmetros compreendidos entre 63 e 160 mm e apenas um troço com 150 mm de diâmetro, à entrada da ZMC1, cujo material é Ferro Fundido Dúctil (FFD). Relativamente ao seu traçado, classifica-se como uma rede mista, isto é, uma parte do seu traçado é emalhado e outra é ramificado, tal como se pode observar na **Figura 5.2**. A ZMC-1 abrange um total de 572 ramais, que abastecem 822 clientes com contrato, aos quais foi faturado um total de 82 319 m³ de água em 2011 e a ZMC-2 tem 236 ramais, 240 clientes e 44 766 m³ de água faturada em 2011.

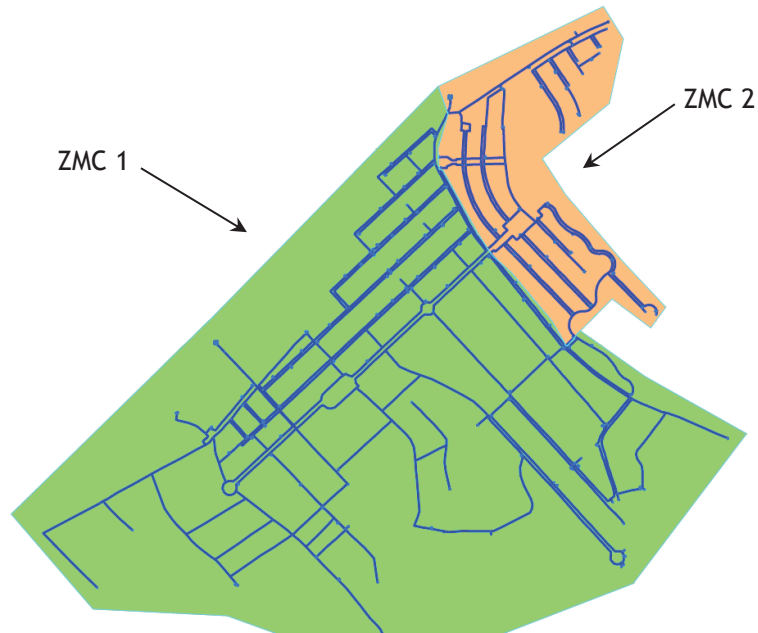


Figura 5.2 - Rede de Distribuição em estudo, com delimitação dos polígonos das ZMC 1 e ZMC 2.

Com o objetivo de se perceber a variação altimétrica da zona em estudo, apresenta-se na **Figura 5.3** o mapa de isolinhas de cotas topográficas da rede de distribuição. Este mapa foi extraído do *software* Epanet 2.0. As cotas altimétricas da zona em estudo variam entre 338 m e 394 m.

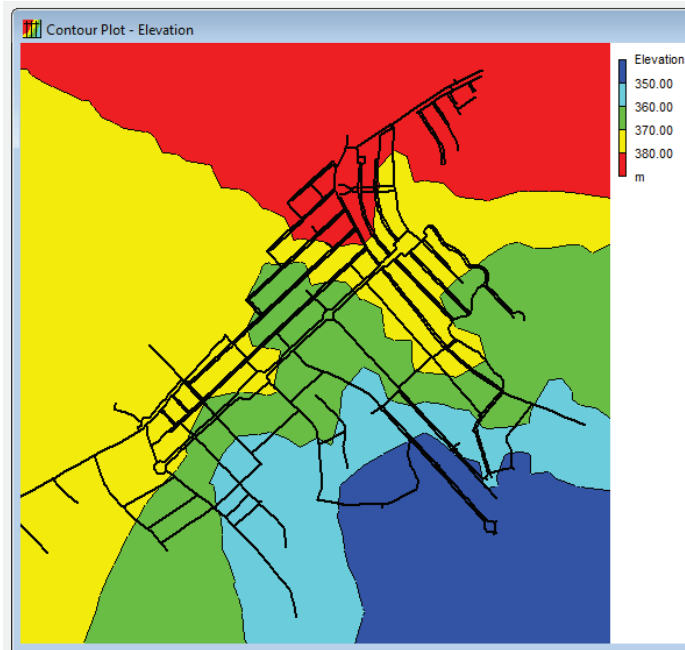


Figura 5.3 - Gráfico de isolinhas de cotas topográficas do SDA do Valongo - Extraído do EPANET 2.0.

Na zona em estudo encontra-se, o Complexo Desportivo da Associação Recreativa Cultural Bairro do Valongo, localizado na ZMC1, que se considera ser um grande consumidor. Para avaliar o impacto do perfil de consumo deste consumidor, foi instalada telemetria no seu local de consumo, com um *datalogger* de caudal.

5.2 Construção do modelo hidráulico

Como referido anteriormente, um dos objetivos do presente trabalho era construir e calibrar o modelo hidráulico da rede de distribuição, da zona em estudo, em EPANET. No subcapítulo que se segue descreve-se pormenorizadamente todo o processo de construção do modelo.

5.2.1 Introdução

A elaboração do modelo da rede de distribuição de água do Sistema do Valongo, foi efetuada através do *software* Epanet 2.0. Como já foi referido, o Epanet 2.0 é um programa de modelação e simulação, desenvolvido para os sistemas de abastecimento de água onde o escoamento se processa em pressão. Permite modelar o conjunto dos órgãos hidráulicos, incluindo diferentes configurações de reservatórios, e simular o seu funcionamento em condições de regime permanente para uma análise estática ou dinâmica.

O sistema a modelar é descrito por um conjunto de entidades (nós e troços) que permitem simular o comportamento hidráulico dos órgãos inerentes às redes de abastecimento, tais como condutas, válvulas de seccionamento, válvulas de regulação, válvulas de retenção, grupos eletrobomba, reguladores de caudal, reguladores de pressão (redutores), câmaras de perda de carga, reservatórios com conduta de alimentação e distribuição comum, reservatórios cuja alimentação é independente da saída, reservatórios com válvula de flutuador, etc.

O Epanet permite também, modelar as fugas de água através da consideração de dispositivos de descarga em cada nó, cuja lei de vazão é proporcional à pressão no nó elevado a um expoente que pode ser definido pelo utilizador.

Para a elaboração de um Modelo é então necessário caracterizar uma série de entidades (nós e troços), que incorporam as características dos órgãos hidráulicos da seguinte maneira:

- ◆ Nós de junção - consumos e sua categoria; padrão de consumo; fontes de caudal (consumo negativo); cotas altimétricas;
- ◆ Nó reservatório de nível fixo - cota da superfície livre;
- ◆ Nó reservatório de nível variável - cota de soleira; volume; cota do nível inicial; curva do volume em função da altura de água;
- ◆ Troço "conduta" - comprimentos; diâmetros interiores; rugosidades (material); equação de perda de carga;
- ◆ Troço "bomba" - curvas características de grupos eletrobomba e seus períodos de funcionamento;
- ◆ Troço "válvula" - válvulas de retenção; válvulas de regulação (regulação variável no tempo); válvulas de seccionamento (aberta ou fechada) e regras de operação;
- ◆ Troço "estabilizador de pressão" - redutores de pressão com controlo por montante ou por jusante e regras de operação.

Na interpretação de resultados de simulação, devem ser sempre observadas algumas regras, entre as quais se salientam:

- ◆ os resultados são aproximações à realidade, uma vez que apresentam sempre um erro associado;
- ◆ as alterações sucessivas do sistema de adução e de distribuição (ampliações, substituições, suspensões, etc.), ou alterações na exploração não conhecidas, podem modificar o comportamento global do escoamento, pelo que deve estar sempre presente a data da última calibração do modelo em utilização.

5.2.2 Construção do modelo de Valongo

Os dados existentes nos Serviços Municipalizados de Castelo Branco (SMCB), necessários para a construção do modelo hidráulico, baseavam-se apenas na informação existente em plantas e sem qualquer validação no terreno. Assim, foi necessário fazer todo o trabalho de recolha de informação e validação dos dados, ou seja, efetuou-se um levantamento exaustivo de todos os acessórios visíveis da rede, nomeadamente válvulas, bocas de rega, marcos de incêndio e bocas de incêndio. Para confirmar o diâmetro das tubagens, e tendo em conta que estas estão enterradas, procedeu-se à manobra das válvulas de forma a contar o número de voltas do fuso, associando-o ao respetivo diâmetro. Como não existia o cadastro dos ramais, foi também necessário, fazer o levantamento de todos os ramais e pontos de consumo, cruzando os últimos com a lista de clientes dos SMCB, tendo como ponto chave o código do local - referência no sistema de gestão de clientes que indica o número do local no qual está instalado o contador do

cliente. Todo este trabalho, foi desenvolvido diariamente de uma forma exaustiva, ao longo de cerca de quatro meses.

O levantamento foi cadastrado em SIG, conforme Figura 5.4, e listado em folhas de cálculo.

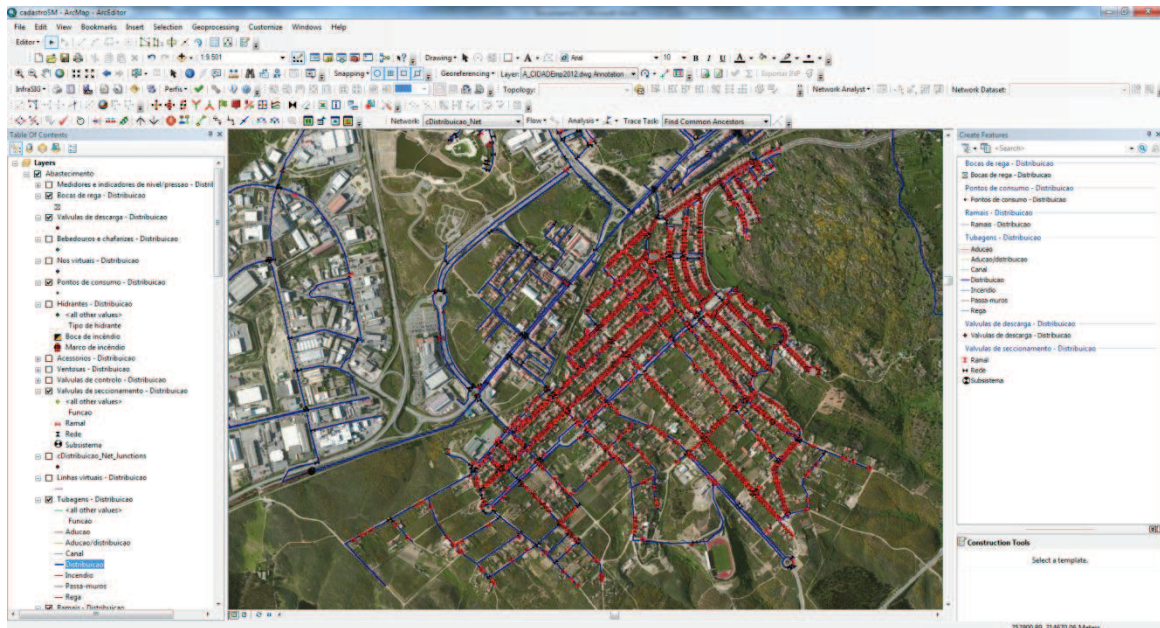


Figura 5.4 - Esquema da rede de Valongo em ambiente SIG

A rede de distribuição foi igualmente desenhada em CAD, de forma a ser exportada para o *software* utilizado. Para o efeito, teve que se ter atenção a alguns aspetos, nomeadamente à utilização de *lines* para definir um troço ou *polylines*, em que as extremidades das *polylines* serão os nós de montante e de jusante do troço, à definição do cruzamento das condutas (nós) e as passagens inferiores e superiores.

Após o levantamento dos elementos físicos da rede, tem que se ter a certeza que não existem outras ligações às ZMC's, ou seja, os pontos de entrada nas mesmas são apenas os definidos, e a divisão da ZMC-1 da ZMC-2 fica assegurado com o fecho das cinco válvulas. Assim, para garantir a estanquicidade das ZMC's, foi realizado um teste de pressão zero (TPZ), tendo sido instalados *dataloggers* de pressão nos PC (pontos críticos) de cada ZMC. Na madrugada de 7 de fevereiro de 2012, foram realizados com sucesso, os TPZ destas ZMC's, que validaram a estanquicidade das mesmas. Este teste consistiu em fechar as cinco válvulas que ligavam as duas ZMC's e seguidamente fechar a entrada de caudal na ZMC-1, verificando no *datalogger* de pressão o abaixamento desta até ao valor zero (Figura 5.5). Para a ZMC-2 procedeu-se de igual modo, confirmando-se também a pressão zero (Figura 5.6). Neste teste foi possível localizar uma travessia que não estava cadastrada. O registo das pressões nos gráficos seguintes foi registado no *software* PMAC que acompanha os *dataloggers*.

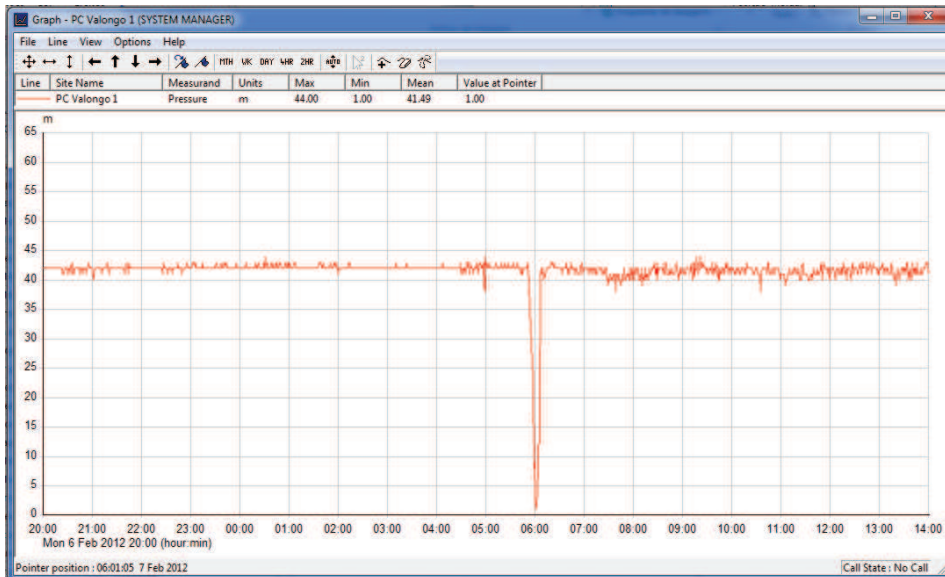


Figura 5.5 - Gráfico da pressão num PC da ZMC1 no momento do TPZ (software PMAC).

