



André Filipe Costa do Amaral Moura

FUGAS E PERDAS
EM REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA
ESTUDO DE CASO: ZMC - CARVALHOSAS/PALHEIROS

LEAKS AND LOSSES IN WATER DISTRIBUTION NETWORKS
CASE STUDY: DMA - CARVALHOSAS/PALHEIROS

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil , na área de Especialização em Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente orientada pelo Professor Doutor José Alfeu de Almeida Sá Marques e pelo Professor Doutor Nuno Eduardo da Cruz Simões

Fevereiro, 2017



UNIVERSIDADE DE COIMBRA



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

André Filipe Costa do Amaral Moura

FUGAS E PERDAS
EM REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA
Estudo de Caso: ZMC - Carvalhosas/Palheiros

LEAKS AND LOSSES IN WATER DISTRIBUTION NETWORKS
CASE STUDY: DMA - CARVALHOSAS/PALHEIROS

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil , na área de Especialização em Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente orientada pelo Professor Doutor José Alfeu de Almeida Sá Marques e pelo Professor Doutor Nuno Eduardo da Cruz Simões

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC, declina qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam surgir.

Coimbra
Fevereiro de 2017

Em memória de António Costa e João Teixeira.

Agradecimentos

Agradeço aos meus orientadores Professor Doutor Sá Marques e Professor Doutor Nuno Simões, pela disponibilidade, pela paciência e sobretudo pela aprendizagem que me proporcionaram.

Agradeço ao Dr. António Sá e aos técnicos da EAIPA da AC pela inclusão na saída de campo e pelo apoio ao longo do trabalho.

Agradeço ao Professor Doutor João Muranho pela detalhada explicação do *WaterNetGen*.

Agradeço aos colegas de curso o constante apoio, em especial ao Alexandre, ao Guilherme e à Tatiana.

Agradeço aos amigos de sempre: Borrón, Beluxa, D. Graciete, Hugo, Melo, Meko, Minas e aos CoviBoys (Rui e Carlos), umas vezes a encaminhar e outras a desencaminhar, mas sem vocês seria muito mais difícil.

Agradeço à Pandora, ao Salvador e ao meu maior companheiro, aquele que nunca me abandonou ao longo de todo o caminho, Édgar.

Agradeço à família: aos avós, à Madrinha, à Xaneca e respetivos parceiros, à Titi Bé e ao João, porque a formação mais importante vem de casa.

Agradeço à minha mãe, porque sem ela nada teria sido possível, obrigado por todo o apoio, incentivo, carinho e sobretudo inspiração.

Agradeço à Inês, o meu porto de abrigo, por todo o apoio emocional e logístico e por estar sempre presente.

A todos, muito obrigado!

A água é núcleo de desenvolvimento e, como tal, não deve ser desperdiçada nem perdida.

As alterações climáticas e o crescente de população mundial aumentam a procura de água e, conseqüentemente, a pressão sobre o meio hídrico, sendo que as perdas de água no mundo atingem valores muito avultados, cerca de 48,6 mil milhões de m³/ano. Em Portugal, no exercício de 2015, a água não faturada, nos sistemas de abastecimento público, atingiu 29,8%.

A dissertação, procura esclarecer os conceitos de perdas reais e aparentes, balanço hídrico, caudal mínimo noturno (CMN), assim como rever a bibliografia no que diz respeito aos meios de detecção aproximada, medição nas zona de medição e controlo (ZMC) e *step test*, detecção precisa, com recurso a equipamentos acústicos e de injeção de traçadores, destacando o geofone, e ainda modelação hidráulica computacional.

A implementação de ZMC por parte das entidades gestoras, deve ser alvo de uma análise custo benefício, uma vez que o aumento do número de ZMC, com a correspondente diminuição das suas áreas, representa um aumento de custo para as entidades gestoras, mas um aumento da mesma representa um aumento da complexidade da gestão, de modo que é necessário clarificar com exatidão quais as vantagens, desvantagens, as regras e os “bons costumes” de setorizar a rede de distribuição em ZMC.

Este trabalho, contou com o imprescindível apoio da Águas de Coimbra, integrando o autor na Equipa de Afluências Indevidas e Perdas de Água (EAIPA), assim como disponibilizando os registos disponíveis da rede existente e da ZMC do estudo de caso.

O estudo de caso da ZMC Carvalhosas-Palheiros é o culminar do trabalho, recorrendo a modelação com base na procura *demand-driven-analysis* (DDA) e com base na pressão *pressure-driven-analysis* (PDA), utilizando a ferramenta computacional *EPANET* com a extensão *WaterNetGen*. O estudo de caso visa a diminuição das fugas e perdas na ZMC estudo, sendo que foi detetada uma rotura que representava cerca de 82 m³/dia durante a saída de campo com a EAIPA. Por outro lado, a simulação hidráulica possibilitou compreender a relação entre pressão, consumo nodal e fugas de base, por regulação das válvulas reductoras de pressão (VRP).

Palavras-chave: *EPANET*, *WaterNetGen*, ZMC, *Pressure-Driven-Analysis*, *Demand-Driven-Analysis*.

Water is the core of development, therefore, it cannot be wasted or lost.

Climate changes and the current growth of the world population result in an increase of water demand and, consequently, the pressure on water environment, with water losses reaching around 48.6 billion cubic meters a year. In Portugal, in 2015, unbilled water reached 29.8%.

This dissertation aims to clarify concepts such as real and apparent losses, water balance, minimum night flow, as well as to review the bibliography related to the means of approximate detection, district meter areas (DMA) measurement and step test, accurate detection, using acoustic and tracer gas equipment, highlighting the geophone, and also computational hydraulic modeling.

DMA implementation by management entities should be the subject of a cost benefit analysis, since the reduction of the area of the DMA represents an increasing cost for the managing entities, but the same increase represents a bigger management complexity. So it is necessary to clarify exactly the advantages and disadvantages of sectorizing the distribution network in DMA.

This work had the essential support of Águas de Coimbra, who let the author into EAIPA team, and provided the available records of the existing network and the DMA that supported the case study.

The case study, Carvalhosas-Palheiros DMA is the result of the developed work, using demand-driven-analysis (DDA) and pressure-driven-analysis (PDA), making use of the EPANET computational tool and the WaterNetGen extension. The case study aims to reduce leaks and losses in this particular ZMC. A break that represented about 82 m³ / day was detected on the field work with the EAIPA. By the other hand, the hydraulic simulation made it possible to understand the relationship between pressure, nodal consumption and base leakage, by pressure-reducing-valves (PRV) regulation.

Key-words: *EPANET, WaterNetGen, DMA, Pressure-Driven-Analysis, Demand-Driven-Analysis.*

Elementos pré-textuais

Agradecimentos	I
Resumo	II
Abstract	III
Índice geral	IV
Índice de figuras	VI
Índice de quadros	VIII
Simbologia	IX
Acrónimos	XI

1. Introdução

1.1. Considerações iniciais	2
1.2. Motivação e objetivos	3
1.3. Organização da dissertação	4

2. Revisão bibliográfica

2.1. Considerações iniciais	7
2.2. Perdas de água	7
2.3. Perdas aparentes	8
2.4. Perdas reais	9
2.5. Balanço hídrico	11
2.6. Caudal mínimo noturno	13
2.7. Detecção e localização de fugas	15
2.7.1. Nível económico de perdas	16
2.7.2. Zonas de medição e controlo	17
2.7.2.1. Projeto ZMC	17
2.7.2.2. Monitorização das ZMC	18
2.8. Gestão da pressão	19
2.9. Equipamentos de detecção precisa	20
2.10. Modelação hidráulica de sistemas de distribuição de água	22
2.10.1. Formulação matemática	22

2.10.2. Algoritmo do gradiente global	25
2.10.2.1. <i>EPANET</i> (DDA)	25
2.10.2.2. <i>WaterNetGen</i> (PDA)	27
2.10.2.3. DDA vs. PDA	29
2.11. Sinopse	30

3. Metodologias e Análise de um Estudo de Caso

3.1. Nota introdutória	32
3.2. Águas de Coimbra	32
3.3. ZMC Carvalhosas - Palheiros	34
3.3.1. Saída de campo - ZMC Carvalhosas - Palheiros	35
3.3.2. Montagem do modelo hidráulico: ZMC Carvalhosas - Palheiros	37
3.3.3. Resultados da modelação hidráulica	40
3.3.3.1. Cenário I: Dia de maior consumo	42
3.3.3.2. Cenário II: Dia de normal consumo com fuga	44
3.3.4. Perdas de base	47
3.3.4.1. Redução das perdas de base por regulação das VRP	48
3.4. Sinopse do estudo de caso	53

4. Conclusão e Trabalhos Futuros

4.1. Conclusão	56
4.2. Sugestões de trabalhos futuros	58

5. Referências Bibliográficas

6. Anexo A

6.1. Tipologia de rede - Pormenores/nós	64
6.2. Tipologia de rede - Troços	65
6.3. Nós do modelo	66
6.4. Troços do modelo	67

Figura 1.1. ANF - Fonte: ERSAR 2016	3
Figura 2.1. Fuga no acessório de seccionamento do ramal de ligação - Fonte: autor	9
Figura 2.2. Parcelas das perdas reais - adaptado de Thornton et al (2008)	10
Figura 2.3. Balanço hídrico - adaptado de IWA	11
Figura 2.4. Parcelas CMN - adaptado de McKenzie et al. (2002)	14
Figura 2.5. Balanço hídrico - adaptado de Thornton et al. (2008)	14
Figura 2.6. Fases de abordagem do controlo de perdas reais - Fonte: Alegre et al. (2005)	15
Figura 2.7. Identificação do NEP - adaptado de Farley et al. (2008)	16
Figura 2.8. ZMC típica - adaptado de Farley (2001)	17
Figura 2.9. Diagrama de caudal aduzido - <i>step test</i> - adaptado de Thornton et al. (2008)	18
Figura 2.10. Relação pressão/fuga - adaptado de Thornton (2003)	19
Figura 2.11. a) geofone - Fonte: www.inlec.com/seba-kmt-hydrolux-h500-water-leak-detection-ground-microphone b) haste de escuta - Fonte: www.h2oleaktech.co.za/p/82023/fuji-listening-stick-lsp	21
Figura 3.1. Evolução das perdas e consumos da AC - adaptado de Relatório e contas - AC 2015	33
Figura 3.2. Localização ZMC Carvalhosas-Palheiros. Fonte: autor	34
Figura 3.3. Caudal à saída do reservatório de Vinhamora	35
Figura 3.4. Detecção precisa: a) na conduta b) no contador - Fonte: autor	36
Figura 3.5. Caudal à saída do reservatório de Vinhamora	37
Figura 3.6. Configuração da ZMC Carvalhosas - Palheiros no modelo de simulação	38
Figura 3.7. Diagrama de consumos - dia de maior consumo	38
Figura 3.8. Diagrama de consumos - dia de consumo normal	39
Figura 3.9. Esquematização das válvulas controladoras de caudal	39
Figura 3.10. Caudal à saída do reservatório de Vinhamora (real/modelo)	40
Figura 3.11. Configuração da ZMC Carvalhosas - Palheiros no modelo de simulação	42

Figura 3.12. Caudal à saída do reservatório de Vinhamora (Cenário I)	43
Figura 3.13. Configuração da ZMC Carvalhosas - Palheiros no modelo de simulação	45
Figura 3.14. Caudal à saída do reservatório de Vinhamora (Cenário II)	45
Figura 3.15. Caudal do emissor	47
Figura 3.16. Perdas de base	48
Figura 3.17. Consumos no nó C53	53

Quadro 2.1. DDA vs. PDA - adaptado de Baek et al. (2009)	29
Quadro 3.1. Balanço hídrico da AC em 2015 - adaptado de Relatório e contas - AC 2015	33
Quadro 3.2. Distribuição média do consumo doméstico - adaptado de Sá Marques e Sousa (2011)	41
Quadro 3.3. Comportamento do dia de maior consumo	44
Quadro 3.4. Comportamento do dia de normal consumo com fuga	46
Quadro 3.5. Perdas de base Cenário III	49
Quadro 3.6. Perdas de base Cenário IV	50
Quadro 3.7. Perdas de base Cenário V	50
Quadro 3.8. Perdas de base VRP6	51
Quadro 3.9. Consumo de base - C51	51
Quadro 3.10. Consumo nodal	52

A	Área do orifício;
A	Matriz de coeficientes, esparsa, simétrica e positiva definida;
A_{10}, A_{01}^T	Matriz de incidência para os nós com cota piezométrica conhecida e transposta;
A_{11}	Matriz diagonal, dependente da expressão usada para a perda de carga nas condutas;
A_{12}, A_{21}^T	Matriz de incidência para os nós com cota piezométrica desconhecida e transposta;
C_i	Caudal externo do nó i ;
C_k	Parâmetro relacionado com o modelo de perdas por rotura;
D	Distância entre sondas;
D_{11}	Matriz derivada da A_{11} em ordem ao caudal;
D_{22}	Matriz derivada da A_{11} em ordem à pressão;
F	Número de nós de cota piezométrica fixa;
g	Aceleração da gravidade;
H	Cotas piezométricas;
H_i	Cota piezométrica do nó i ;
H_j	Cota piezométrica do nó j ;
H^T	Cota piezométrica nodal desconhecida;
H_0^T	Cota piezométrica nodal fixa;
K_{ij}	Coefficiente de perda de carga;
L	Distância à localização da fuga;
L_i	Caudal de perda;
l_k	Comprimento da conduta;
M	Número de malhas;
NI	Expoente da fuga em função do conceito FAVAD;
nm	Número de malhas naturais elementares;

nt	Número de troços que confluem no nó i ;
ntm	Número de troços de conduta que constituem a malha;
P_i	Pressão instalada no nó i ;
P_i^{min}	Pressão mínima no nó i ;
P_i^{ref}	Pressão de referência no nó i ;
P_k	Pressão média na conduta k ;
Q	Caudal;
q	Consumo nodal;
Q_{0i}	Estimativa inicial de caudais;
q_i^{form}	Caudal fornecido ao nó i ;
Q_{ij}	Caudal que circula no troço que liga o nó i ao nó j ;
q^{ireq}	Caudal requerido pelo nó i ;
q_k^{fuga}	Caudal de fuga ao longo da conduta k ;
Q^T	Caudal desconhecido nas condutas;
Q_t	Caudal em cada conduta;
R_i	Constante, com $i=1,\dots,nc$;
T	Número de troços;
t	Tempo;
V	Velocidade de propagação do som;
α	Expoente de relação pressão e caudal;
α_k	Parâmetro relacionado com modelo de perdas de base;
β_k	Parâmetro relacionado com modelo de perdas de base;
δ_k	Parâmetro relacionado com o modelo de perdas por rotura;
ΔH_{ij}	Perda de carga total (localizada e continua) no troço que une o nó i ao j ;
ΔQ	Correção de caudal;
ΔQ_m	Correção de caudal da malha m ;
ΔZ	Diferença de cotas piezométricas.

AC	Águas de Coimbra;
ANF	Água não faturada;
CAP	Controlo ativo de perdas;
CMN	Caudal mínimo noturno;
DDA	<i>Demand-Driven-Analysis;</i>
EAIPA	Equipa de Afluências Indevidas e Perdas de Água;
EG	Entidade Gestora;
ERSAR	Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos;
FAVAD	<i>Fixed and variable area discharges;</i>
IWA	<i>International Water Association;</i>
NEP	Nível económico de perdas;
ONU	Organização das Nações Unidas;
PDA	<i>Pressure-Driven-Analysis;</i>
PEAASAR	Plano Estratégico de Abastecimento de Água e de Saneamento de Águas Residuais;
PENSAAR	Plano Estratégico de Abastecimento de Água e Saneamento de Águas Residuais;
PNUEA	Programa Nacional para o Uso Eficiente da Água;
RASARP	Relatório Anual dos Serviços de Águas e Resíduos em Portugal;
RGSPDADAR	Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais;
SCADA	Supervisory Control And Data Acquisition
UNESCO	<i>United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization;</i>
VRP	Válvula redutora de pressão;
ZMC	Zona de medição e controlo.

[Introdução]

1.1. Considerações iniciais

É irrefutável, a água é um dos mais importantes conjunto de elementos químicos à subsistência humana e da sociedade. É o núcleo do desenvolvimento sustentável. O acesso à água contribui para redução da pobreza, para o crescimento económico e para a sustentabilidade ambiental, promovendo o bem-estar social e o crescimento inclusivo.

Os efeitos das alterações climáticas, sentidas hoje, exercem pressão sobre os recursos hídricos, assim como o crescimento constante da população mundial. Em 2015, a população mundial atingiu os 7,3 mil milhões de habitantes, segundo a ONU, no relatório *World Population Prospects*, em 2050 atingirá 9,7 mil milhões de habitantes e em 2100 11,2 mil milhões de habitantes.

A procura de água para atividades humanas aumentará, e em 2030, segundo a UNESCO (2015), metade da população mundial viverá em áreas de grande pressão hídrica. Este crescente de pressão hídrica coloca centenas de milhões de pessoas sob o risco de fome, doenças, escassez de energia e pobreza.

A água não faturada (ANF), soma das perdas aparentes e físicas, atinge valores, segundo o World Bank, citado por Thornton (2008), de cerca de 48,6 mil milhões m³/ano.

Portugal não sofre atualmente de pressão hídrica, como comprovado pelo relatório da ERSAR (2016) o acesso físico de água a alojamentos é de 95% e apresenta qualidade suficiente em 98% dos casos. Estes números provêm, da implementação de políticas locais, nacionais e internacionais de proteção do meio hídrico, sejam elas, a Lei da Água (Lei nº 58/2005, de 29 de Dezembro), a Lei da Titularidade dos Recursos Hídricos (Lei nº 54/2005, de 15 de Novembro), o Plano Nacional da Água (Decreto-Lei nº 112/2002, de 17 de Abril), e o Programa Nacional para o Uso Eficiente da Água (PNUEA) (Resolução do Conselho de Ministros nº 113/2005, de 30 de Junho) com a convicção do chavão “Água com Futuro”, em articulação, entre outros, com o Plano Estratégico de Abastecimento de Água e de Saneamento de Águas Residuais (PEAASAR 2007-2013) e atualmente com o Plano Estratégico de Abastecimento de Água e Saneamento de Águas Residuais 2020 (PENSAAR 2020).

No entanto, tal como apontado no relatório do PENSAAR 2020 (2015), os níveis de fugas e perdas nos sistemas de distribuição de água continuam a ser elevados, dando origem a défices económicos às Entidades Gestoras (EG), prejudicando o ambiente e prejudicando o consumidor final. A ERSAR (2016) confirma um valor de ANF de 29,8% em Portugal continental para a distribuição de água na rede em baixa. Como se pode verificar na Figura 1.1, a evolução

do indicador está praticamente estagnada, apresentando potencial de melhoria com alteração de procedimentos de faturação e redução das perdas físicas de água.

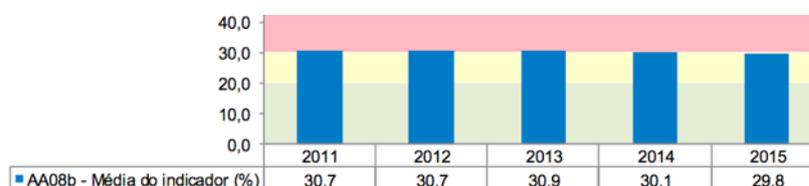


Figura 1.1 ANF - Fonte: ERSAR 2016

As perdas reais de água, medidas em perdas reais por ramal, apresentaram valores de 126 l/(ramal.dia) para densidade de ramais igual ou superior a 20/km de rede e 2,3 m³/(km.dia) para densidade de ramais inferior a 20/km, representando no seu conjunto 151 863 535 m³/ano de perdas reais (ERSAR, 2016).