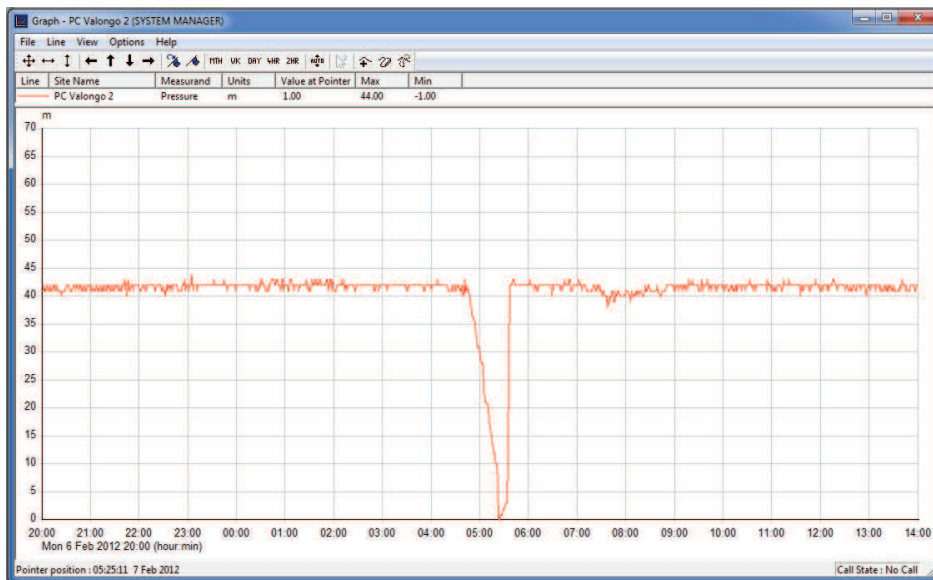


Figura 5.6 - Gráfico da pressão num PC da ZMC2 no momento do TPZ (software PMAC).

Tendo o cadastro consolidado, iniciou-se o processo de geração dos dados da infraestrutura no Epanet, utilizando-se o ficheiro base de CAD com o *software DXF2EPA*, conforme **Figura 5.7**. O *software DXF2EPA* permite a conversão de desenhos de CAD gravados em formato .dxf em formato .inp (ficheiro ASCII lido pelo Epanet), disponível na internet no site da *water-simulation*², de forma gratuita e muito utilizada.

² <http://www.water-simulation.com/wsp/2005/06/03/dxf2epa-autocad-dxf-file-conversion-utility-for-epanet/>

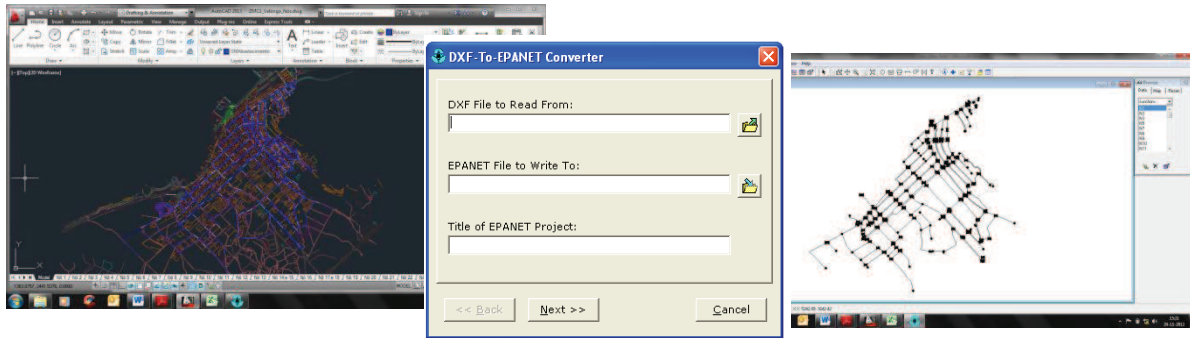


Figura 5.7 - Exportação da rede de distribuição em CAD para o Epanet, através do *software* DXF2EPA.

Com a exportação da rede do CAD para o Epanet, apenas se convertem os nós com a sua identificação e coordenadas e os troços com a sua identificação e comprimento. Assim, foi necessário inserir manualmente a restante informação nos nós e nos troços, assim como os restantes elementos (reservatórios, válvulas, etc.) que constituem a rede.

Nos nós, foi inserido manualmente a cota topográfica e o consumo base respetivo, nos troços inseriu-se, o diâmetro interno, o coeficiente de rugosidade ($k=140$) das condutas tendo em conta a lei de resistência adotada (Fórmula de Hazen Williams) e o material das tubagens (PVC), ver Figura 5.8.

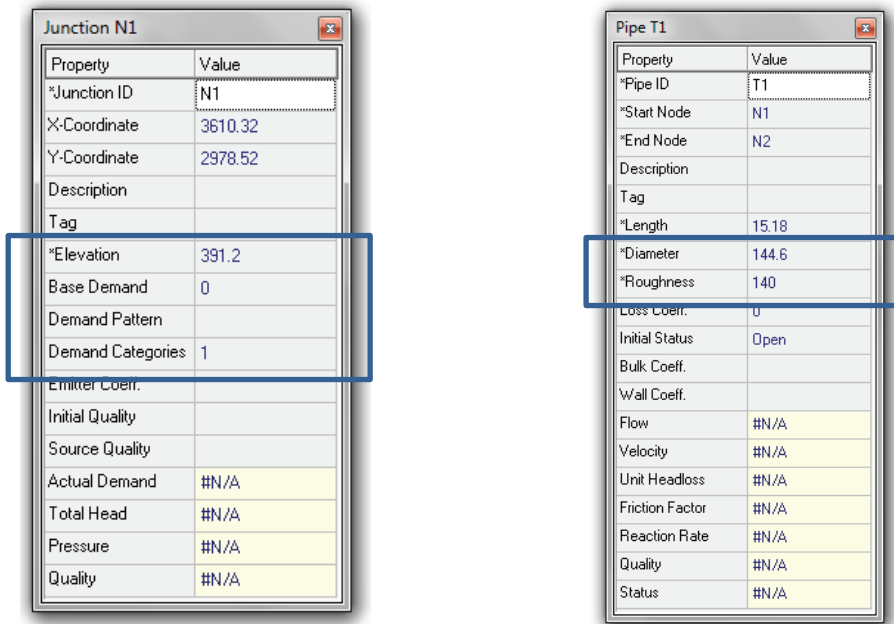


Figura 5.8 - Propriedades que se colocam para cada nó e para cada troço no *software* Epanet. Imagem extraída do *software* Epanet 2.0.

As válvulas de seccionamento instaladas na rede de distribuição, num total de 219, foram inseridas no modelo, criando na tubagem onde se pretendia inserir a válvula, dois nós, entre os quais se inseriu a válvula tipo TCV (Throttle Control Valve ou válvula de controlo de perda de carga). Por exemplo, caso se quisesse colocar uma válvula no troço a jusante do nó N225 (ver Figura 5.9), adicionavam-se dois nós (N224A e N224B) ao troço inicial passando a haver três troços em que um deles correspondia à válvula inserida, troço V140.

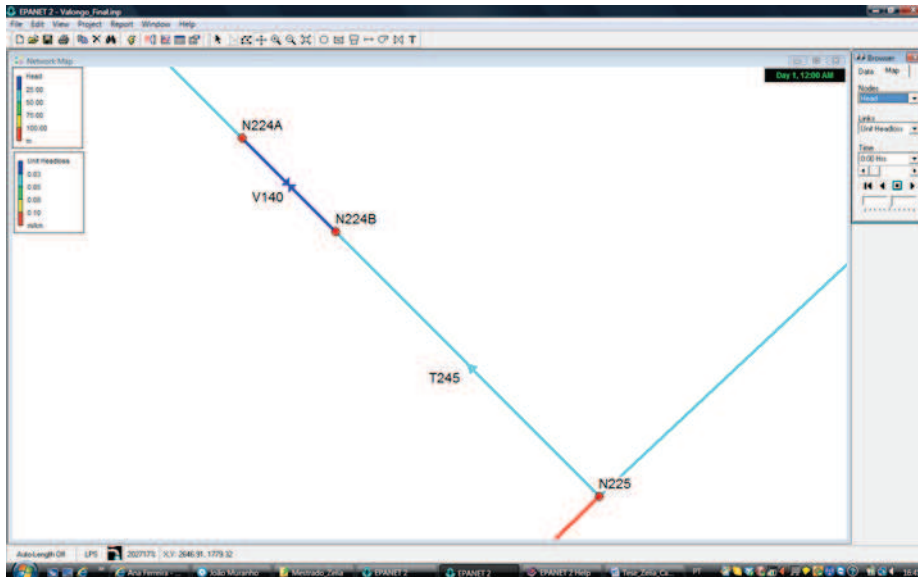


Figura 5.9 - Inserção de válvula num troço (Imagem retirada do software Epanet 2.0)

Para simular a rede do sistema de distribuição foram colocados dois reservatórios de nível fixo, RNF, nas entradas das ZMC-1 e ZMC-2, para os quais foram definidas as propriedades respetivas, ou seja, a cota da superfície livre. Colocaram-se reservatórios de nível fixo porque, tendo obtido informações da empresa Águas do Centro que é a entidade gestora responsável pelo reservatório em questão, se concluiu que a variação do nível de água ao longo das 24 horas é irrelevante para o presente caso de estudo. Como se pode observar na Figura 5.10, o nível de água varia de 1,9 m a 3,0 m, tendo uma amplitude de 1,1 m, o que vai provocar pouca variação na pressão da rede em estudo.



Águas do Centro - Mapa de Exploração Diário
Subsistema de Santa Águeda

Data: 12/11/2012

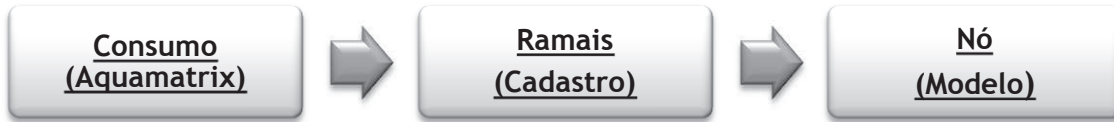
Hora	Reservatório da Bela Vista						Hora
	Volume			Níveis			
	Bela Vista [m ³]	S. Gens [m ³]	Costeira [m ³]	Bela Vista [m]	S. Gens [m]	Costeira [m]	
00:00	3	N/A	N/A	3.5	2.9	2.9	00:00
01:00	1	N/A	N/A	3.5	2.6	2.6	01:00
02:00	0	N/A	N/A	3.5	2.3	2.3	02:00
03:00	0	N/A	N/A	3.5	2.0	2.0	03:00
04:00	0	N/A	N/A	3.5	2.7	2.7	04:00
05:00	1	N/A	N/A	3.5	2.8	2.8	05:00
06:00	4	N/A	N/A	3.5	2.5	2.5	06:00
07:00	19	N/A	N/A	3.4	2.0	2.0	07:00
08:00	15	N/A	N/A	3.5	2.6	2.6	08:00
09:00	12	N/A	N/A	3.5	2.3	2.3	09:00
10:00	13	N/A	N/A	3.5	1.9	1.9	10:00
11:00	12	N/A	N/A	3.5	2.4	2.4	11:00
12:00	13	N/A	N/A	3.5	2.1	2.1	12:00
13:00	14	N/A	N/A	3.3	2.5	2.5	13:00
14:00	12	N/A	N/A	3.3	2.9	2.9	14:00
15:00	9	N/A	N/A	3.5	2.4	2.4	15:00
16:00	9	N/A	N/A	3.5	2.1	2.1	16:00
17:00	9	N/A	N/A	3.5	2.7	2.7	17:00
18:00	11	N/A	N/A	3.5	2.8	2.8	18:00
19:00	13	N/A	N/A	3.5	2.2	2.2	19:00
20:00	14	N/A	N/A	3.4	2.4	2.4	20:00
21:00	10	N/A	N/A	3.5	3.0	3.0	21:00
22:00	8	N/A	N/A	3.5	2.8	2.8	22:00
23:00	4	N/A	N/A	3.5	2.2	2.2	23:00
Tot/Média	206	N/A	N/A	3.5	2.3	2.5	Tot/Média

Figura 5.10 - Mapa da variação do nível de água no Reservatório ao longo das 24h (Águas do Centro).

Concluída a fase de construção topológica do modelo, iniciou-se a fase de introdução de informação nos nós e nos troços. Dado não existir ainda, nos SMCB, uma interligação entre o Sistema de Gestão de Clientes, cujo software utilizado é o Aquamatrix, e o SIG, que

possibilitasse o apuramento automático dos volumes de água faturados aos clientes pelos diferentes ramais, foi necessário trabalhar essa informação manualmente, por forma a associar os volumes faturados aos nós do modelo.

Foram identificados os ramais dentro das ZMC, apurados os consumos com base na informação vinda do Sistema de Faturação de Clientes - Aquamatrix dos SMCB e ainda, efetuada a devida interligação aos nós do modelo (ver esquema seguinte).



Para tal, foi identificado um campo - código do local, na base de dados dos consumos, sendo utilizado como chave para obter o consumo de cada local e associá-lo a um nó do modelo.

A título exemplificativo, apresenta-se a **Tabela 5.1**, usada para a determinação dos consumos nos nós, tendo como correspondência o código do local atribuído pelo sistema de faturação de clientes, comum nos pontos de consumo do cadastro em SIG.

Tabela 5.1 - Atribuição de consumos aos nós do modelo, com correspondência ao código do local.

Nó	Código do Local	Consumo (l/s)	Consumo acumulado no nó (l/s)
N1	4026	0,005613	0,005613
	4027	0,011701	0,017314
N125	4028	0,004344	0,004344
	29814	0,01075	0,015094
	31148	0,005232	0,020326

Foi instalada telemetria nos dois pontos de monitorização de zona (PMZ) destas ZMC, monitorizando através de um *datalogger*, a pressão e o respetivo caudal com uma periodicidade de 15 minutos - **Figura 5.11**.



Figura 5.11 - Datalogger de caudal e pressão instalado à entrada da ZMC-2.

Posteriormente, e por forma a analisar o comportamento das ZMC, foram elaborados diferentes gráficos onde se pode observar os perfis de consumo e pressão num dia útil representativo (4ª feira), **Figura 5.12** e **Figura 5.13** e num dia de fim de semana (sábado), **Figura 5.14** e **Figura 5.15**.

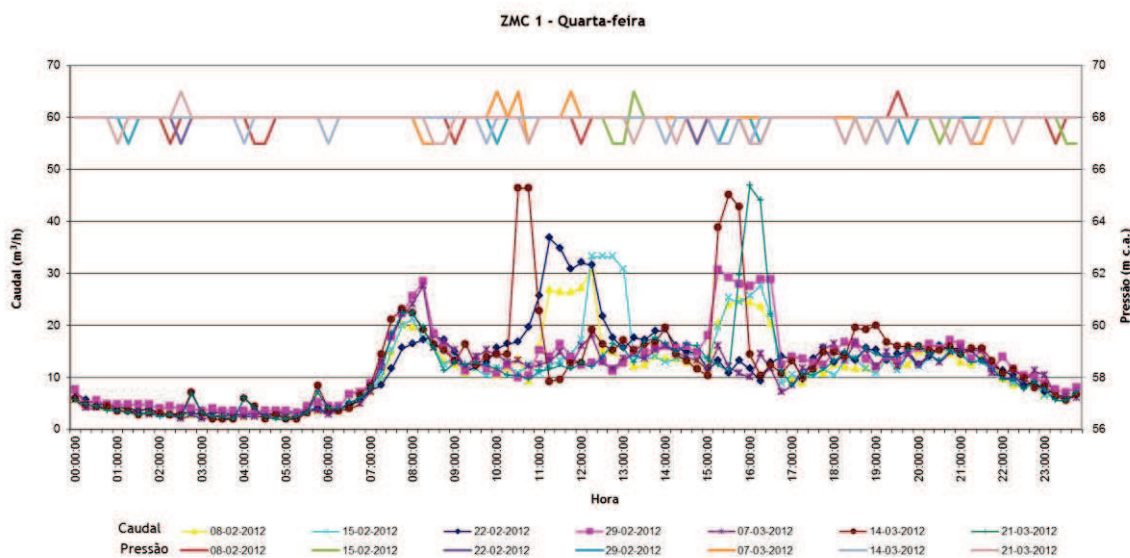


Figura 5.12 - Perfis de consumo e pressão da ZMC-1, para as quartas-feiras.

Na ZMC-1, nos dias úteis do período analisado, verificou-se um maior consumo entre as 10h e as 11h e entre as 15h e as 16h, justificado pela existência de um grande consumidor. O consumo deste grande consumidor, entretanto identificado como sendo o Complexo Desportivo (ARCBV) provoca um abaixamento de pressão bastante significativo num dos pontos críticos monitorizados (PC 1.3). No perfil de consumo, também se pode observar um aumento cerca das 8 h.

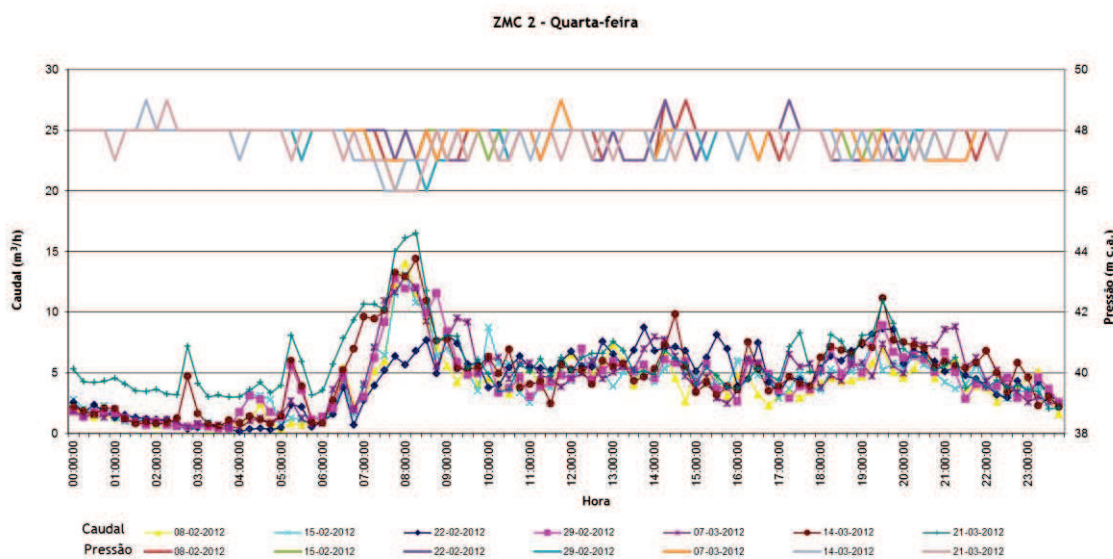


Figura 5.13 - Perfis de consumo e pressão da ZMC-2, para as quartas-feiras.

Num dia de semana, quarta-feira, a ZMC-2 apresenta um perfil de consumo normal, para uma categoria de consumo doméstico. Observa-se um pico de consumo cerca das 8 h e um aumento, pouco acentuado, à hora de almoço e de jantar, sendo este último ligeiramente maior. Também se verifica que, os caudais noturnos são muito próximos de zero, dando indicação que esta ZMC não apresenta roturas. Relativamente à pressão, existe uma oscilação muito baixa, 1 m c.a., apenas se observa uma perda de pressão de 2 m c.a. à hora de maior consumo, 8 h.

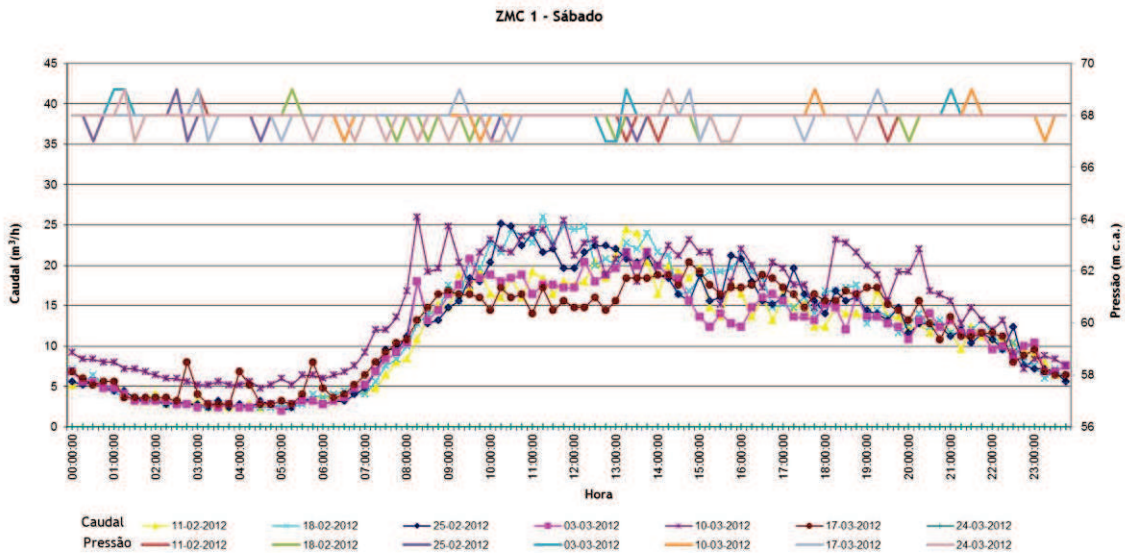


Figura 5.14 - Perfis de consumo e pressão da ZMC-1 para os sábados.

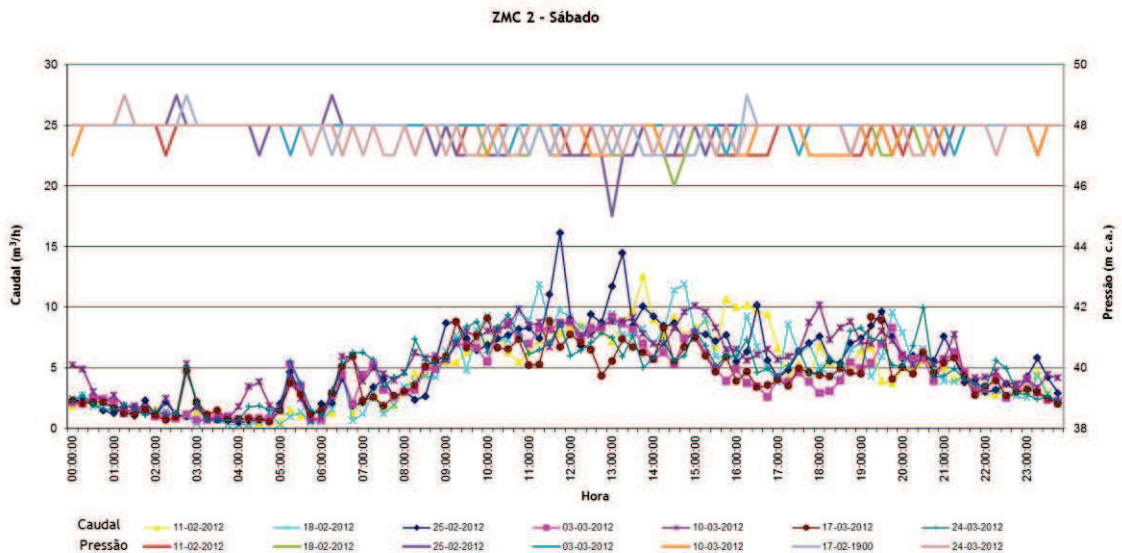


Figura 5.15 - Perfis de consumo e pressão da ZMC-2, para os sábados.

No caso de um dia de fim de semana, sábado, ambas as ZMC apresentam um comportamento idêntico, como se pode verificar nas Figura 5.14 e Figura 5.15. O consumo efetua-se durante todo o dia de uma forma constante, visto os consumidores permanecerem nas habitações. O consumo noturno também se aproxima de zero. As pressões têm uma oscilação baixa, de 1 m c.a., podendo considerar-se constantes.

Tendo em consideração, a existência de duas ZMC, foram efetuados padrões de consumo específicos para cada uma delas e para o grande consumidor já referido, sendo que o caudal total diário medido nas duas ZMC no dia de calibração foi de 362 m³, sendo o caudal médio diário de 4,19 l/s, 3,09 l/s na ZMC-1 e 1,1 l/s na ZMC-2.

Os padrões de consumo são os seguintes:

- ◆ ZMC1, caudal da ZMC-1 no dia 8 Fevereiro 2012
- ◆ ZMC2, caudal da ZMC-2 no dia 8 Fevereiro 2012
- ◆ Camp_Fut, caudal do consumidor Complexo Desportivo, pertencente à ZMC-1.

Na **Figura 5.16**, apresentam-se os três padrões de consumo adimensionais considerados, construídos no Epanet 2.0, os quais foram elaborados tendo em conta os diagramas das **Figura 5.12** e **Figura 5.13.**, tendo sido obtidos dividindo cada valor pela média do respetivo padrão.

Os padrões de consumo foram associados a cada um dos nós do modelo, consoante pertencessem à ZMC-1 ou à ZMC-2.

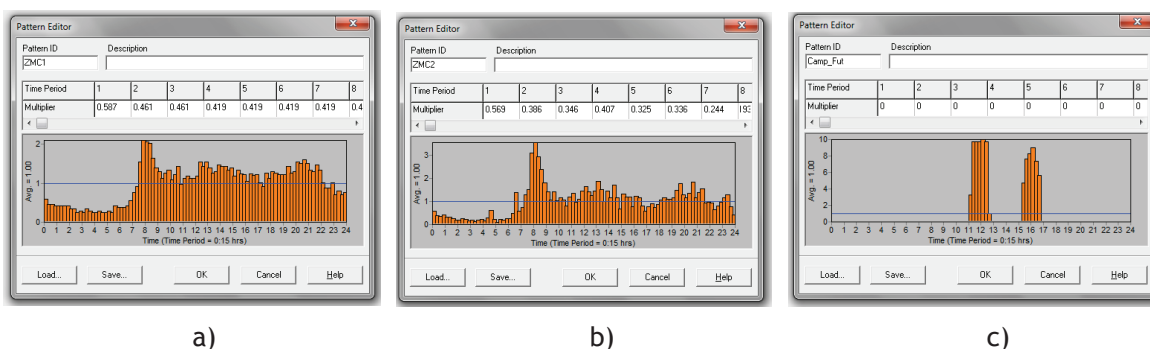


Figura 5.16 - Padrões de Consumo: (a) ZMC1; (b) ZMC2; (c) Grande Consumidor - Campo de Futebol. Diagramas retirados no software Epanet 2.0.

5.3 Calibração do modelo

Concluída a fase de construção do modelo hidráulico da ZMC Valongo, procedeu-se à sua calibração, tendo escolhido a 4ª feira, dia 8 de fevereiro do presente ano, como o dia de referência, por ser aquele onde se dispõe do maior número de registos de pressão e de caudal.

De modo a caracterizar os perfis de pressão a diferentes cotas, foram instalados registadores de pressão em pontos diferenciados da rede de abastecimento, conforme se ilustra na **Figura 5.17**. Esta informação foi utilizada para validar os resultados finais obtidos no modelo criado, ou seja, para fazer a calibração do mesmo.



Figura 5.17 - Registadores de pressão instalados nos pontos críticos da ZMC.

Ao todo foram instalados oito registadores de pressão, seis na ZMC-1 e dois na ZMC-2, como se pode observar na Figura 5.18. A localização dos mesmos foi definida em função da dimensão e da topografia da respetiva ZMC.

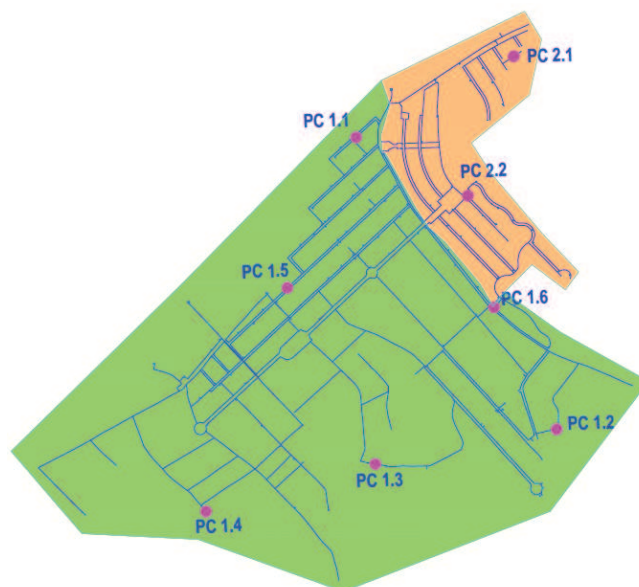


Figura 5.18 - Localização dos PC na ZMC do Valongo.