Cabe às EG disponibilizar água aos consumidores, preferencialmente sem qualquer falha, em qualidade e quantidade suficiente, sem, no entanto, comprometer as gerações vindouras. É fácil perceber que a sensibilização das EG para a problemática das fugas e perdas não tem sido encarada com a devida dedicação, sendo muitas vezes renunciada para segundo plano.

1.2. Motivação e objetivos

Esta dissertação tem como motivação e objetivos: sintetizar o conhecimento científico no âmbito das fugas e perdas em redes de distribuição de água, proceder à localização física de fugas e perdas, comparar resultados de modelos de simulação computacional com base no consumo e com base na pressão e avaliar o impacto no volume de fugas e perdas através da gestão da pressão.

O RGSPDADAR, no artigo 17º, refere que as fugas e perdas devem ser avaliadas aquando do dimensionamento e que, em caso algum, devem ser consideradas inferiores a 10% do volume total de água entrado no sistema, no entanto, as EG estão hoje obrigadas pelas políticas atuais, a reduzir o volume de fugas e perdas no período de operação de modo a que o crescimento do ramo se foque, não só no equilíbrio económico e financeiro, mas também no equilíbrio ambiental e, sobretudo, no superior interesse do bem estar do consumidor final.

O combate às fugas e perdas é fulcral para qualquer EG, esta dissertação revê a bibliografia

especializada. Em primeira instância, abordar-se-ão os tipos de perdas de água, sejam elas reais ou aparentes, com vista a provar que a redução de perdas representa múltiplos benefícios para o consumidor final, para a EG, para o ambiente e para a qualidade do meio hídrico. Ainda no decorrer da revisão bibliográfica, serão apresentados os métodos para a quantificação e localização de fugas e perdas, sejam o método do balanço hídrico, avaliação do caudal mínimo noturno (CMN) e os métodos de pesquisa ativa.

O estudo do funcionamento de redes de distribuição de água é geralmente realizado por simulação computacional, os modelos são representativos dos sistemas em estudo e devem ser ajustados e calibrados o mais possível. Este trabalho utilizará o programa *EPANET* e a extensão *WaterNetGen*, por forma de possibilitar dois tipos de análise: *demand-driven* e *pressure-driven*, ou seja, com base no consumo e com base na pressão. Como tal, serão abordadas as formulações matemáticas que estão na base dos modelos.

Esta dissertação conta com a colaboração da Águas de Coimbra (AC) e com a possibilidade da integração do autor na Equipa de Afluências Indevidas e Perdas de Água (EAIPA). Desta colaboração resultará a análise da ZMC Carvalhosas-Palheiros, estudo que contempla a pesquisa de fugas ativa no terreno, simulação hidráulica computacional e um estudo de gestão de pressão com vista à redução de perdas de base.

1.3. Organização da dissertação

Esta dissertação está organizada em 4 capítulos, cada um deles dividido em sub-capítulos, cujos temas são descritos em baixo e culmina com apresentação das referências bibliográficas citadas ao longo do texto.

1.Introdução: Corresponde ao atual segmento do texto, no qual será apresentado sumariamente o tema desta dissertação, bem como a importância do mesmo e o seu enquadramento a nível social e político no panorama nacional e internacional. Seguido da motivação, objetivos do trabalho e a sua organização.

2. Revisão bibliográfica: Nesta fração do texto serão descritos os métodos de exploração e gestão utilizados regularmente pelas EG, assim como os principais fatores que influenciam o volume de perdas reais e aparentes. Serão ainda descritos os métodos de localização aproximada e exata de fugas. A segunda parte do segmento inclui uma sucinta apresentação das formulações matemáticas e dos métodos numéricos que permitem a modelação hidráulica. Serão ainda sintetizadas as abordagens com base no consumo (*demand-driven-analysis* - DDA) e na pressão

(*pressure-driven-analysis* -PDA).

3. Metodologias e Análise de um Estudo de caso: Descrever-se-á a AC, sendo apresentados dados referentes aos principais indicadores a reter nesta dissertação. Será apresentada a ZMC do estudo de caso e relatada a saída de campo com a EAIPA, assim como as técnicas de localização aproximada e precisa utilizadas para a localização de fugas. Ainda neste segmento de texto, efetuar-se-á simulação hidráulica com recurso ao *EPANET* com a extensão *WaterNetGen* segundo as duas abordagens, DDA e PDA, para vários cenários de consumo e pressão. Será feito um estudo de gestão de pressão com base na regulação das válvulas redutoras de pressão (VRP) objetivando a redução das perdas de base do sistema em estudo.

4. Conclusão e trabalhos futuros: Apresentar-se-ão as conclusões do trabalho desenvolvido e algumas sugestões de assuntos para trabalhos futuros.

[Revisão Bibliográfica]

2. Revisão Bibliográfica

2.1. Considerações iniciais

A revisão bibliográfica desta dissertação surge da necessidade da clarificação dos conceitos de fugas e perdas, reais e aparentes, assim como da metodologia corrente na sua detecção e combate em sistemas urbanos de distribuição de água.

Realça-se, também, a importância do tema em estudo, nas suas diferentes vertentes, económicas, sociais e ambientais. Evidencia-se a importância da gestão da pressão no combate às fugas e perdas.

Apresenta-se o modo como o desenvolvimento da modelação hidráulica de sistemas de distribuição de água se torna indispensável para a persecução do objetivo, que é o controlo da fugas e perdas, recorrendo ao software *EPANET* com a extensão *WaterNetGen*, quer para a situação de procura com base no consumo (DDA), quer de procura com base na pressão (PDA).

2.2 Perdas de água

O “volume de água correspondente à diferença entre água entrada no sistema e o consumo autorizado” (Alegre et al., 2005, p. 9) protagoniza a perda de água num sistema, considerando, tal como sugerido por Farley *et al.* (2008), que a equação assume a correção dos erros dos volumes de entrada na rede, assim como a consistência do consumo médio por período. Correntemente, considera-se como perda total a água que é captada e não entregue pela EG ao consumidor final. Há que ressaltar, que as perdas de água não são constituídas apenas pela componente física, mas também pela parte que não é faturada por ineficiência do sistema de faturação e medição de caudais fornecidos da EG.

O controlo sobre as perdas de água tem múltiplos benefícios para o consumidor, para a EG, para o ambiente e para a qualidade dos recursos hídricos.

Reduzir as perdas de água, segundo Thornton, *et al.* (2008), promove:

- o aumento da proteção da saúde pública;
- a redução da pressão sobre os recursos hídricos e, conseqüentemente, do ambiente;
- o aumento do nível da qualidade do serviço prestado ao consumidor por parte da EG;
- o aumento de confiança dos consumidores na EG;

- a redução de responsabilidade da EG para com o seu fornecedor devido ao uso de melhores praticas de gestão de perdas de água.

Os autores sugerem, ainda, que a redução do volume de água perdido é uma solução melhor do que o investimento em novas fontes de fornecimento.

É referido, também, que o controlo sobre as perdas de água é um problema de otimização, sendo necessário melhorar o desempenho técnico e financeiro do sistema de distribuição de água. Otimização, por norma significa, redução de despesas e incremento das receitas.

2.3. Perdas aparentes

Morais e Almeida (2007) definem perdas aparentes, como aquelas que surgem de erros nas operações dos serviços das EG, devido ao mau estado ou imprecisão dos contadores instalados no limite da propriedade dos clientes, erros no sistema de faturação e por consumo não autorizado ou ilegal. É também frequente o uso desapropriado das bocas de incêndio. “O uso de ligações ilícitas ocorre principalmente em áreas com construção clandestina e em áreas com baixa segurança” (Alegre, *et al.* 2005, p. 12)

É de salientar que as perdas aparentes não constituem qualquer tipo de rotura ou fuga, já que a água atinge o destino final, o consumidor.

Erros de medição de caudais fornecidos podem surgir de várias formas, nomeadamente por erros do contador, a EG tem a necessidade de aplicar vários tipos de contadores, dependendo do perfil de consumo de cada cliente. Thornton *et al.* (2008) afirmam que o desgaste do contador ao longo do tempo, a mão de obra pouco qualificada, a incorreta instalação, as condições climáticas extremas, a escolha incorreta do tipo de contador, a falta de calibração e as reparações desajustadas contribuem para a baixa precisão na medição dos fluxos consumidos.

No que diz respeito a erros de faturação, os mesmos autores salientam que os consumos modificados para ajuste da faturação, o erro humano durante a análise dos dados de faturação, os sistemas de faturação mal estruturados, as alterações do perfil do cliente não reportadas em boas condições e a falta de sensibilidade na técnica preceptiva para a redução de perdas aparentes, são as situações mais condicionantes para os resultados negativos, no que toca a perdas aparentes.

A maior parte dos erros na contabilização dos consumos de água devem-se principalmente à falta de estruturas de controlo no processo de contabilidade.

2.4. Perdas reais

Perdas reais, são também designadas por perdas físicas, pois correspondem à porção de água perdida fisicamente no sistema de distribuição. As perdas reais são as fugas nas condutas de adução e distribuição, as fugas e extravasamentos nos reservatórios e as fugas nos ramais de ligação, como se pode observar na Figura 2.1. (rotura a montante do ponto de medição).



Figura 2.1. Fuga no acessório de seccionamento do ramal de ligação - Fonte: autor

As perdas reais subdividem-se em três parcelas, segundo Thornton *et al.* (2008), ilustradas na Figura 2.2.:

- **Perdas por fugas e roturas reportadas:** são geralmente de alto caudal, com afloramento à superfície e o tempo que levam a ser reportadas pelo cliente à EG é normalmente baixo, uma vez que causam incómodo ao cliente, seja por decréscimo da pressão do abastecimento ou por interrupção do mesmo;

- **Perdas por fugas e roturas não-reportadas:** estas normalmente não afloram à superfície, têm caudal moderado e o seu desenvolvimento temporal é extenso, uma vez que a EG deve recorrer a uma detecção ativa no terreno;

- **Perdas de base (background leakage):** dão-se pelas juntas das condutas ou em outros acessórios, o seu caudal é demasiado baixo para ser detetado por equipamento de detecção acústica, progredindo assim o seu caudal até que possam ser detetadas. A redução das perdas de base deve ser focada na gestão da pressão e na substituição de infraestruturas obsoletas.

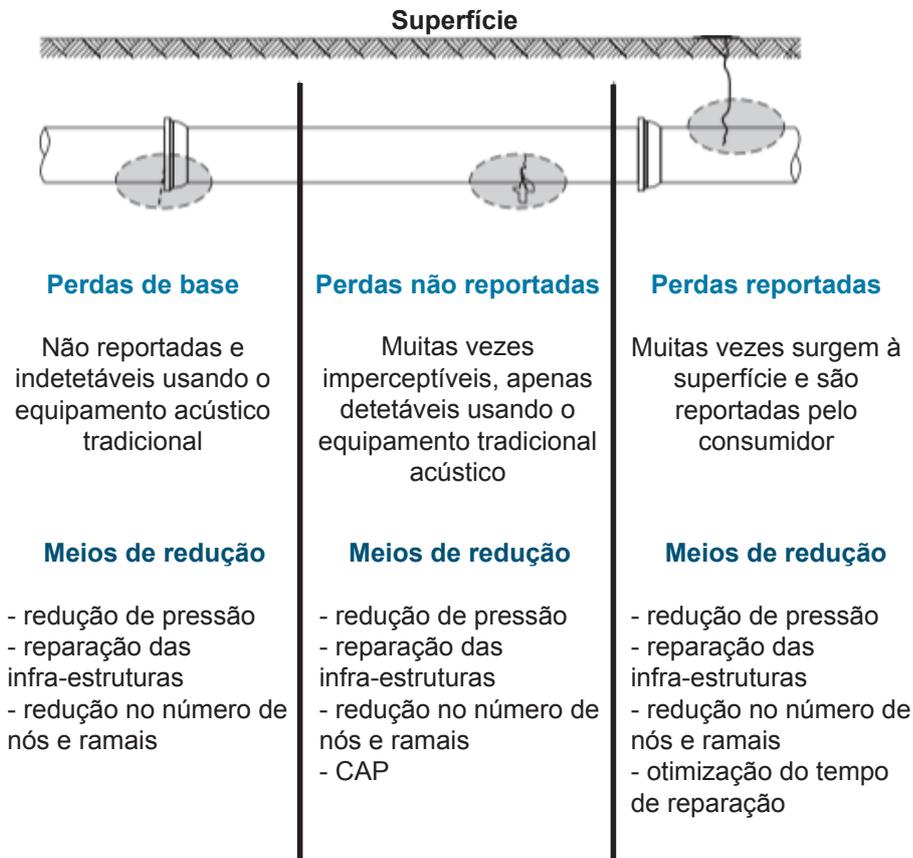


Figura 2.2. Parcelas das perdas reais - adaptado de Thornton et al (2008)

A *International Water Association* (IWA) (2000) aponta como possíveis fatores determinantes para o aparecimento de perdas reais:

- o número de ramais de ligação;
- a localização do medidor do cliente;
- o comprimento da rede;
- a pressão de serviço quando o sistema está pressurizado;
- a percentagem de tempo por ano que o sistema está pressurizado;
- as condições das infraestruturas do sistema de distribuição, o tipo de material que as constitui e a frequência com que ocorrem roturas;
- o tipo de solo, assim como as condições do terreno.

2.5. Balanço hídrico

O volume de água que entra no sistema divide-se em múltiplas parcelas, como se pode ver na Figura 2.3., segundo a IWA esta matriz representa o balanço hídrico, em termos internacionalmente padronizados, que possibilita a percepção por parte da EG do volume de perda de água, assim como perceber que tipo de perda de água que se trata.

Balanço Hídrico						
A	B	C	D		E	
Água entrada no sistema m ³ /ano	Consumo autorizado m ³ /ano	Consumo autorizado faturado	Consumo autorizado faturado medido (incluindo água exportada)	m ³ /ano	Água faturada m ³ /ano	
			Consumo autorizado faturado não medido	m ³ /ano		
			Consumo autorizado não faturado	Consumo não faturado medido	m ³ /ano	Água não faturada (perdas comerciais) m ³ /ano
				Consumo não faturado não medido	m ³ /ano	
	Perdas de água m ³ /ano	Perdas aparentes		Consumo não autorizado	m ³ /ano	
				Perdas de água por erros de medição	m ³ /ano	
		Perdas reais		Fugas nas condutas condutas de adução e/ou distribuição	m ³ /ano	
				Fugas e extravazamentos nos reservatórios de adução e/ou distribuição	m ³ /ano	
			Fugas nos ramais (a montante do ponto de medição)	m ³ /ano		

Figura 2.3. Balanço hídrico - adaptado de IWA

Os autores Alegre *et al.* (2005) e Lambert *et al.* (2000) e ainda Farley *et al.* (2008) clarificam a terminologia das parcelas apresentadas na Figura 2.3.

A *água entrada no sistema* é o volume recebido pelo sistema num determinado período de referência, sendo que se o balanço hídrico apenas corresponder a uma parte da rede, o volume considerado deve ser apenas o entrado nessa parte do sistema. O *consumo autorizado* é o volume de água, medido ou não medido, fornecido a todos os consumidores legítimos, esta parcela pode incluir água utilizada para combate a incêndios, limpeza de ruas, lavagem de condutas e rega de espaços verdes municipais. O *consumo autorizado faturado* é o somatório dos volumes de água que geram receita à EG, nesta parcela é contabilizado o *consumo autorizado medido* que é o volume de água medido e cobrado aos consumidores, assim como o *consumo autorizado não medido* que é a porção que é estimada e cobrada aos consumidores, a soma das duas partes constitui a *água faturada*. O *consumo autorizado não faturado* corresponde ao volume de água que é cedido a utilizações legítimas, mas que não geram receita, divide-se em *consumo não faturado medido*, que corresponde a usos gratuitos ou gastos da própria EG, e em *consumo não faturado não medido* que é a fatia correspondente a lavagens e a gastos municipais, como já enunciado acima. A porção de *perdas de água*, relativa a perdas reais e aparentes é discutida em pormenor no decorrer do texto. *Água não faturada*, corresponde à diferença entre o volume de entrada e o consumo autorizado, como referido no subcapítulo 2.2., incorpora também o *consumo autorizado não faturado*.

Alegre *et al.* (2005) estabelece um guião, passo a passo, para o cálculo do método do balanço hídrico, a fim de obter os valores da ANF e de perdas de água:

- **Passo 1:** determinar o volume de água entrada no sistema e introduzi-lo na coluna A;
- **Passo 2:** calcular o consumo faturado medido e o consumo não medido, adicionando os valores na coluna D. De seguida introduzir o total destes como consumo autorizado (coluna C) e como água faturada (coluna E);
- **Passo 3:** contar o volume de ANF (coluna E) retirando a água faturada (coluna E) à água entrada no sistema (coluna A);
- **Passo 4:** definir o consumo não faturado medido e consumo não faturado não medido na coluna D considerando o total em consumo autorizado não faturado na coluna C;
- **Passo 5:** adicionar os volumes correspondentes ao consumo autorizado faturado e ao consumo autorizado não faturado da coluna C registando o resultado como consumo autorizado na coluna B;
- **Passo 6:** calcular as perdas de água (coluna B) subtraindo à água entrada no sistema

(coluna A) o consumo autorizado (coluna B);

- **Passo 7:** avaliar as parcelas do uso não autorizado e dos erros de medição (coluna D), adicionando o volume em perdas aparentes (coluna C);

- **Passo 8:** determinar o valor de perdas reais (coluna C) subtraindo as perdas aparentes (coluna C) às perdas de água (coluna B);

- **Passo 9:** avaliar as parcelas de perdas reais (coluna D) usando os melhores métodos disponíveis (análise do CMN cálculos de frequência/caudal/duração das roturas e modelação de perdas), somá-las e comparar com resultado das perdas reais (coluna C).

Os mesmos autores acautelam sobre a sua experiência, que o cálculo do balanço hídrico é bastante dificultado quando uma parte importante dos consumidores não possuem leituras de consumos regulares, levando evidentemente a uma redução da precisão do método. Nestes casos, o consumo autorizado deve ser obtido através de deduções estatísticas, com base em amostras com um número suficiente de ligações individuais e de subcategorias de clientes representativas.

2.6. Caudal mínimo noturno

O valor de CMN, ocorre, geralmente, entre as 2 horas e as 4 horas, durante este período o caudal autorizado é o mínimo, por conseqüente o percentual de perdas reais é máximo. Em zonas onde o consumo noturno seja elevado, por exemplo em áreas com sistemas de regas de jardins, a precisão e a confiança no cálculo do volume de perdas reais diminui (Thornton, 2008). O CMN, segundo Alegre *et al.* (2005), inclui o caudal de fugas na rede de distribuição, assim como o dos ramais de ligação e ainda o consumo noturno. O caudal de perdas é obtido por subtração do consumo estimado noturno ao CMN. A Figura 2.4, adaptada de McKenzie *et al.* (2002), representa um diagrama típico de caudais aduzidos a uma rede de distribuição de água, assim como as várias parcelas constituintes do CMN.

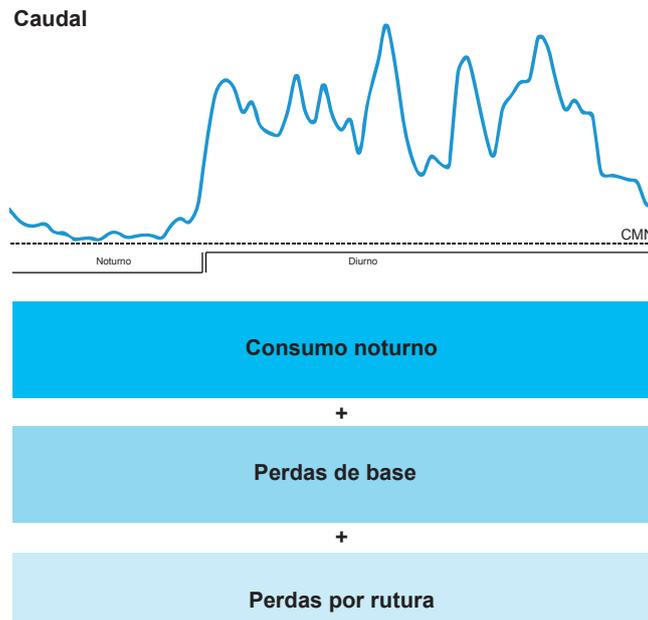


Figura 2.4. Parcelas CMN - adaptado de McKenzie et al. (2002)

Por análise da Figura 2.5., é de fácil percepção que, a pressão máxima instalada na rede ocorre no período de caudal mais reduzido, naturalmente o volume de perdas é, similarmente, máximo.