Na calibração foram utilizados os padrões de consumo de cada uma das ZMC, os padrões de cotas piezométricas associados a cada ponto de entrada e os dados de pressão relativos ao dia tipo para diferentes pontos críticos da rede. Na Tabela 5.2 listam-se os pontos críticos, PC, as respetivas cotas e efetua-se a interligação à nomenclatura usada nos nós do modelo:

Tabela 5.2 - Associação dos PC das ZMC aos nós do modelo e respetivas cotas.

PC ZMC-1		Cota (m)
PC ZMC1 1.1	Nó N193	390,2
PC ZMC1 1.2	Nó N167	354,0
PC ZMC1 1.3	Nó N452	345,4
PC ZMC1 1.4	Nó N336	365,8
PC ZMC1 1.5	Nó N4	373,5
PC ZMC1 1.6	Nó N124	377,5

PC ZMC-2		Cota (m)
PC ZMC2 2.1	Nó N23	390,4
PC ZMC2 2.2	Nó N99	375,6

Nos gráficos seguintes, **Figura 5.19** e **Figura 5.20**, apresentam-se os dados de pressão recolhidos nos pontos críticos da rede e o perfil de consumo e pressão na entrada da ZMC correspondente.

PRESSÃO - ZMC 1 - 8 de fevereiro de 2012

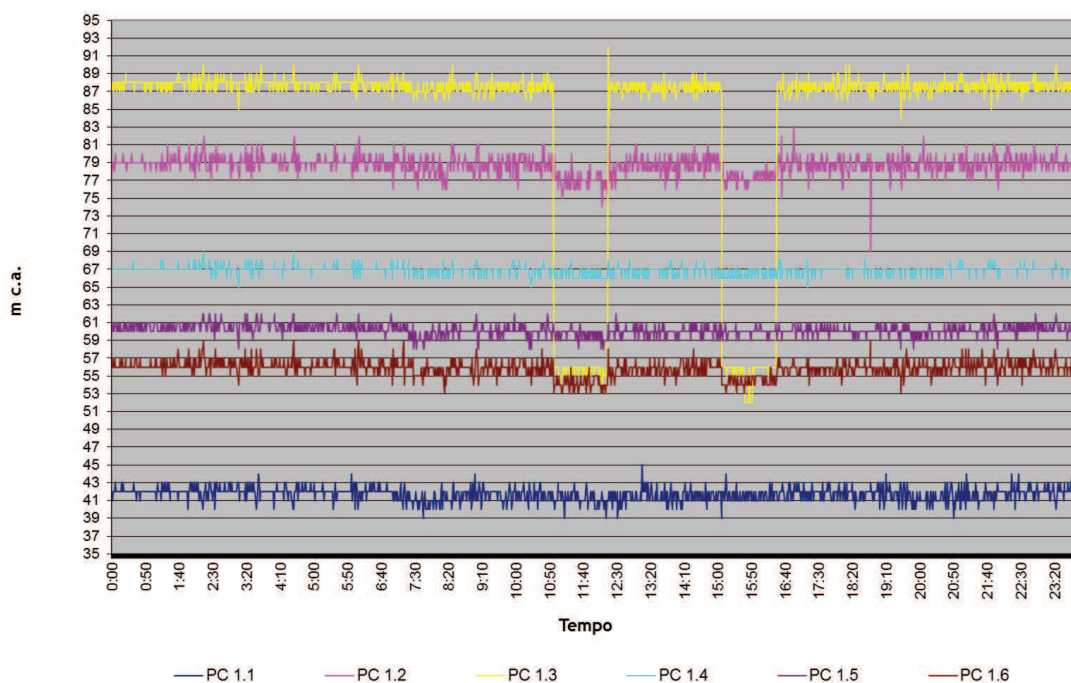


Figura 5.19 - Perfis de pressões medidas nos pontos críticos da ZMC-1.

PRESSÃO - ZMC 2 - 8 de fevereiro de 2012

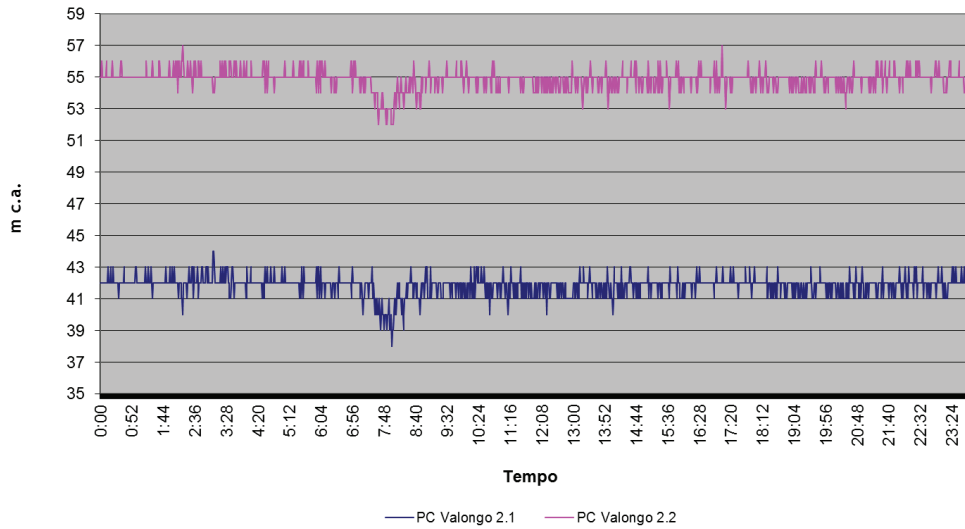


Figura 5.20 - Perfis de pressões medidas nos pontos críticos da ZMC-2.

Ao comparar os resultados obtidos no modelo com os observados no terreno, foram detetadas duas situações que não correspondiam à realidade da rede de distribuição. A primeira situação foi a existência de uma travessia na Rua da Circunvalação, conforme **Figura 5.22**. A suspeita da existência dessa travessia, surge na tentativa de explicar a ausência de alteração das pressões registadas no PC 1.4, sempre que o grande consumidor Complexo Desportivo efetua consumos elevados, **Figura 5.21**.

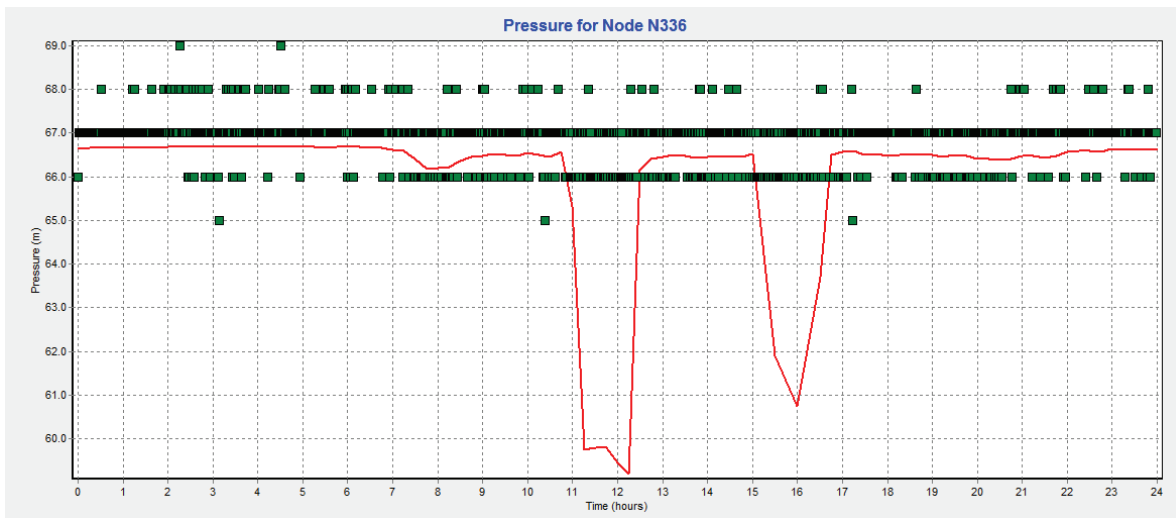


Figura 5.21 - Registo de pressão no PC 1.4 no cenário de inexistência de travessia. Gráfico obtido do *software* Epanet 2.0.

Caso essa travessia não existisse, toda a água seria obrigada a circular pela zona abaixo da Rua da Circunvalação, através da conduta instalada na rotunda mais próxima da Rua Cunha e Castro/Rua Cristóvão Colombo (seta). Na **Figura 5.22** apresentam-se a velocidade e a pressão, em hora de maior consumo, estimadas na rede para o caso de inexistência da travessia, verificando-se que o caudal e a velocidade de escoamento na conduta assinalada com a seta seriam de 4,84 l/s e 0,93 m/s, respetivamente, ambos superiores ao caudal e à velocidade

máximas admissíveis para a conduta instalada - PVC DN 90 (igual a 4,2 l/s e 0,74 m/s) (RGSPDADAR).

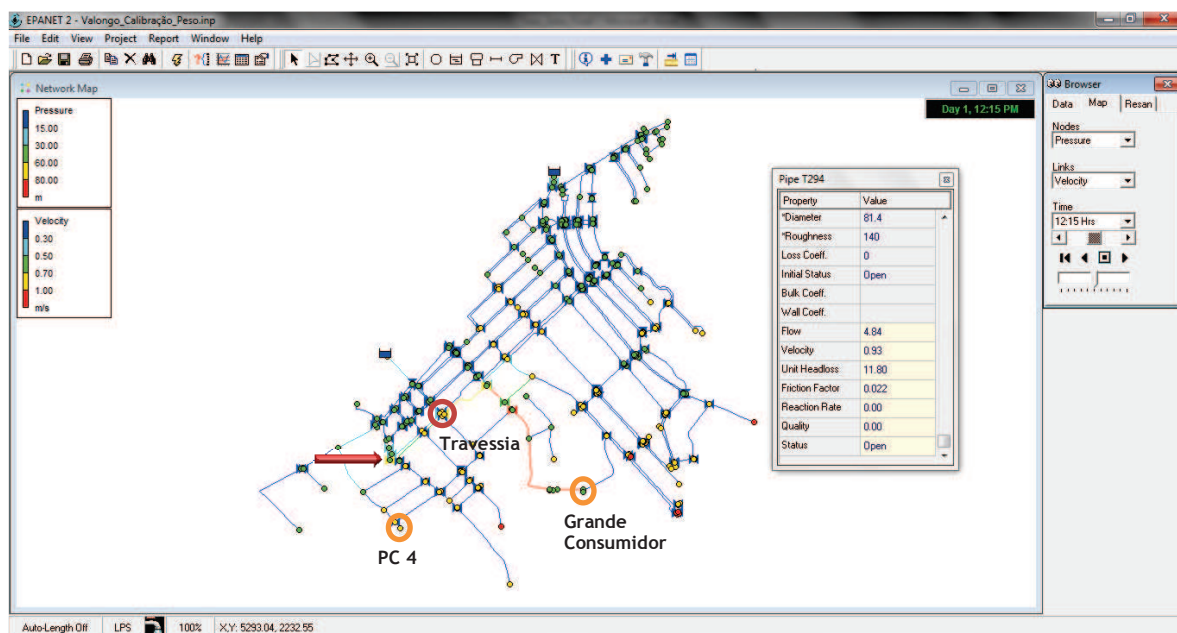


Figura 5.22 - Velocidades nos troços e pressões nos nós para o caso do cenário base. Diagrama retirado do software Epanet 2.0

Por outro lado, a inexistência da travessia no local assinalado, iria provocar um abaixamento de pressão nos PC da ZMC sempre que Complexo Desportivo efetuasse consumos elevados, situação que não se observou nos registos de pressão existentes. Para confirmar a presença da travessia, realizaram-se no local, testes de abertura e fecho de válvulas, validando-se assim, a existência da mesma. Atualizando o modelo, com a inclusão da travessia, o caudal passou a ser transportado maioritariamente pela mesma, observando-se valores de velocidade, em horário de maior consumo, dentro do admissível para o material e diâmetro existentes de acordo com o RGSPDADAR.

A segunda situação, refere-se ao facto do PC 1.3, correspondente ao Nó N452, ter uma quebra de pressão excessivamente acentuada quando o grande consumidor faz consumos elevados, situação que não se verificava no modelo inicial, conforme Figura 5.23.

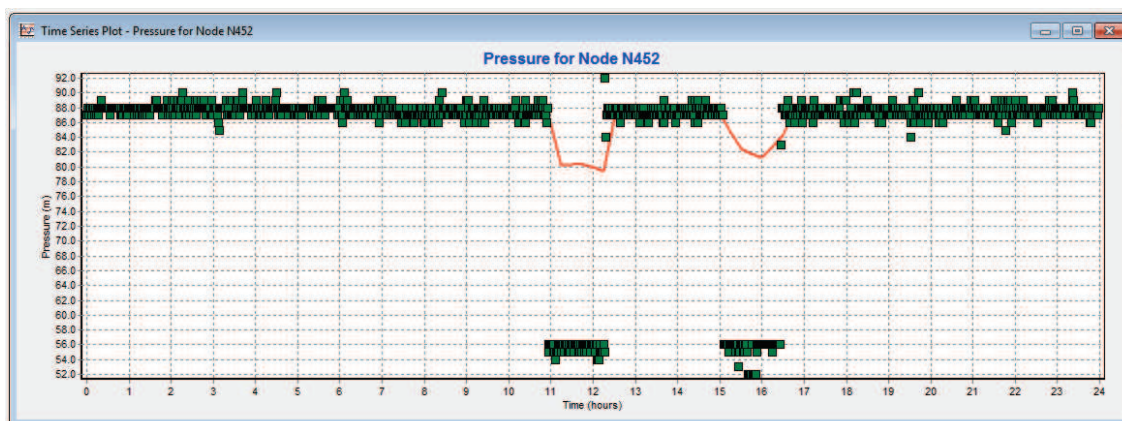


Figura 5.23 - Registo de pressão no PC 1.3 no cenário de válvula aberta. Gráfico obtido do software Epanet 2.0.

Para perceber o que estava a acontecer, executaram-se pesquisas no campo, verificou-se que a válvula junto ao referido Complexo estava fechada, obrigando o caudal a passar todo pela Rua do Complexo Desportivo, conforme se ilustra na **Figura 5.24**, não passando nada pela Rua da Associação R.C.B. Valongo, confirmando o registo no PC 1.3 - **Figura 5.25**.