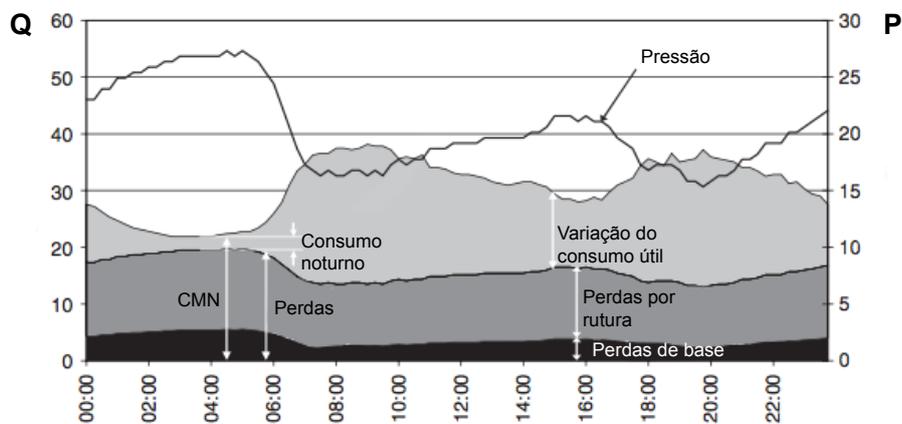


Figura 2.5. Balanço hídrico - adaptado de Thornton et al. (2008)

2.7. Detecção e localização de fugas

A redução do volume de perdas de água requer um notável esforço por parte da EG, esta deve ser capaz de delinear uma estratégia para o controlo das perdas nas redes de distribuição que gere, este controlo deve ser feito do ponto de vista ativo e passivo. A eficiência da detecção de fugas pode ser melhorada consideravelmente se a estratégia usada for a mais adequada à tipologia da rede (Xu *et al.*, 2014). Alegre *et al.* (2005) referem que o controlo das perdas reais é mais complexo que o das perdas aparentes. No caso das perdas aparentes, a estratégia assenta sobretudo na análise custo-benefício do investimento a ser efetuado, afim de reduzir o volume de perdas aparentes. A Figura 2.6. esquematiza, segundo os mesmos autores, o *modus operandi* do controlo das perdas reais.

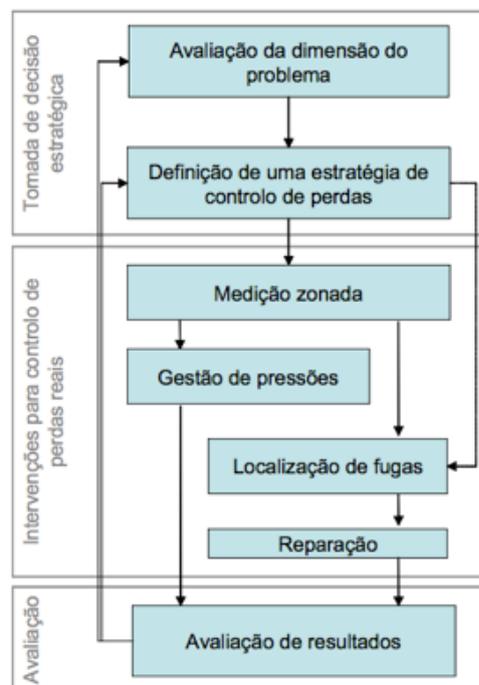


Figura 2.6. Fases de abordagem do controlo de perdas reais - Fonte: Alegre et al. (2005)

Em primeira instância, descrito como tomada de decisão estratégica na Figura 2.6., faz-se a avaliação da dimensão do problema dependente da aplicação do método do balanço hídrico, descrito no sub-capítulo 2.5., este permite quantificar o volume de perdas de água. Ainda na mesma fase são estabelecidos os objetivos estratégicos, caracterizando o sistema, avaliando o custo em perdas, identificando as medidas de controlo ativo e os seus custos e por fim calculando o nível económico de perdas (NEP).

A segunda fase do cronograma, designada por intervenções para controlo de perdas reais, tem início na medição zonada, esta setorização é previamente estabelecida e discutida no

decorrer deste capítulo. O cronograma sugere que sejam implementadas medidas de gestão de pressão, medidas estas que por vezes se revelam proeminentes na redução de perdas reais. A segunda fase conclui-se com a localização das fugas ou roturas, através de métodos enumerados no entrecorrer deste capítulo, e reparação das mesmas por parte das equipas técnicas da EG.

A terceira fase executa o balanço do processo através da análise dos resultados, são comparados os objetivos propostos e os resultados obtidos, sendo possível assim perceber a eficiência ou ineficiência da estratégia adotada.

2.7.1. Nível económico de perdas

“A redução das perdas até valores nulos é praticamente impossível, e a partir de um determinado nível (Nível Económico de Perdas – NEP) o benefício obtido com a redução das perdas torna-se inferior ao custo do controlo ativo de perdas” (Gomes, 2011, pg.41). O NEP é determinado, segundo Farley *et al.* (2008), por dois componentes: o custo da água e o custo do controlo ativo de perdas (CAP). O custo da água engloba o valor do prejuízo gerado pelas perdas reais e aparentes, devendo o valor das perdas reais resultar do produto do volume pelo custo operacional, de mão de obra, tratamento e transporte. Por outro lado, o volume de perdas aparentes deve ser multiplicado pela tarifa média cobrada ao consumidor. A Figura 2.7. ilustra o andamento das variáveis definidas acima, custo da água e custo do CAP, a sobreposição dos seus valores resulta no custo total. Por observação do gráfico conclui-se que, com o aumento de perdas de água o custo da água perdida também aumenta, diminuindo o custo do CAP. Por oposição, a redução do nível de perdas implica um aumento exponencial do custo do CAP. O NEP corresponde ao ponto A, assinalado na Figura 2.7. Os autores assinalam ainda o ponto B, uma vez que por vezes a EG tem a necessidade de baixar o NEP para prevenir situações de escassez ou de imposição das entidades reguladoras para níveis de perda mais baixos.

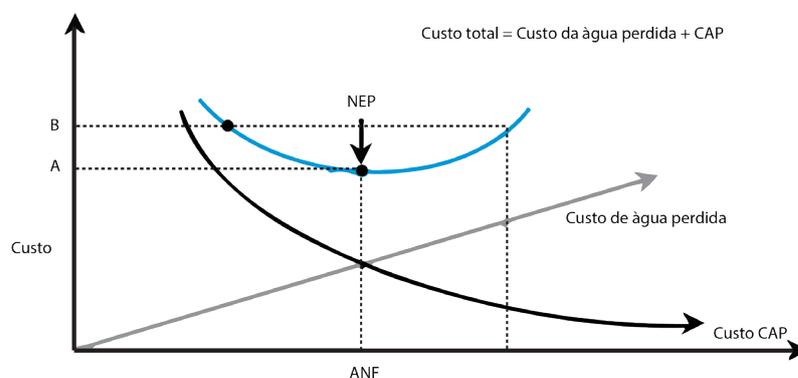


Figura 2.7. Identificação do NEP - adaptado de Farley et al. (2008)

2.7.2. Zonas de medição e controlo

A implementação de zonas de medição de controlo (ZMC) pode fazer parte da estratégia das EG no controlo de perdas numa rede de distribuição de água. O seu uso remonta aos finais da década de 70, tendo sido pioneiros na introdução de ZMC a Inglaterra e o País de Gales. A ZMC é uma técnica de controlo de caudais, e consequentemente de apoio ao CAP. As ZMC ajudam a reduzir o tempo de duração de fugas ou roturas, esta medida consiste em setorizar a rede de distribuição num conjunto de zonas discretas de contornos fixos, cujas entradas e saídas de caudais de água são controlados, de forma a poder estabelecer-se o balanço hídrico da ZMC, assim como os diagramas de consumos, como se pode ver na Figura 2.8.

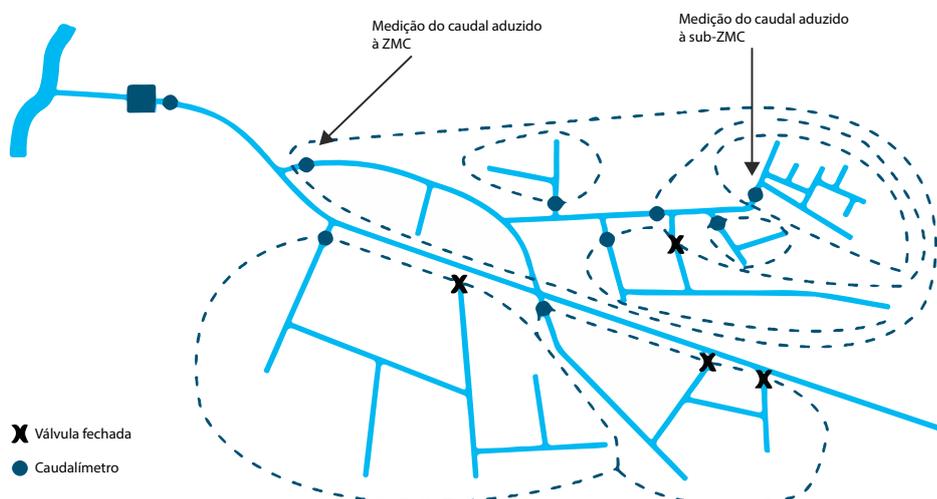


Figura 2.8. ZMC típica - adaptado de Farley (2001)

2.7.2.1. Projeto ZMC

Com o aumento desmedido dos aglomerados urbanos, é necessário planejar a introdução de ZMC, tal como deve ser avaliado o custo benefício do CAP, discutido anteriormente, o planeamento das ZMC deve partir do mesmo princípio. A crescente introdução de ZMC de pequena dimensão, implica um maior investimento em equipamentos de setorização e medição, por outro lado, o aumento da dimensão das ZMC torna progressivamente mais complexo e dispendioso o sistema de gestão por parte da EG, como sugere Gomes (2011). Farley (2001) afirma que, a dimensão das ZMC deve ser expressa em número de fogos. Em situação urbana o número de fogos deve variar entre 500 e 3000, admitindo que o número pode aumentar ou

diminuir conforme o tipo de localidade. A dimensão da ZMC é também influenciada pelo NEP, por fatores geográficos, pelas técnicas de controlo de perdas utilizadas, pela preferência e experiência da EG e pelas condições hidráulicas, por exemplo, pelo condicionamento da introdução de válvulas de fecho. Alegre *et al.* (2005) acrescenta ainda que a implementação de ZMC pode ter por base a extensão da rede, recomendando 10 km para zonas urbanas densas.

2.7.2.2. Monitorização das ZMC

A monitorização das ZMC tem como objetivo detetar variações de fluxos, entrados, consumidos e saídos na ZMC em estudo, assim a EG poderá avaliar o nível de perda. A estimativa das perdas reais é obtida por análise do CMN.

As ZMC não são consideradas um método de CAP, no entanto são um elemento fulcral à detecção de fugas. O *step test*, descrito por Thornton (2008), é um método que consiste em isolar pequenas partes da rede, através do fecho de válvulas de seccionamento, e medir o caudal aduzido. Este teste deve ser realizado à noite para que o consumidor não seja prejudicado. Ao isolar uma secção ou sub-ZMC na qual exista perdas de água, haverá uma descontinuidade acentuada no diagrama de caudais aduzidos, como se pode ver na Figura 2.9., o valor da descontinuidade representa o volume de água perdida, assim conhecido o volume de perda a EG poderá avaliar o custo-benefício da procura e reparação da fuga instalada. Ao realizar este teste há que ter em conta que o comportamento hidráulico do sistema pode ser afetado, devido a transformações na configuração da rede, aquando do fecho de válvulas de seccionamento. Os medidores de caudais instalados devem estar ligados a uma central de telegestão, de modo a que possa ser registada a redução progressiva de caudal à entrada da ZMC sempre que se feche uma válvula. (Gomes, 2011)

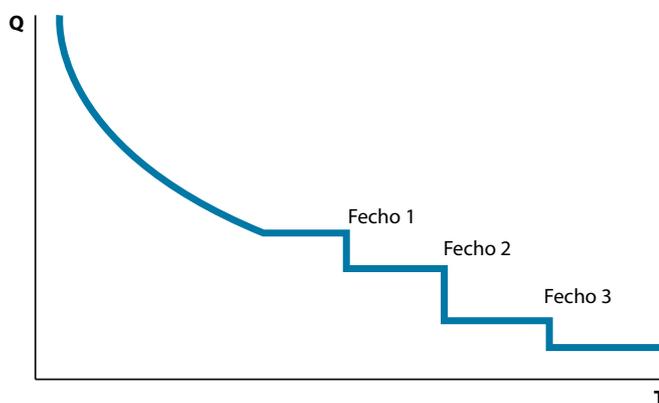


Figura 2.9. Diagrama de caudal aduzido - *step test* - adaptado de Thornton et al. (2008)

2.8. Gestão da pressão

A gestão da pressão é um elemento fundamental numa estratégia de redução de perdas, como tal, a pressão instalada na rede deve ser reavaliada assim que o balanço hídrico aponta para a existência de perdas reais. O rácio de perdas num sistema de distribuição de água é proporcional à pressão aplicada por bombas ou pela gravidade, assim sendo quanto maior for a pressão instalada maior é o volume de perdas. (Farley *et al.*, 2008).

A Equação 1 descreve o caudal de perda (L), em função da área do orifício da fuga (A), da pressão (P), do coeficiente de descarga (Cd) e da aceleração da gravidade (g).

$$L = Cd \times A \times (2gP)^{0.5} \quad (1)$$

Contudo, para alguns tipos de fugas o Cd e A podem ser dependentes da pressão, essa é a base do conceito de FAVAD (*Fixed And Variable Area Discharges*), então na prática a relação entre a L e P é dada pela Equação 2 (Thornton, 2003).

$$\frac{L_1}{L_0} = \left(\frac{P_1}{P_0}\right)^{N1} \quad (2)$$

É de notar que, o valor da relação entre P_1 e P_0 influencia o andamento da equação e não a diferença entre os mesmos. O coeficiente N1 assume uma gama de valores, que variam entre 0,5 para situações em que a área é fixa e valores superiores a 1,5 quando o valor da área efetiva varia com a pressão. Em situações correntes, em sistemas de grande dimensão articuladas com vários materiais, o N1 é geralmente 1, ver Figura 2.10. Em previsão de uma redução de 10% da pressão, quando N1 vale 1, equivale a uma redução de 10% no caudal de fuga.

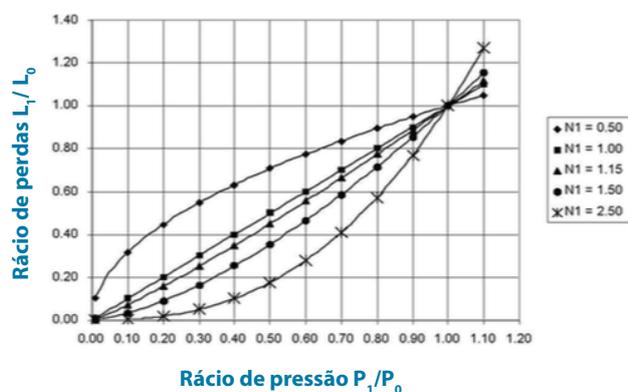


Figura 2.10. Relação pressão/fuga - adaptado de Thornton (2003)

A pressão máxima tem considerável influência no aparecimento de novas fugas. Há um maior número de aparecimento de fugas em partes da rede que seja pressurizada.

Existe uma série de métodos de redução da pressão instalada na rede, no entanto a VRP assume-se como a mais eficaz, como sugere Farley *et al.* (2008). A VRP mantém a pressão definida a jusante, independentemente das oscilações de pressão a montante, pode também contemplar uma pressão para o período diurno, período de maior consumo, e outra pressão para o período noturno, período de menor consumo.

Normalmente a VRP é instalada numa ZMC em série com o medidor de caudal, esta deve estar a jusante do mesmo, de forma a que a turbulência gerada não afete a medição de caudal.

2.9. Equipamentos de detecção precisa

A pesquisa de perdas de água é realizada do geral para o particular, isto é, deve-se primeiramente avaliar o balanço hídrico e o CMN, proceder à medição nas ZMC, particularizar a medição a ZMC mais pequenas, proceder ao fecho progressivo de válvulas (*step test*) e por último recorrer a técnicas de localização precisa.

As técnicas de localização precisa de fugas, contemplam equipamentos acústicos (haste de escuta, geofone, correlador acústico, *Sahara* e *Smart Ball*), injeção de traçadores, observação das características do solo (afloramentos de água à superfície, aparecimento de musgo, vegetação e humidade anormal), inspeção visual das infraestruturas, sensores térmicos e radares de penetração do solo. A bibliografia descreve equipamentos de detecção de fugas dos quais se destacam (Liu e Kleiner, 2012, Gomes, 2011, Farley *et al.*, 2008, e Thornton *et al.*, 2002):

- O correlador acústico utiliza a velocidade do som gerado pela fuga, transmitido pelas condutas em ambos os sentidos da rede, entre as duas sondas instaladas no intervalo onde se suspeita localizar a fuga. A Equação 3 permite localizar a fuga, sendo D a distância entre as sondas, V a velocidade de propagação do som, t o tempo que o som demora a percorrer a distância entre as duas sondas e L a distância à localização da fuga;

$$D = 2L + V \cdot t \quad (3)$$

- O geofone amplifica eletronicamente o som emitido por uma fuga, este deve ser colocado no solo ao longo da rede ou em contato com os acessórios, permitindo escutar as

alterações da intensidade do ruído gerado pela fuga em função da aproximação da localização da mesma (Figura 2.11.a);

- A haste de escuta é uma barra de madeira ou metal, que culmina numa forma de concha que permite encostar à orelha. É um equipamento tradicional usado para escutar o ruído emitido pelas fugas e transmitido aos acessórios instalados na rede (Figura 2.11.b);



Figura 2.11. a) geofone - Fonte: www.inlec.com/seba-kmt-hydrolux-h500-water-leak-detection-ground-microphone
 b) haste de escuta - Fonte: www.h2oleaktech.co.za/p/82023/fuji-listening-stick-lsp

- A *Smartball* é lançada na rede de distribuição, registando continuamente dados através de sensores acústicos, térmicos, do acelerómetro e do magnetómetro, localizando e estimando a magnitude das fugas;

- O sistema *Sahara* é composto por um hidrofone acoplado a um cabo, que é introduzido na rede permitindo captar o ruído das fugas. O equipamento é também capaz de incorporar um sistema de vídeo e detetar bolsas de gás;

- A injeção de traçadores, consiste em introduzir na rede um gás insolúvel como o hélio ou o hidrogénio. Se existir fuga o gás aflora à superfície e é detetado por um equipamento altamente sensível. Está técnica é recomendada quando os diâmetros das condutas são reduzidos ou quando o ruído da fuga é insuficiente para ser detetado por equipamento de detecção acústica.