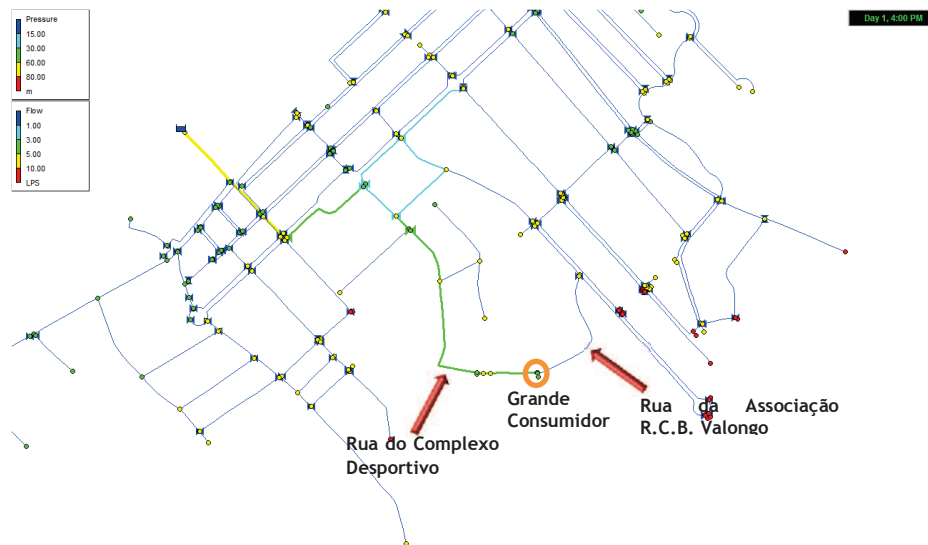


Figura 5.24 - Percurso do caudal para abastecer o grande consumidor. Diagrama retirado do *software* Epanet 2.0

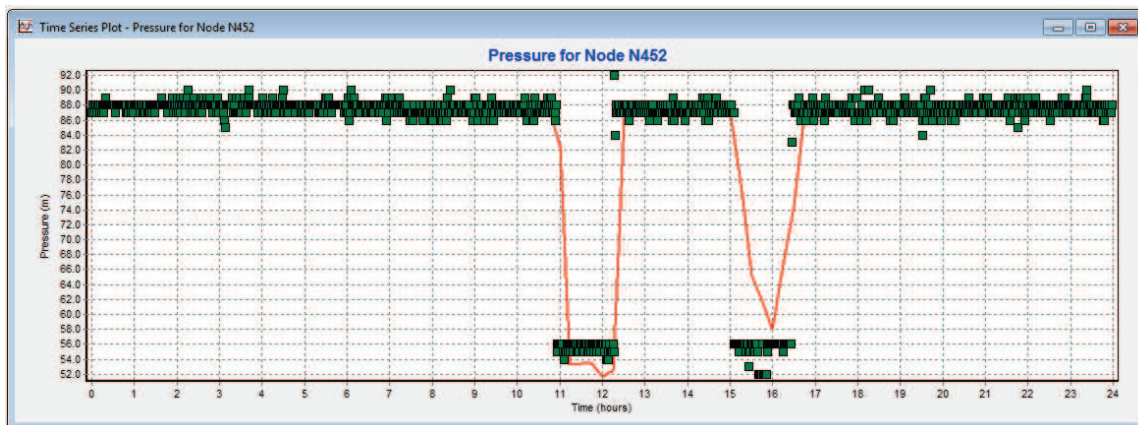


Figura 5.25 - Registo de pressão no PC 1.3 no cenário de válvula fechada - cenário real.

Realizados os respetivos acertos no modelo, pode-se considerar que a calibração foi concretizada com sucesso. Assim, a **Tabela 5.3**, relatório de calibração, lista os vários erros estatísticos entre os valores de simulação e os dados de medição, no dia 8 de fevereiro, em cada localização. Os elementos estatísticos listados para cada local de medição são o número de observações, a média dos valores observados, a média dos valores simulados, o erro médio absoluto entre cada valor observado e simulado (desvio absoluto médio em relação ao valor simulado) e a raiz quadrada da média dos quadrados dos erros (raiz quadrada da média dos quadrados do erro entre os valores observados e simulados - desvio padrão em relação aos valores simulados).

Tabela 5.3 - Valores médios resultantes da calibração do modelo, para os diferentes PC, e os observados, bem como os respectivos erros médios absolutos e o desvio padrão. Tabela obtida a partir do *software* Epanet 2.0.

Location	Num Obs	Observed Mean	Computed Mean	Mean Error	RMS Error
N12	96	47.89	47.02	0.888	1.383
N23	1440	41.82	41.49	0.743	1.150
N99	1440	54.86	56.29	1.643	1.794
N6	96	67.93	67.66	0.372	0.522
N193	1440	41.70	42.23	0.767	0.939
N167	1440	78.63	78.27	0.784	1.074
N452	1440	83.98	84.14	1.799	4.474
N336	1440	66.88	66.75	0.405	0.566
N4	1440	60.17	58.96	1.236	1.387
N124	1440	55.82	54.77	1.115	1.353
Network	11712	60.44	60.31	1.054	1.946

Correlation Between Means: 0.999

Na **Figura 5.26** apresenta-se a comparação entre os valores observados e simulados para as pressões nos pontos críticos.

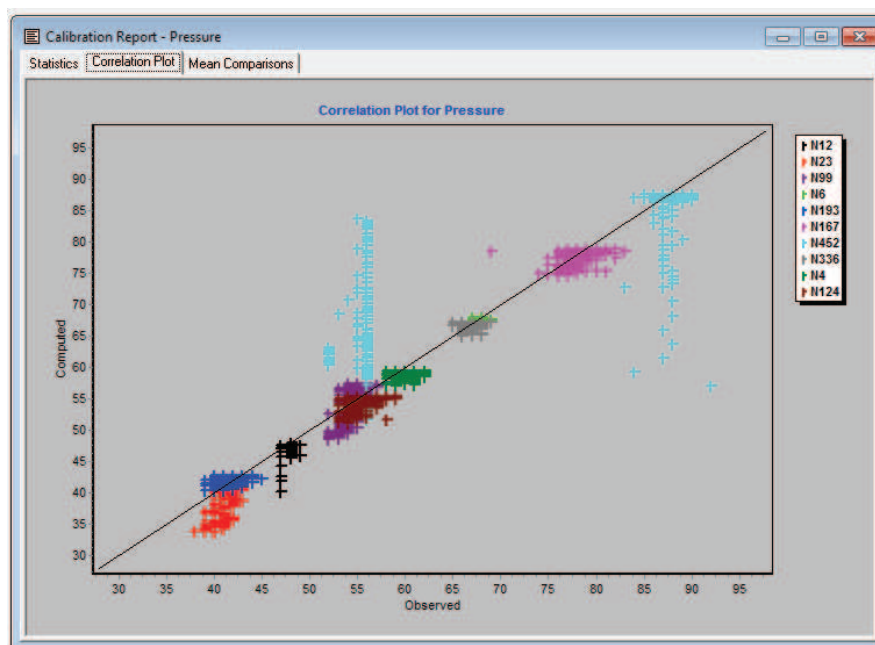


Figura 5.26 - Correlação entre os dados de pressão reais e simulados para as pressões nos pontos críticos. Gráfico obtido a partir do *software* Epanet 2.0.

No gráfico da **Figura 5.27** apresenta-se a comparação entre os valores médios observados e simulados para as pressões nos pontos críticos.

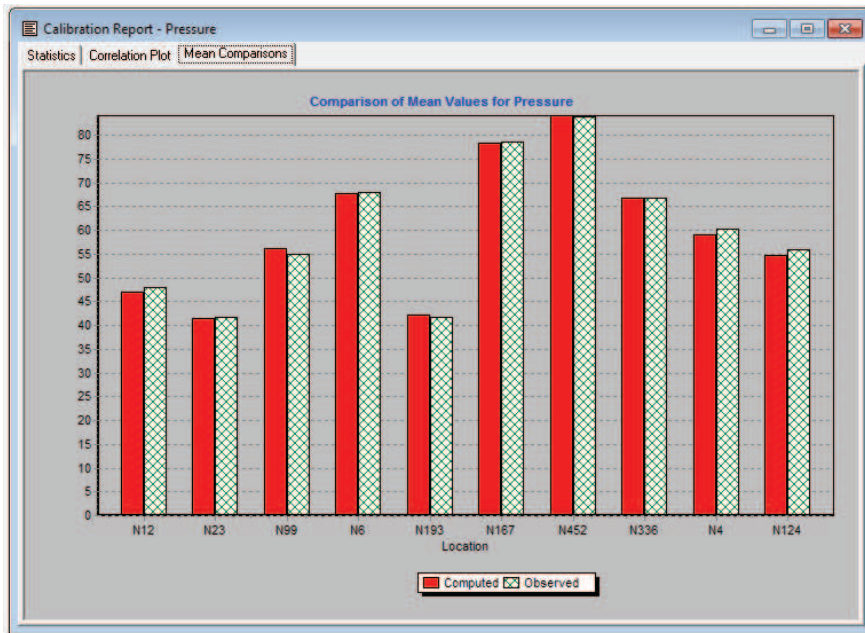


Figura 5.27 - Valores de pressão média observada e simulada para os diferentes pontos críticos. Gráfico obtido a partir do software Epanet 2.0.

Relativamente ao caudal, este também foi considerado para a calibração, para tal consideraram-se os caudais registados nas entradas das ZMC 1 e 2 e obtiveram-se os resultados de calibração que se apresentam na Tabela 5.4, Figura 5.28 e na Figura 5.29.

Tabela 5.4 - Comparação entre os valores de caudal medidos e os obtidos pelo software, para as entradas das ZMC. Gráfico obtido através do software Epanet 2.0.

Location	Num Obs	Observed Mean	Computed Mean	Mean Error	RMS Error
T332	96	3.09	3.09	0.004	0.005
T158	96	1.09	1.09	0.004	0.005
Network	192	2.09	2.09	0.004	0.005

Correlation Between Means: 1.000

A Tabela 5.4 lista os vários erros estatísticos entre os valores de simulação e os dados de medição, no dia 8 de fevereiro, em cada localização. Os elementos estatísticos listados para cada local de medição são o número de observações, a média dos valores observados, a média dos valores simulados, o erro médio absoluto entre cada valor observado e simulado (desvio absoluto médio em relação ao valor simulado) e a raiz quadrada da média dos quadrados dos erros (raiz quadrada da média dos quadrados do erro entre os valores observados e simulados - desvio padrão em relação aos valores simulados).

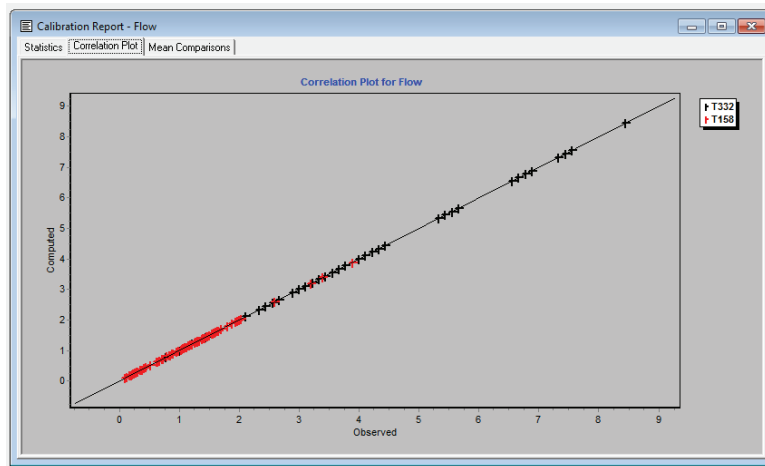


Figura 5.28 - Correlação dos caudais das entradas das ZMC. Gráfico obtido através do software Epanet 2.0.

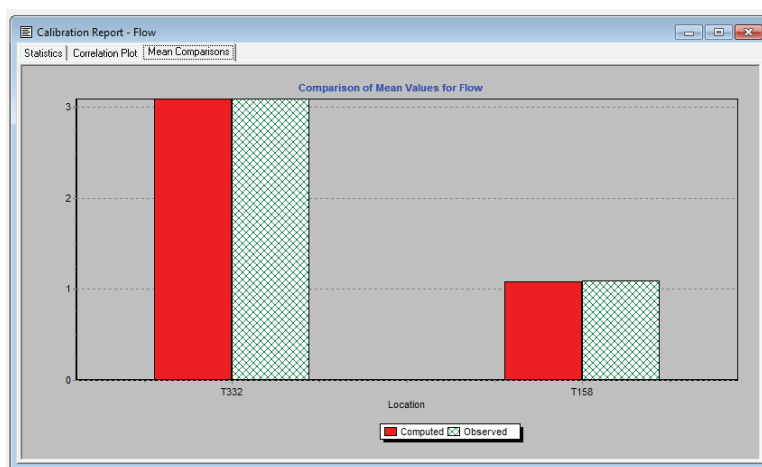


Figura 5.29 - Gráfico de comparação dos valores médios dos caudais medidos e modelados. Gráfico obtido através do software Epanet 2.0.

Também se pode verificar que o comportamento do caudal, medido ao longo do dia, coincide com o caudal modelado nos respetivos troços de entrada das ZMC, conforme se pode analisar nos gráficos seguintes da Figura 5.30 e da Figura 5.31.

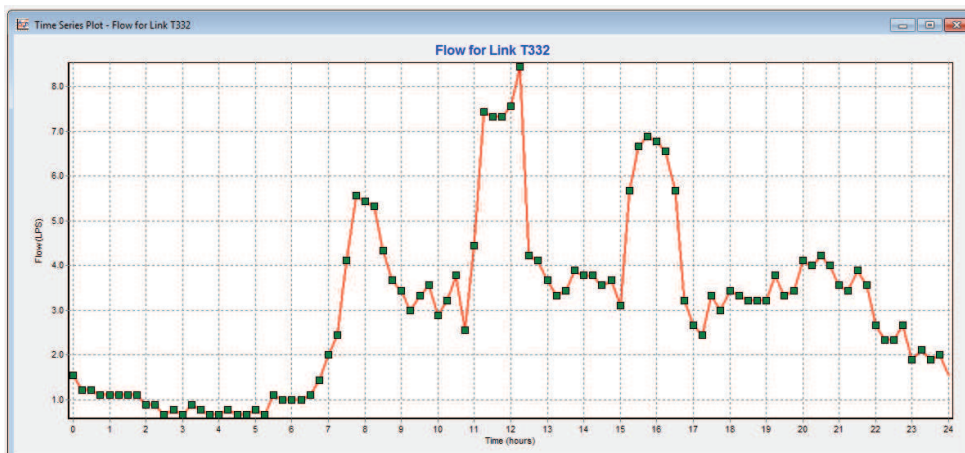


Figura 5.30 - Gráfico de caudal à entrada da ZMC 1, comparação do valor medido com o modelado. Gráfico obtido através do software Epanet 2.0.

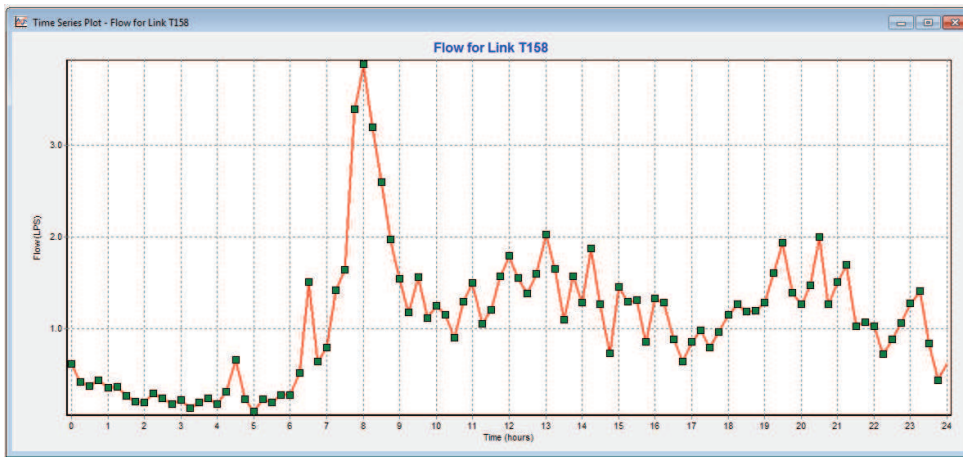


Figura 5.31 - Gráfico de caudal à entrada da ZMC 2, comparação do valor medido com o modelado. Gráfico obtido através do *software* Epanet 2.0.

Tendo em conta as alterações efetuadas no modelo inicial e a comparação com os resultados obtidos no terreno, conseguiu-se chegar a um modelo que reflete o comportamento da rede de distribuição de água em estudo, tanto a nível de pressões como de caudal. Assim, pode concluir-se que o modelo simulado encontra-se calibrado.

5.4 Análise de resultados

Uma rede de distribuição devidamente modelada, tem como vantagem imediata o aprofundamento do conhecimento sobre o seu funcionamento, ou seja, o ganho de sensibilidade ao seu comportamento. O modelo reúne, num único suporte, uma diversidade de informação compilada com o objetivo de entender o sistema (Coelho et al, 2006).

Após o modelo estar calibrado, pode iniciar-se a sua análise através da realização de simulações.

ANÁLISE DE CAUDAIS

Iniciou-se a análise de caudais observando a rede na hora de maior consumo. Na **Figura 5.32**, apresentam-se os caudais à hora de maior consumo, 8 horas, para as ZMC 1 e 2. Como se pode observar, os troços que transportam maior caudal, são os que representam as condutas principais da rede e também, como era de prever, os caudais são mais baixos nos extremos da rede. Para que a água não perca qualidade nesses locais, deverá promover-se maior circulação de caudal, para isso pode prever-se a ligação das pontas de rede, tornando-a numa rede emalhada.

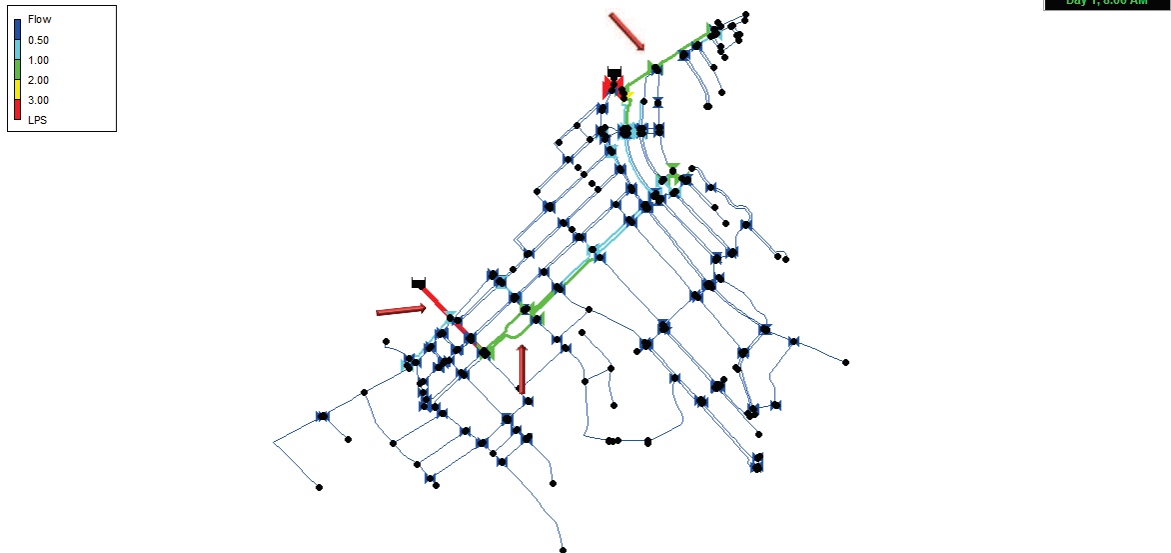


Figura 5.32 - Representação do caudal na hora de maior consumo.

ANÁLISE DA VELOCIDADE

Relativamente à velocidade e tendo em conta o RGSPDADAR, a velocidade máxima (U_{max}) = $0,127 \times D^{0,4}$, onde U é a velocidade média do escoamento em m/s e D é o diâmetro interno da tubagem em mm, obtêm-se velocidades muito baixas na rede, mesmo à hora de maior consumo, conforme se ilustra na Figura 5.33. A maioria das tubagens tem uma velocidade inferior a 0,3 m/s, valor mínimo recomendado pelo Decreto Regulamentar nº 23/95, de 23 Agosto, devendo prever-se nas mesmas, descargas periódicas. As velocidades baixas devem-se ao facto dos consumos serem baixos e a rede estar sobredimensionada.

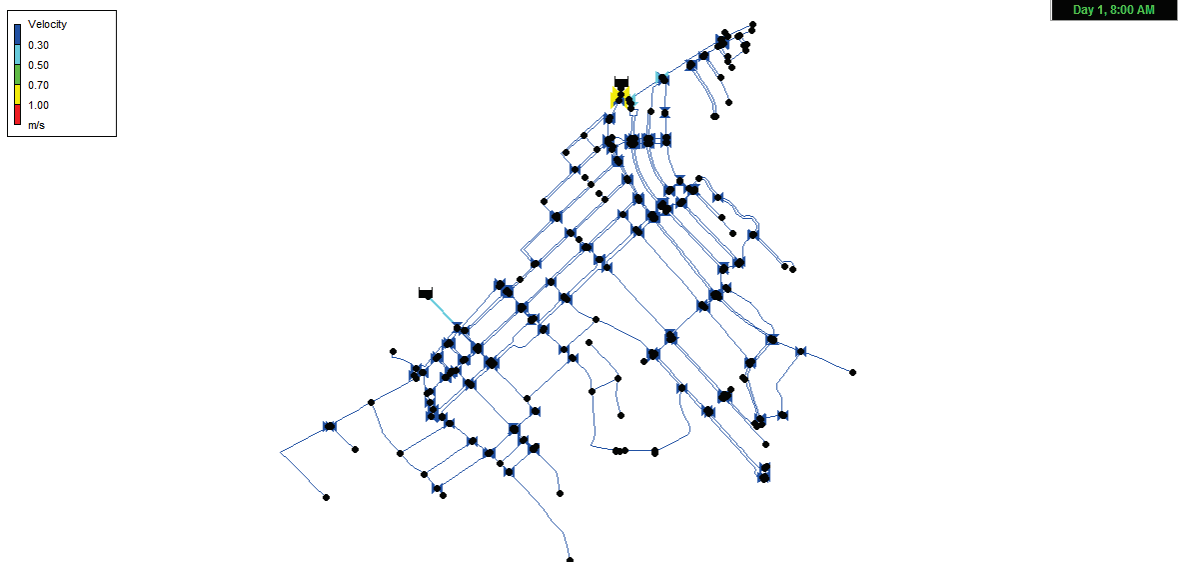


Figura 5.33 - Distribuição espacial da velocidades às 8 horas.

ANÁLISE DA PERDA DE CARGA

Em redes de distribuição cuja capacidade se encontra praticamente no seu limite, a perda de carga tem grande significado principalmente no cálculo das pressões. Na rede em questão e tendo em conta que a velocidade nos troços é muito baixa (caudais baixos para o diâmetro que as condutas possuem), prevê-se que a perda de carga não tenha grande significado. A Figura

5.34 apresenta a perda de carga unitária, igualmente à hora de maior consumo, confirmando que se trata de um sistema com pequenas perdas de carga, tendo assim, margem para crescimento dos consumos.

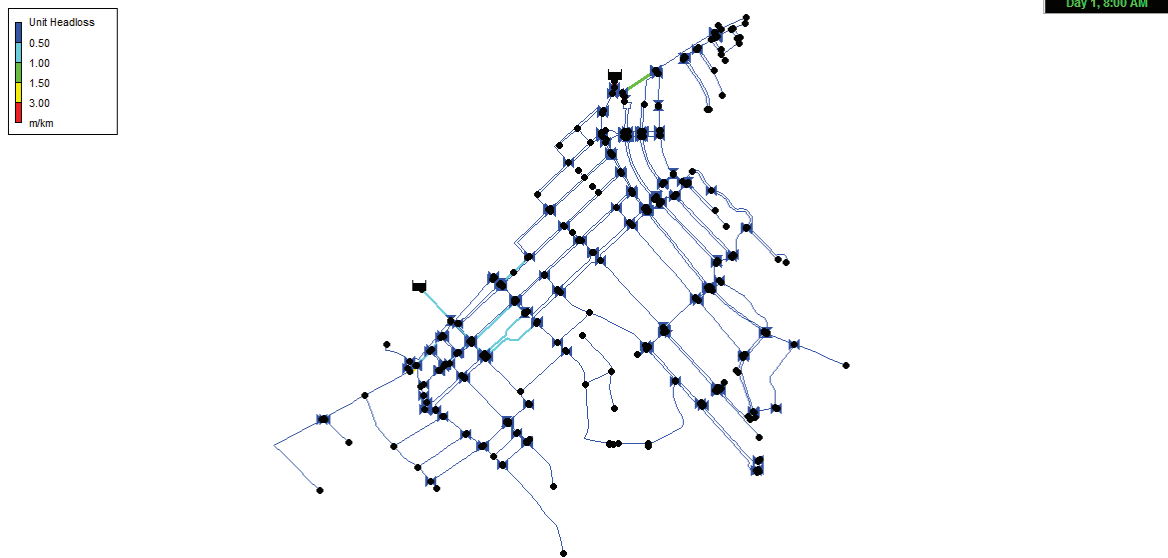


Figura 5.34 - Representação da perda de carga unitária nas condutas, na hora de maior consumo.

ANÁLISE DA PRESSÃO

Analisando os valores da pressão disponível nos nós de consumo, pode observar-se na Figura 5.35 que existe uma grande quantidade de nós de junção que registam um valor de pressão superior à regulamentada, Decreto Regulamentar nº 23/95, de 23 Agosto, o qual indica que a pressão mínima (m c.a.) em cada ramal de ligação deverá ser de $10 + 4n$, sendo n o número de pisos servidos acima da cota de soleira, e que a pressão máxima deverá ser de 60 m c.a.. Como a maioria das construções têm dois pisos acima da cota de soleira, a pressão mínima que deverá garantir-se em cada ramal de ligação é de 18 m c.a.. Assim, observa-se que todos os nós têm uma pressão superior à mínima regulamentar, na hora de maior consumo, sendo sempre igual ou superior a 30 m c.a..

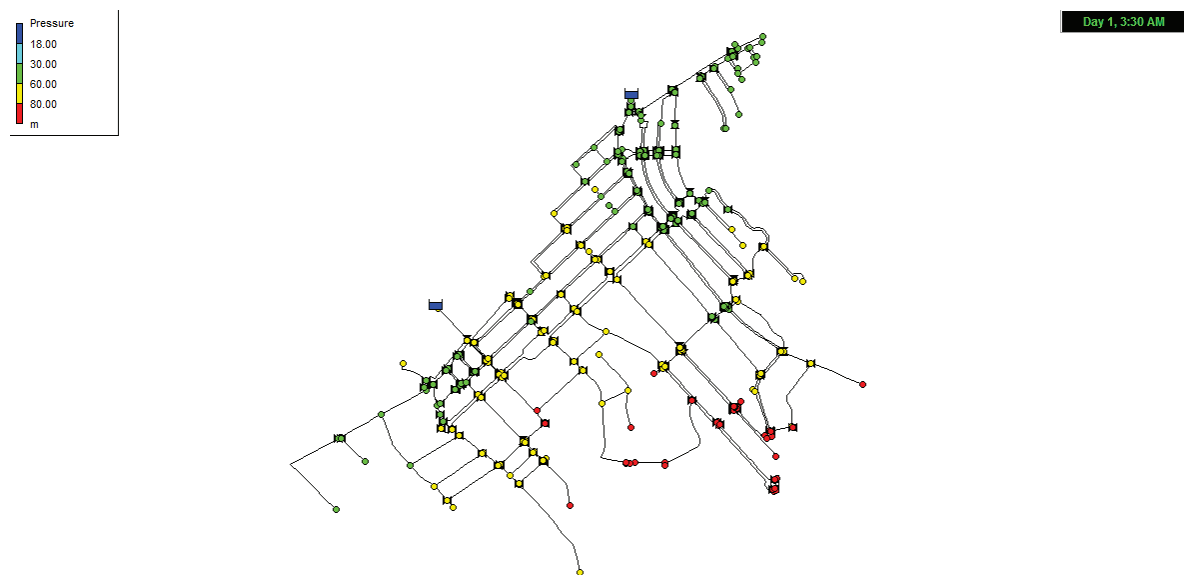


Figura 5.35 - Representação da pressão nos nós, na hora de maior consumo.

Relativamente aos valores para a pressão máxima, que é analisada nas horas de menor consumo, o mapa das isolinhas que se apresenta na **Figura 5.36** confirma que à hora de menor consumo (3:30 h), quando as pressões são mais elevadas, existe uma grande percentagem de nós com pressão superior a 60 m c.a.. Como se pode observar, existe uma grande quantidade de nós cuja pressão máxima varia entre 60 m c.a. e 80 m c.a. (nós que se encontram na mancha amarela da **Figura 5.36**) e ainda um conjunto de nós cuja pressão máxima está acima dos 80 m c.a. (nós localizados na mancha vermelha da **Figura 5.36**).