2.10. Modelação hidráulica de sistemas de distribuição de água

Segundo Sá Marques e Sousa (2011, pg. 277), “um sistema de abastecimento de água é fisicamente constituído por um conjunto de reservatórios, condutas e acessórios, e tem por objetivo transportar água desde os locais onde é captada, produzida ou armazenada, até aos locais em que é consumida”, estes devem ser estudados convenientemente de modo a que sejam conhecidos os caudais e pressões instaladas no sistema de distribuição, conhecendo de antemão as características das condutas (comprimento, diâmetro e rugosidade). Este estudo deve contemplar, na atualidade, uma simulação hidráulica, a desenvolver em paralelo com as atividades descritas nos capítulos anteriores e posteriormente ao balanço hídrico.

Um modelo de simulação hidráulica de um sistema de distribuição de água é composto, segundo Coelho et al. (2006), por:

- um conjunto de dados descritivos das características físicas do sistema, das suas solicitações (consumos) e das suas condições operacionais;
- um conjunto de equações matemáticas (na sua maioria não-lineares) que reproduzem o comportamento hidráulico dos componentes individuais e do sistema como um todo, expressas em termos das principais variáveis de estado (por exemplo, o caudal nas condutas ou a pressão nos pontos notáveis);
- os algoritmos numéricos necessários para a resolução desse conjunto de equações matemáticas.

Os mesmos autores, discutem a aplicabilidade dos modelos de simulação hidráulica, destacando como utilizações mais recorrentes: o dimensionamento, procurando a melhor escolha de materiais, diâmetros de condutas e dos restantes constituintes, a elaboração estratégica, a simulação de vários cenários, sejam eles de emergência ou de ponta sazonal, o treino de operadores, a otimização de parâmetros da qualidade da água, a programação de intervenções na rede com o mínimo impacto para o consumidor, a otimização da energia de bombeamento, o apoio à análise da viabilidade da instalação da ZMC e por último, e mais pertinente para esta dissertação, o controlo de perdas de água, por exemplo por ajuste da pressão de serviço.

2.10.1. Formulação matemática

O estabelecimento das condições de equilíbrio é suportado pela lei da conservação da

massa, pela lei da energia e por uma lei de resistência ao escoamento que permite calcular a perda de carga nas condutas tendo em conta as suas características e o caudal (Sá Marques e Sousa, 2011).

Lei da conservação da massa: para os nós onde exista continuidade, ou seja, o caudal afluente é igual à soma dos caudais afluentes, a aplicação da lei resulta na seguinte equação:

$$\sum_1^{nt} Q_{ij} = C_i \quad (N \text{ equações}) \quad (4)$$

onde:

Q_{ij} - caudal que circula no troço que liga o nó i ao nó j ;

nt - número de troços que confluem no nó i ;

C_i - caudal externo do nó i (os consumos são positivos e fornecimentos são negativos).

Lei da conservação da energia: numa conduta, a diferença de energia entre os nós de extremidade é igual à perda de energia que o escoamento sofre ao atravessar a conduta.

Num sistema onde todos os troços são condutas, para cada um dos T troços (com extremidades i e j), a equação de Bernoulli é representada por:

$$H_i - H_j = \Delta H_{ij} \quad (T \text{ Equações}) \quad (5)$$

onde:

H_i - cota piezométrica do nó i ;

H_j - cota piezométrica do nó j ;

ΔH_{ij} - perda de carga total (localizada e continua) no troço que une o nó i ao j .

A perda de carga total, ΔH_{ij} , pode ser expressa em função do caudal Q_{ij} e do coeficiente de perda de carga K_{ij} :

$$\Delta H_{ij} = K_{ij} \cdot Q_{ij}^n = K_{ij} \cdot Q_{ij} \cdot |Q_{ij}|^{n-1} \quad (T \text{ equações}) \quad (6)$$

O coeficiente de perda de carga K_{ij} , depende do tipo de conduta em estudo (comprimento, rugosidade e diâmetro).

Os sistemas de distribuição de água podem ser de três tipos: emalhadados, ramificados e mistos. Em geral os sistemas são do tipo misto, assim sendo e assumindo que o sistema em estudo assume as hipóteses acima descritas, existem três possibilidades de formulação. Sá Marques e Sousa (2011) e Muranho (2012) apresentam as seguintes formulações:

- **formulação com as equações dos nós:** nesta formulação as cotas piezométricas em cada nó de junção constituem as incógnitas do problema. A Equação 7 aplicada a cada nó, obtém-se um sistema de N equações não-lineares que permitem determinar a cota piezométrica, H_i :

$$\sum_1^{nt} \operatorname{sgn}(H_i - H_j) \cdot \left(\frac{|H_i - H_j|}{K_{ij}} \right)^{\frac{1}{n}} = C_i \quad (7)$$

Por fim podem calcular-se os caudais que circulam na rede, recorrendo à Equação 8:

$$\operatorname{sgn}(H_i - H_j) \cdot \left(\frac{|H_i - H_j|}{K_{ij}} \right)^{\frac{1}{n}} = Q_{ij}. \quad (8)$$

- **formulação com as equações das malhas:** as incógnitas desta formulação são as correções de caudal a aplicar nos troços do sistema. Como o número de incógnitas (M) é diferente do número de equações (T), recorre-se a uma mudança de variável, de modo a que o sistema se torne definido. Nesta formulação, o caudal correto corresponde à soma da estimativa inicial Q_{oi} com a correção ΔQ , que corresponde ao somatório de todas as correções, relativas às NM malhas, como reproduz a Equação 9:

$$\Delta Q = \sum_1^{nm} \Delta Q_m \quad (9)$$

A formulação culmina, calculando o equilíbrio hidráulico através da Equação 10:

$$\sum_1^{ntm} K_i \cdot \left(Q_{oi} + \sum_1^{nm} \Delta Q_m \right) \cdot \left| Q_{oi} + \sum_1^{nm} \Delta Q_m \right|^{n-1} = 0 \quad (10)$$

• **formulação com as equações dos troços:** as incógnitas desta formulação são os caudais nos troços, estabelecendo uma equação de continuidade para cada nó de junção e uma equação de conservação de energia por cada malha natural ou fictícia. O sistema resultante é representado na Equação 12:

$$\sum_1^{nt} Q_{ij} = C_i \quad (N \text{ equações}) \quad (11)$$

$$\sum_1^{ntm} K_t \cdot Q_t \cdot |Q_t|^{n-1} = 0 \text{ ou } \Delta Z \quad (M + F - 1 \text{ equações}) \quad (12)$$

2.10.2. Algoritmo do gradiente global

As formulações matemáticas revistas atrás, assentam em resolução de sistemas não lineares, não sendo possível a resolução imediata, como tal recorre-se a sistemas iterativos. A bibliografia propõe vários métodos: *Método de Hardy Cross* (Hardy Cross, 1936), *Método de Newton-Raphson* (Martin e Peters, 1963), *Método da Teoria Linear* (Wood e Charles, 1972) e o *Algoritmo do Gradiente Global* (Todini, 1979). Esta dissertação, foca-se apenas, na descrição da aplicação do Algoritmo do Gradiente Global, que permite determinar o caudal e as cotas piezométricas de um sistema de distribuição de água, uma vez que é o método de linearização que o *EPANET* e a extensão *WaterNetGen* usam na modelação DDA e PDA.

2.10.2.1. EPANET (DDA)

O *EPANET* é um software de modelação do comportamento hidráulico e da qualidade da água em sistemas de distribuição de água pressurizados, este permite compreender, com mais clarividência, o movimento da água na rede. O *EPANET* ajuda a estudar alternativas de gestão. (Rossman, 2000).

O *EPANET* calcula os valores do caudal e da pressão aplicando a abordagem DDA, assumindo que os valores de consumos são conhecidos e satisfeitos na totalidade independentemente da pressão instalada, mesmo que existam pressões negativas, então os resultados da abordagem DDA apenas são significativos para valores de pressão suficiente para

cumprir as necessidades de consumo. O cálculo é realizado através, da resolução da equação da conservação da massa para cada nó e da energia para cada ligação da rede (Equações 4 e 5). O *EPANET* aplica o algoritmo do gradiente para linearizar as equações de energia. Assim, a formulação composta por np condutas com caudais desconhecidos, nn nós com cotas piezométricas desconhecidas e nós com cotas piezométricas fixas, é dada por:

$$\begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} \\ A_{21} & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Q \\ H \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -A_{10}H_0 \\ -q \end{bmatrix} \quad (13)$$

onde:

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

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

$H_0=[H_{01}, H_{02}, \dots, H_{0n0}]^T$ é o vetor coluna de cotas piezométricas nos nós fixas;

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

$A_{12}=A_{21}^T$ e $A_{10}=A_{01}^T$;

A_{11} é a matriz diagonal de dimensão $np \times np$, que corresponde à perda de carga nas condutas, segundo o pressuposto da Equação 14:

$$h_i = R_i \cdot Q_i |Q_i|^{n_i^{-1}} \quad (14)$$

Assim a matriz A_{11} :

$$A_{11} = \begin{bmatrix} R_1 \cdot |Q_1|^{n_1^{-1}} & & \\ & \ddots & \\ & & R_{np} \cdot |Q_{np}|^{n_{np}^{-1}} \end{bmatrix}; \quad (15)$$

Tendo em conta que a D_{11} resulta da primeira derivada de A_{11} , em ordem ao caudal, a formulação iterativa que revolve a Equação 13:

$$\begin{aligned} A^k &= A_{21} (D_{11}^k)^{-1} A_{12} \\ F^k &= (A_{21} Q^k - q) - A_{21} (D_{11}^k)^{-1} (A_{10} H_0 + A_{11}^k Q^k) \\ H^{k+1} &= (A^k)^{-1} F^k \\ Q^{k+1} &= Q^k - (D_{11}^k)^{-1} (A_{11}^k Q^k + A_{12} H^{k+1} + A_{10} H_0) \end{aligned} \quad (16)$$

O cálculo das novas cotas piezométricas passa pela resolução de um sistema de equações lineares $Ax=b$, onde $A=A^k$, $x=H^{k+1}$ e $b=F^k$, sendo que a matriz A é esparsa, simétrica e positiva definida. Todini e Pilati (1988) indicam o uso do método algoritmo gradiente conjugado pré-condicionado, sendo o pré-condicionador obtido pela fatorização incompleta de *Cholesky*, para resolver o sistema de equações.