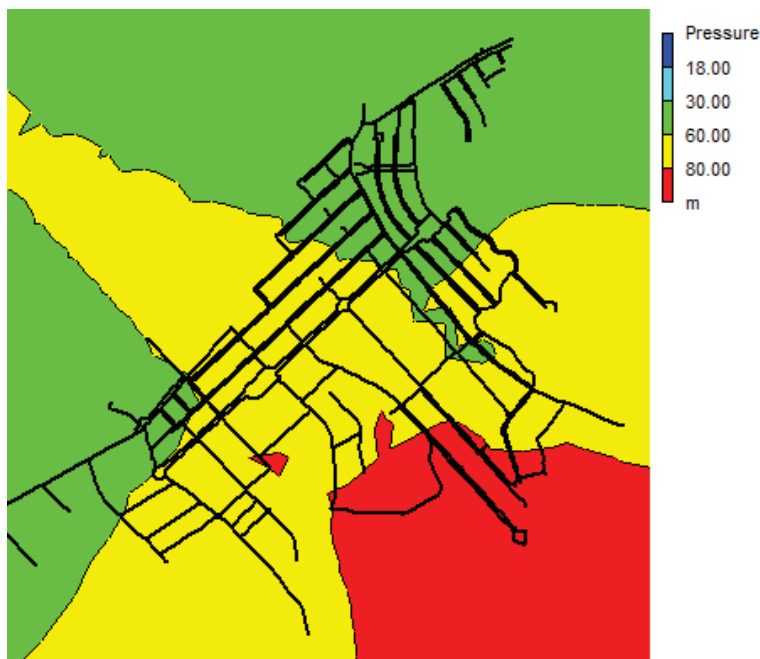


Figura 5.36 - Mapa das isolinhas de pressão, na hora de menor consumo.

Como já foi referido anteriormente, uma das estratégias para combater as perdas de água é a realização do controlo das pressões. Tendo em conta que o sistema em análise tem pressões elevadas, há necessidade de as diminuir, para tal colocaram-se, no modelo da rede, duas válvulas redutoras de pressão, VRP, à entrada das ZMC-1 e ZMC-2, de forma a limitar a pressão máxima a 60 m c.a..

A **Figura 5.37** e a **Figura 5.38** apresentam a pressão obtida nos nós da rede, na hora de menor consumo, após a colocação das VRP. Como se pode observar na **Figura 5.38** e comparando-a com a **Figura 5.36**, verifica-se que nos nós onde a pressão, antes da colocação das VRP, variava entre 60 e 80 m c.a., após a sua colocação tem valores inferiores a 60 m c.a. Nos nós onde a pressão era superior a 80 m c.a. passou a estar compreendida entre 60 e 80 m c.a.. Não é possível baixar mais a pressão na VRP, uma vez que a pressão mínima, no ponto mais alto, está próxima de 18 m c.a. (mancha azul claro).

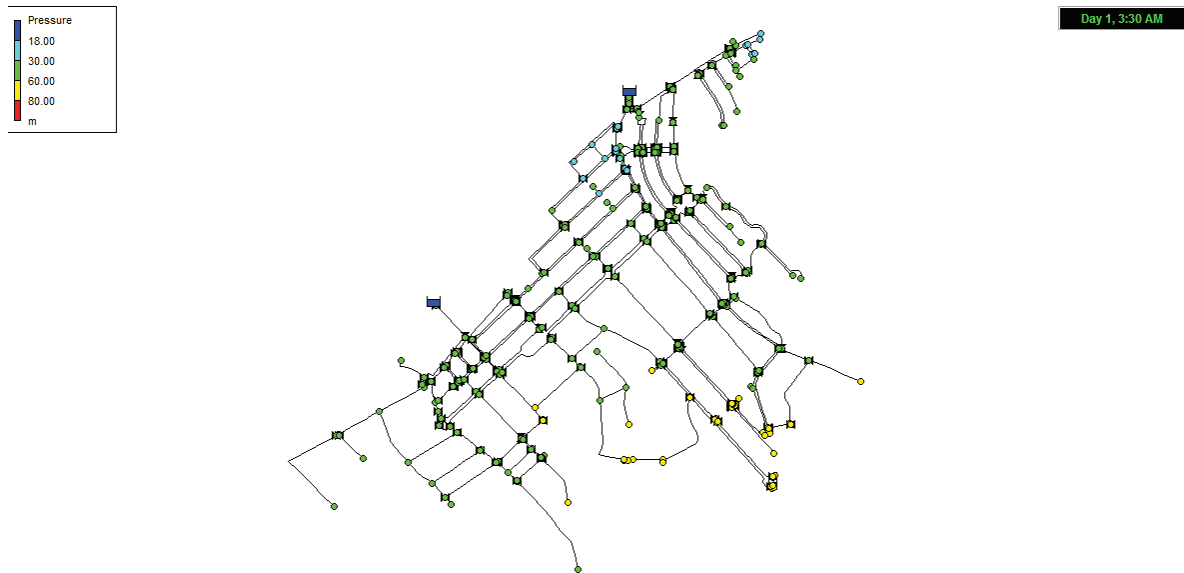


Figura 5.37 - Representação das pressões máximas nos nós de junção da rede após a instalação de uma VRP à entrada das ZMC-1 e ZMC-2.



Figura 5.38 - Mapa das isolinhas de pressões após a instalação das VRP.

Ainda é possível melhorar as pressões na ZMC-1, instalando outra VRP para a zona que está acima dos 60 m c.a., ou refazendo a divisão das ZMC de forma a poder reduzir mais a pressão na VRP à entrada da ZMC-1 e assim, não ter o custo adicional de mais uma VRP.

De forma a otimizar as pressões, refaz-se a delimitação das ZMC, conforme Figura 5.39, transferindo a zona onde a pressão era menor para a ZMC-2, e assim poder baixar a pressão na entrada da ZMC-1.

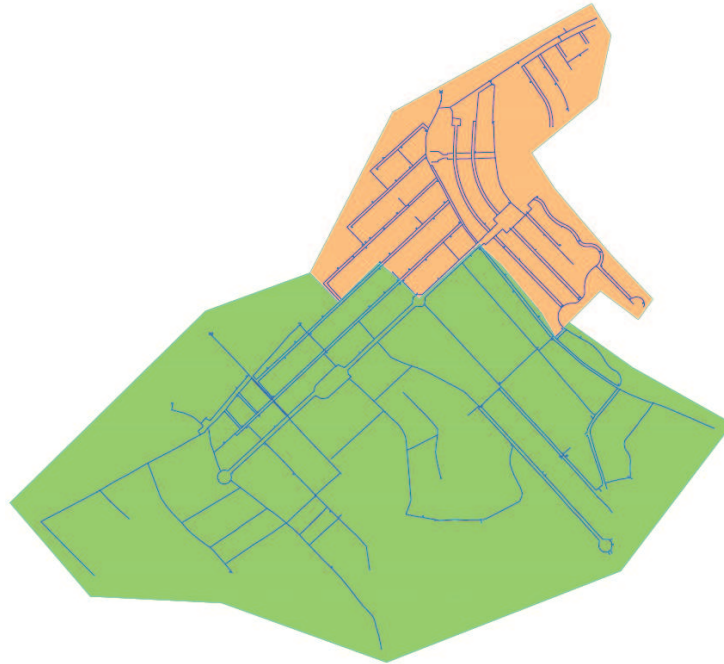


Figura 5.39 - Nova delimitação das ZMC.

Assim, baixando a pressão em 35 m c.a. na entrada da ZMC-1 e 10 m c.a. na ZMC-2, obtém-se as seguintes pressões apresentadas nas Figura 5.40 e Figura 5.41.

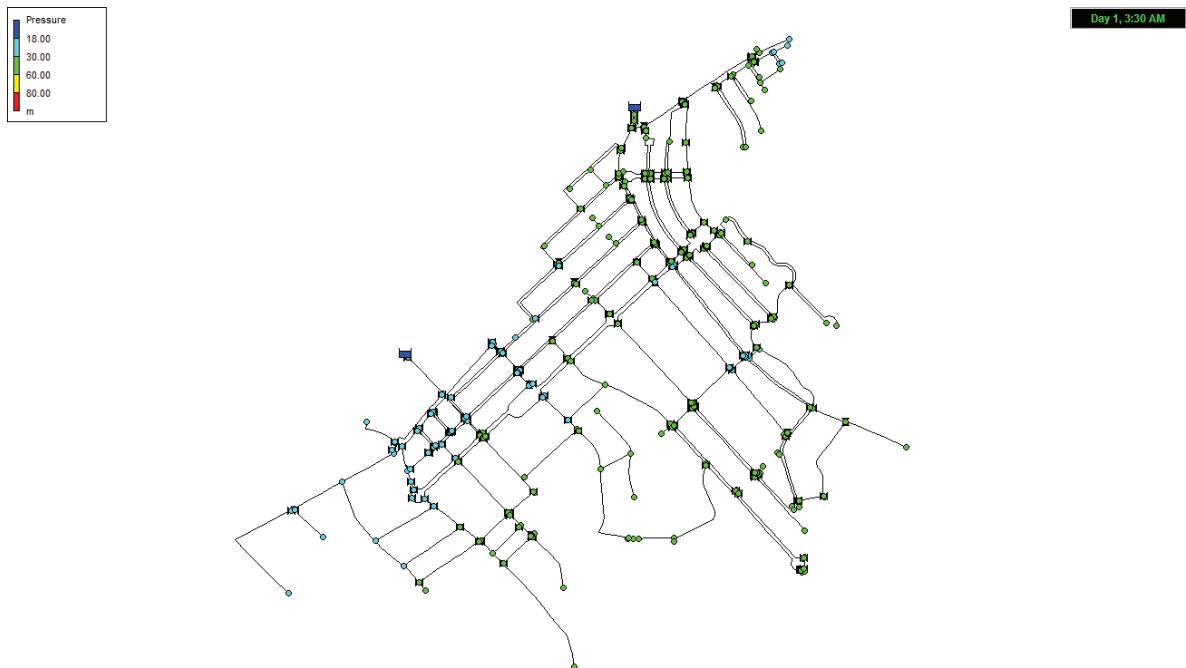


Figura 5.40 - Representação das pressões máximas nos nós de junção da rede após alteração da delimitação das ZMC.

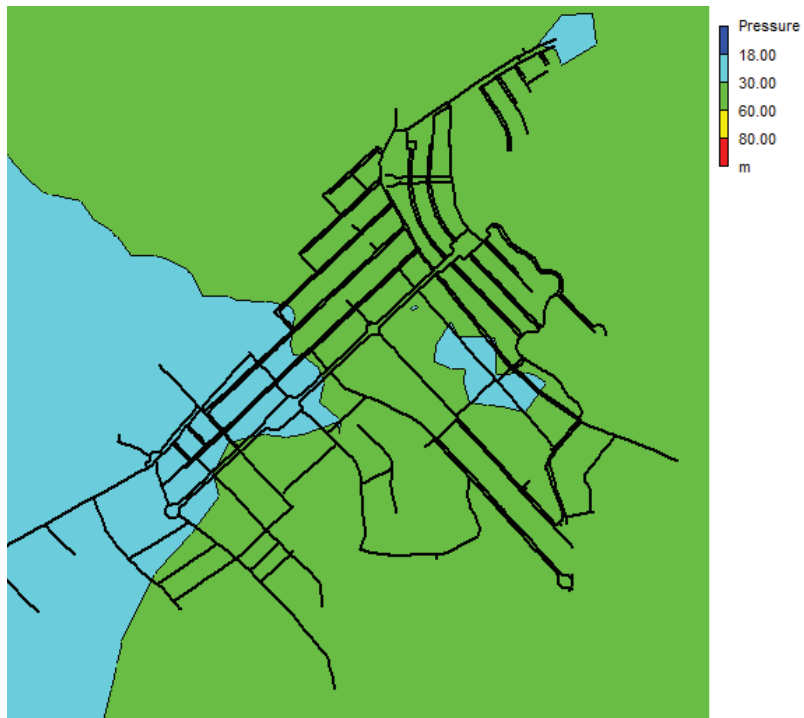


Figura 5.41 - Mapa das isolinhas de pressões após alteração da delimitação das ZMC.

Com esta alteração, consegue-se otimizar as pressões, garantindo o RGSPDADAR, e sem adicionar mais nenhuma VRP. Podemos entender que, esta será a solução mais adequada e economicamente mais vantajosa.

6 Conclusões e perspectivas de trabalho futuro

A construção de um modelo hidráulico para um sistema de distribuição de água, é um processo complexo e exigente, mas após o modelo se encontrar construído e convenientemente calibrado, será possível retirar do mesmo inúmeras vantagens. Facilmente se obterá o retorno do investimento realizado inicialmente, tornando a utilização do modelo num instrumento que permitirá às empresas atingir patamares mais elevados, na constante procura da excelência na prestação dos seus serviços.

O sucesso do trabalho, permitiu ampliar a visão sobre o conceito de sectorização de uma rede de abastecimento de água, reforçando a necessidade premente de intervir na redução dos índices de água não faturada, e conseqüentemente, na utilização da modelação hidráulica como ferramenta de suporte.

No âmbito do projeto foram debatidas diversas temáticas inerentes à gestão de redes de abastecimento, analisados e relacionados distintos *outputs* oriundos dos sistemas de informação disponíveis, identificando-se o trabalho de adaptação que terá de ser desenvolvido no futuro.

No Valongo, a implementação de duas ZMC e a construção do modelo hidráulico, permitiu identificar alguns troços de condutas que não estavam cadastrados no SIG.

A necessidade de obter dados de consumo por ramal para alimentação do modelo, obrigou à execução de um trabalho exaustivo no terreno, que permitiu complementar o SIG com todos os ramais de consumo do Valongo, bem como, corrigir alguns erros existentes no sistema de gestão de clientes- Aquamatrix. Esta tarefa, possibilitou ainda, uniformizar a informação nos dois sistemas de gestão, facilitando uma futura ligação entre eles, que auxiliará a tomada de decisão a diferentes níveis.

Adicionalmente, a construção do modelo hidráulico na ZMC Valongo, dividida em ZMC-1 e ZMC-2, veio dotar os SMCB de uma ferramenta de apoio à gestão, que permitirá sustentar de forma cabal todas as decisões inerentes a alterações de exploração nesta zona da cidade. Exemplo disso, é a aprovação de licenciamentos de construção, podendo o modelo ser utilizado para simular o aumento dos consumos de água nessa zona da rede.

As conclusões resultantes da aplicação do modelo e do processo de calibração, poderão servir no futuro, para validar algumas situações que possam não estar consideradas no cadastro atual, tais como, válvulas fechadas, travessias ou ligações entre outras e verificar a ocorrência de situações anómalas na rede, tais como consumos de clientes superiores aos valores autorizados.

Da análise do modelo hidráulico construído, sugere-se a concretização de algumas medidas de forma a melhorar o comportamento hidráulico do sistema de distribuição de água, nomeadamente a ligação das pontas de rede para evitar pontos mortos nas extremidades de jusante, ou seja, pontos com velocidade nula, os quais têm como consequência a deposição e estagnação da água e conseqüente degradação da sua qualidade. Até esta medida estar implementada, há necessidade de fazer descargas na rede com uma periodicidade regular. Outra medida que deve ser executada para dar cumprimento ao RGSPDADAR, é a instalação de VRP,

pois a pressão nas ZMC em estudo é muito elevada, a qual apresenta grandes inconvenientes, como a produção de ruídos nas redes interiores dos edifícios e a deterioração (desgaste) das tubagens, válvulas e outros equipamentos e, simultaneamente contribui para o aparecimento de fugas.

Esta é apenas uma sugestão que o trabalho realizado permitiu concluir, estando ciente dos constrangimentos que se possam apresentar, dado o investimento financeiro que é necessário fazer-se e a atual situação económica das entidades/empresas públicas.

Com este trabalho, construiu-se um modelo hidráulico calibrado para a zona do Valongo da Cidade de Castelo Branco, podendo a entidade gestora, SMCB, tirar partido do mesmo, quer seja ao nível da operação da rede, quer seja ao nível da gestão (por exemplo, sugerir o alargamento da malha urbana assim como definir o número máximo de pisos de possíveis urbanizações a ligar a esta zona), permitindo-lhe atingir um nível mais elevado na prestação dos seus serviços.

Relativamente a trabalhos futuros, seria interessante fazer-se um estudo semelhante para toda a cidade de Castelo Branco. Tendo em conta o trabalho efetuado, seria também uma mais valia para a entidade gestora, que se realizasse o modelo para a qualidade da água desta zona e posteriormente que se estendesse esse estudo para toda a cidade de Castelo Branco.

7 Bibliografia

- Alegre, H. (1986). Modelos de Simulação de Sistemas de Distribuição de Água - Métodos de Avaliação e Distribuição de Consumos na Rede. Informação Técnica e Científica de Hidráulica (ITH 25), LNEC, Lisboa, Portugal.
- Alegre, H., Hirner, W., Baptista, J.M.; Parena, R. (2004). Indicadores de desempenho para serviços de abastecimento de água - Série Guias Técnicos nº 1, LNEC, IRAR, Lisboa.
- Alegre, H., Coelho, S.T., Almeida, M.C., Vieira, P. (2005). Controlo de perdas de água em sistemas públicos de adução e distribuição. Série Guias Técnicos nº 3, Edições IRAR, Lisboa.
- Baptista, J. M. e Alegre, H. (2000). Seleção de materiais de tubagens para sistemas de abastecimento de água. 9º Encontro Nacional de Saneamento Básico, Loures 21 a 24 Novembro.
- Cesario, L. (1995). Modeling, Analysis, and Design of Water Distribution Systems. American Water Works Association, Denver, EUA.
- Coelho, S.T. (1990). Um sistema para análise e previsão de consumos em sistemas de abastecimento de água. Informação Científica de Hidráulica INCH 3, LNEC, Lisboa (116 pág.). ISBN 972-49-1340-6.
- Coelho, S.T., Alegre, H., Pinheiro, I. (1994). Caracterização das origens de perdas nas redes de distribuição de água. Relatório NHS 196/94, LNEC, Lisboa.
- Coelho, S. T., Loureiro, D., Alegre, H. (2006). Modelação e Análise de Sistemas de abastecimento de Água, Série Guias Técnicos nº4, Edições IRAR, Lisboa.
- Covas, D. (1998). Detecção de fugas em redes de distribuição de água - Método de Análise Hidrodinâmica. Dissertação de Mestrado em Hidráulica e Recursos Hídricos, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.
- Covas, D.; Ramos, H. (1998). A Utilização de Válvulas Redutoras de Pressão no Controlo e Redução de Fugas em Sistemas de Distribuição de Água. Proceedings of VII Encontro Nacional de Saneamento Básico, Pub. APSB, Barcelos.
- Covas, D., Ramos, H. (2007). Minimização de Perdas de Água em Sistemas de Abastecimento, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Crouch, D. P. (1993). Water Management in Ancient. Greek Cities. Oxford University Press, New York, EUA.
- Cross, H. (1936). Analysis of flow in networks of conduits or conductors. Engineering Experiment Station, University of Illinois, Bulletin Nº. 286.
- Decreto-Lei nº. 306/2007 de 27 de Agosto (2007). Regime da qualidade da água destinada ao consumo humano.
- Decreto-Lei nº. 194/2009 de 20 de Agosto (2009). Regime jurídico dos serviços municipais de abastecimento público de água, de saneamento de águas residuais urbanas e de gestão de resíduos urbanos.
- Decreto Regulamentar nº 23/95 de 23 de Agosto (1995). Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais.

- Dias, N. (2004). Diagnóstico de sistemas de abastecimento de água para diferentes condições de operacionalidade e segurança. Trabalho Final de Curso de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Epp, R. and Fowler, A.G. (1970). Efficient code for steady-state flows in networks. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, 96, Proc. Paper 7002, 43-56.
- Farley, M.; Trow, S., (2003). Losses in Water Distribution Networks - A Practitioner's to Assessment, Monitoring and Control. IWA.
- Ferreira, A. M. S. (2003). Modelação da Qualidade da Água em Sistemas de Abastecimento - Simulação Dinâmica. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, área de especialização em Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente, Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Figueira, J.C.; Luís, A.A.; Santos, M.S., (2006). "Renovação da Rede de Distribuição de Água a Lisboa - desenvolvimento e impacto na redução das perdas." XII SILUBESA - Simpósio Luso-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. 13-17 Março, Figueira da Foz, Portugal.
- Genic, S., Arandjelovic, I., Kolendic, P., Jaric, M., Budimir, N., Genic, V. (2011). A review of explicit approximations of Colebrook's equation. FME Transactions, 39, pp. 67-71, Belgrade.
- Grilo, T. V. (2007). Técnicas de Reabilitação de Sistemas de Abastecimento de Água. Metodologia conceptual e aplicação a casos de estudo. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Hamam, Y.M, e Brameller, A. (1971). Hybrid method for the solution of piping networks, Proc. IEE, Vol. 113, N°. 11, pp. 1607-1612.
- Hoag, L.N., and Weinberg, G. (1957). Pipeline network analysis by electronic digital computer. Journal of the American Water Works Association, 517-524.
- Jacob, A. (2006). Avaliação de Perdas em Sistemas de Abastecimento de Água: o caso de estudo da ZMC 320 da EPAL. Tese de Mestrado em Hidráulica e Recursos Hídricos., Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.
- Jesperon, K. (2001). A Brief History of Drinking Water Distribution, On Tap - Drinking Water News and Information for America's Small Communities, West Virginia University.
- Lambert, A., Myers, S., Throw, S. (1998). Managing Water Leakage. Economic and Technical Issues, Financial Times Energy.
- Lambert, A. (2000). What do we know about Pressure: Leakage Relationships in Water Distribution Systems? IWA Conference System Approach to Leakage Control and Water Distribution Systems Management, Brno, Republica Checa.
- Lambert, A. (2002). Water Losses Management and Techniques. Water Science and Technology: Water Supply, 2(4).
- Lambert, A. (2003). Assessing non-revenue water and its components: a practical approach. Water 21, August, 50-51.
- Lansley, K.E., El-Shorbagy, W., Ahmed, I., Araújo, J., Haan, C.T. (2001). Calibration assessment and data collection for water distribution systems. J. Hydraulic Engineering ASCE, 127(4), 270. EUA.
- Leitão, E. (2005). Da Importância da Nova Lei da Água. In Revista Ingenium, nº 88, Julho e Agosto. (www.ordemengenheiros.pt)
- LNEC, ERSAR (2012). Guia de Avaliação da Qualidade dos Serviços de Águas e Resíduos Prestados aos Utilizadores - 2ª Geração do Sistema de Avaliação. Série Guias Técnicos nº 19. Lisboa.

- Mays, L. W. (2000). Water Distribution Systems Hand-book. McGraw-Hill, New York, EUA.
- Martin, D.W. and Peters, G. (1963). The application of Newton's method to network analysis by digital computer. *Journal of the Institute of Water Engineers*, 17, 115-129.
- Muranho, J. M. F. (2012). Gestão de Sistemas de Abastecimento de Água. Geração de Modelos, Dimensionamento e Avaliação de Desempenho. Tese submetida para obtenção do Grau de Doutor em Engenharia do Ambiente. Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Oldfather, C. H. (1933). Diodorus Siculus, Library of History, Vol. I. Loeb Classical Library, Harvard Univ. Press, Cambridge, Mass.
- Ormsbee, L. E. (2006). The History of Water Distribution Network Analysis: The Computer Age. 8th Annual Water Distribution Systems Analysis Symposium, Cincinnati, Ohio, USA.
- Osiadacz, A.J. (1987). Simulation and Analysis of Gas Networks. E. & F.N. Spon, London.
- Quintela, A. C. (1991). Hidráulica. Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa.
- Robins, F. W. (1946). The Story of Water Supply. Oxford, London.
- Rodrigo, Cristina, Lopes, José Leal, Saúde, Marta, Mendes, Raquel e Casimiro, Regina (2007). Controlo Operacional em Sistemas Públicos de Abastecimento de Água - Série Guias Técnicos nº10. Instituto Regulador de Águas e Resíduos - IRAR.
- Rossman, L. (2002). Epanet 2.0 em Português - Manual do Utilizador. Tradução e adaptação de D. Loureiro e S. T. Coelho. Manual, LNEC, Lisboa (241 pág.). Edição impressa: Manual do Utilizador do Epanet 2.0. Edições IRAR (Instituto Regulador de Águas e Resíduos), série IRAR-LNEC, Lisboa, 2004.
- Sá Marques, J. A. A. e Sousa, J. J. O. (1997). Fórmula de Colebrook-White - Velha mas actual. Soluções explícitas. III SILUSBA - Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa, Maputo, Moçambique.
- Sá Marques, J. A. A., Cardoso, F. J., Sousa, J. J., Francisco, F. F. (2000). H-NetCad - Sistemas Urbanos de Abastecimento de Água. Imprensa da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Sá Marques, J. A. A. e Sousa, J. J. O. (2011). Hidráulica Urbana - Sistemas de Abastecimento de Água e de Drenagem de Águas Residuais. 3ª Edição, Imprensa da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Salgado, R., Todini, E., e O'Connell, P.E. (1988a). Comparison of the gradient method with some traditional methods for the analysis of Water Supply and Distribution. *Computer Applications in Water Supply, Volume 1 - System analysis and simulation* (B. Coulbeck, C. H. Orr, Ed.), John Wiley & Sons, London, pp. 38-62.
- Salgado, R., Todini, E., e O'Connell, P.E. (1988b). Extending the gradient method to include pressure regulating valves in pipe networks. *Proc. Inter. Symposium on Computer Modeling of Water Distribution Systems*, University of Kentucky, May 12-13.
- Sanks, R. L. (2005). Water Transport section, Water Storage, Transport, and Distribution (Y. Takahasi, editor). *Encyclopedia of Life Support Systems* (www.eolss.net). Developed under the auspices of the UNESCO, EOLSS Publishers, Oxford, U.K.
- Sousa, E. R. (2001). Sistemas de Abastecimento de Água. Documentação de apoio a disciplina de Saneamento Ambiental, Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura; Secção de Hidráulica e dos Recursos Hídricos e Ambientais - Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Sousa, J. J. O. (1996). Métodos Numéricos para a Obtenção do Equilíbrio Hidráulico em Sistemas de Distribuição de Água. Tese submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

Mestre em Hidráulica e Recursos Hídricos pelo Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.

- Thornton, J. (2003). Managing leakage by managing pressure: a practical approach. *Water*21, October, 43-44.
- Todini, E. (1979). Un metodo del gradient per la verifica delle reti idrauliche. *Bollettino degli Ingegneri della Toscana*, 11, pp. 11-14.
- Todini, E. e Pilati, S. (1987). A gradient method for the analysis of pipe networks. *International Conference on Computer Applications for Water Supply and Distribution*, Leicester Polytechnic, UK, September 8-10.
- Todini, E. e Pilati, S. (1988). A gradient algorithm for the analysis of pipe networks. *Computer Applications in Water Supply, Volume 1 - System analysis and simulation* (B. Coulbeck, C. H. Orr, Ed.), John Wiley & Sons, London, pp. 1-20.
- Trow, S., Farley, M. (2003). Developing a Strategy for Leakage Management in Water Distribution Systems. *2nd International Conference on Efficient Use and Management of Urban Water Supply*, Tenerife, 2-4 April.
- Vanier, D. J. (2000). *Advanced asset management: tools and techniques*, Innovations in Urban Infrastructure., APWA Congress, Louisville.
- Vidigal, P. M. (2008). *Análise alargada dos parâmetros técnico-hidráulicos e avaliação do desempenho de sistemas de distribuição de água*, Universidade de Lisboa Instituto Superior Técnico.
- Walski, T.M. (1990). Sherlock Holmes meets Hardy-Cross or Model Calibration in Austin, Texas, J. *American Water works Association*, 82(3), 34, EUA.
- Walski, T.M. (1995). Standards for model calibration, *Proc. AWWA Computer Conference*, American Water works Association, Norfolk, VA, EUA.
- Walski, T. M., Chase, D. V., Savic, D. A. (2003). *Advanced Water Distribution Modeling*. Haestad Methods Press, EUA (www.haestad.com).
- Walski, T.M. (2006). A history of water distribution. *Journal AWWA*. American water works association, EUA.
- Wood, D.J and Charles, C.O.A. (1972). Hydraulic network analysis using linear theory. *Journal of the Hydraulic division, ASCE*, 98, Proc. Paper 9031, 1157-1170.
- WRC (1985). *Leakage Control, Policy and Practice*. Engineering and Operations Committee. Rep. No. 29.
- WRC (1994). *Water Industry: Managing Leakage (Reports A to F)*. Engineering and Operations Committee, UK.