O *EPANET* utiliza o método algoritmo do gradiente para linearizar as equações do sistema, no entanto, utiliza a fatorização de *Cholesky* para calcular as cotas piezométricas em vez do método do gradiente conjugado (Muranho, 2012, Muranho *et al.*, 2014 e Muranho *et al.* 2015).

2.10.2.2. *WaterNetGen* (PDA)

O *WaterNetGen* é uma extensão do *EPANET*, apresentada por Muranho em 2012, que permite não só modelações DDA, tal como o *EPANET* sem extensão, descritas anteriormente, mas também modelações PDA, de modo a que os consumos possam depender da pressão instalada na rede, incorpora também a vantagem de considerar fugas ao longo das condutas, fugas de base e fugas por rotura, usando a Equação 17 que introduz a possibilidade de calcular os consumos em função da pressão instalada na rede, e a Equação 18 para o cálculo do caudal de perdas de base e por rotura.

Expressão de Wagner et al. (1988) adaptada:

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

onde:

q_i^{form} é o caudal fornecido ao nó i ;

P_i é a pressão instalada no nó i ;

q_i^{req} é o caudal requerido pelo nó i ;

P_i^{min} é a pressão abaixo da qual não há consumo;

P_i^{ref} é a pressão necessária para satisfazer completamente o consumo;

α é o expoente que exprime a relação entre a pressão e o consumo, usualmente 0,5.

Expressão adaptada de Germanopoulos (1985), expressa o volume de perda em função da pressão:

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

onde:

q_k^{fuga} é o caudal de fuga ao longo da conduta k ;

P_k é a pressão média na conduta k ;

β_k (normalmente 10^{-7}) e α_k são parâmetros relacionados com o modelo de perdas de base (*background* - pequenos orifícios, juntas ou fendas), por outro lado C_k e δ_k são os parâmetros relacionados com o modelo de perdas por rotura (*burst*);

l_k é o comprimento da conduta.

Todini (2003) estendeu o método do algoritmo do gradiente global para incluir a relação pressão caudal, dando origem a uma formulação em tudo semelhante à do DDA, mas com a introdução da sub-matriz A_{22} , que é uma matriz diagonal, em que os seus elementos são calculados através da Equação 17.

Tendo em conta que D_{11} resulta da primeira derivada de A_{11} , em ordem ao caudal, como já referido, sabendo ainda que, D_{22} resulta da primeira derivada em ordem à pressão da Equação 17. Assim, e de forma análoga à abordagem DDA, o método do algoritmo do gradiente para a abordagem PDA (Muranho, 2012, Muranho *et al.*, 2014 e Muranho *et al.*, 2015):

$$\begin{aligned} A^k &= A_{21} (D_{11}^k)^{-1} A_{12} - D_{22}^k \\ F^k &= (A_{21} Q^k - q) - A_{21} (D_{11}^k)^{-1} (A_{10} H_0 + A_{11}^k Q^k) - D_{22}^k H^k \\ H^{k+1} &= (A^k)^{-1} F^k \\ Q^{k+1} &= Q^k - (D_{11}^k)^{-1} (A_{11}^k Q^k + A_{12} H^{k+1} + A_{10} H_0) \end{aligned} \quad (19)$$

2.10.2.3. DDA vs. PDA

A utilização da abordagem DDA, para situações de funcionamento normal produz, geralmente, resultados precisos, no entanto pode originar resultados irreais para estados de criticidade, tais como, situação de incêndio, consumos extraordinários ou perdas através das tubagens. Perante tais condições, as exigências da rede podem ser inferiores às exigências predefinidas, uma vez que o caudal em cada nó depende da pressão disponível, como tal as pressões nodais do modelo podem resultar negativas ou demasiado baixas.

Por outro lado, as exigências nodais em PDA podem ser completamente satisfeitas, só, e só se, a pressão do nó for maior que a pressão mínima de referência, caso contrário, a procura pode ser parcialmente satisfeita, dependendo da pressão disponível no nó. Assim, embora o PDA permita simular redes em condições de pressão suficiente e insuficiente, este introduz novos parâmetros ao modelo, tornando-o mais complexo, pois acrescenta a matriz D_{22} (Baek et al., 2009).

Em suma, a PDA revela-se mais exata para simular comportamentos hidráulicos em cenários anormais de pressão, sendo a análise DDA mais indicada para cenários onde a pressão de referência é totalmente satisfeita. O Quadro 2.1., do mesmo autor, compila a comparação entre as duas metodologias.

	DDA (demand-driven-analysis)	PDA (pressure-driven-analysis)
Premissas	Os consumos dos nós são sempre satisfeitos	Os consumos dos nós são dependentes da pressão instalada
Aplicações	Condições normais de funcionamento	Condições anormais de funcionamento (fugas, falhas, problemas nas bombas, exigências de combate a incêndio)
Confiança em condições anormais de operação	Baixa	Alta
Defeitos	Pressão nodal negativa pode ocorrer em situações em que a pressão não é satisfeita	Necessita de uma equação que relacione o consumo nodal com a pressão nodal. O cálculo dos consumos e pressões nodais simultaneamente é bastante difícil.
Método de resolução	Procedimentos iterativos que satisfaçam a continuidade das equações	Procedimentos iterativos usados na simulação DDA

Quadro 2.1. DDA vs. PDA - adaptado de Baek et al. (2009)

2.11. Sinopse

A revisão bibliográfica desta dissertação permitiu aprofundar o conhecimento sobre as metodologias associadas ao combate de fugas e perdas de água em sistemas de distribuição de água e da modelação hidráulica, nomeadamente no que se refere aos modelos matemáticos de simulação hidráulica orientados pelo consumo (DDA) ou orientados pela pressão (PDA).

Conclui-se então que a identificação do volume de fugas e perdas deve ser estabelecido inicialmente através do cálculo do balanço hídrico da zona em estudo, permitindo posteriormente avançar para a localização das fugas e perdas, quer com o auxílio de métodos de detecção física, quer por aplicação de modelos matemáticos de simulação hidráulica DDA ou PDA. Culminando com meios de detecção fina para localização exata de fugas e perdas.

3. Metodologias e Análise de um Estudo de Caso

3.1. Nota introdutória

O presente capítulo discute as diferenças da aplicação de simulações DDA e PDA, para a rede em estudo, em diferentes cenários de consumo e pressão. As duas abordagens têm interesse do ponto de vista quer do dimensionamento, quer da operação. A análise DDA é mais adequada para cenários em que as condições de pressão permitem satisfazer o consumo, por outro lado a PDA permite simular cenários em condições de pressão insuficiente, assim como avaliar consumos dependentes da pressão.

3.2. Águas de Coimbra

A AC, é a empresa municipal, responsável pela rede em baixa do município de Coimbra. Dispõe de 1.193 km de rede de distribuição, contando com 111 ZMC que permitem o seccionamento da rede e a medição controlada da entrada e saída de caudais, 54 reservatórios e 36 estações elevatórias. A AC apresenta uma taxa de cobertura de abastecimento de água de 100%, sendo que, segundo a ERSAR, no relatório anual de serviços (RASARP - Anexo I), em 99,53% dos casos de análises feitas em torneiras dos consumidores a água apresentava qualidade suficiente para o consumo humano, em conformidade com o Decreto-Lei nº 306/2007.

O número de contadores no final de 2015, servidos pela rede de abastecimento de água, era de 82.855. O volume de água faturada, no mesmo período, foi de 9.902.005 m³, representando um aumento de 1,42% face ao exercício de 2014.

A AC dispõe de uma Equipa de Afluências Indevidas e Perdas de Água, EAIPA, com o intuito que reduzir as perdas de água na rede, quer em roturas reportadas ou não reportadas, quer no apoio à gestão do parque de contadores, identificando os que devem ser substituídos, permitindo reduzir o efeito da subcontagem e, conseqüentemente, das perdas aparentes. A EAIPA executa trabalhos de detecção ativa de fugas, com recurso a ensaios de setorização da rede, inspeção a condutas e ramais por via da utilização de acelerómetros, hidrofones e geofones.

Na Figura 3.1 pode observar-se a evolução da água entrada no sistema de distribuição da AC, verificando uma notória redução em função da diminuição das perdas de água, sendo que o volume de água faturada mantém-se praticamente constante.

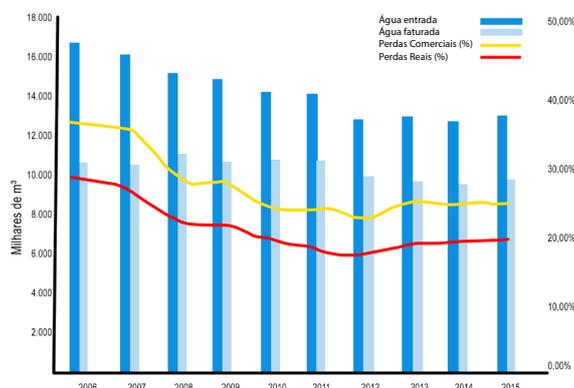


Figura 3.1. Evolução das perdas e consumos da AC - adaptado de Relatório e contas - AC 2015

O balanço hídrico, Quadro 3.1, do ano 2015, expresso segundo as recomendações da IWA, permite concluir que o exercício foi terminado com perdas totais de 24,61%, sendo considerado pela AC um valor dentro dos objetivos, como determinado pelo Plano Nacional da Água, para atingir em 2020 os 20% de perdas.

Balanço Hídrico					
A	B	C	D	E	
Água entrada no sistema 13.134.000 m³/ano	Consumo autorizado 9.924.138 m³/ano	Consumo autorizado faturado 9.902.005 m³/ano	Consumo autorizado faturado medido (incluindo água exportada) 9.902.005 m³/ano	Água faturada 9.902.005 m³/ano	
			Consumo autorizado faturado não medido 0 m³/ano		
	Perdas de água 3.209.862 m³/ano	Consumo autorizado não faturado 22.133 m³/ano		Consumo não faturado medido 5.933 m³/ano	Água não faturada (perdas comerciais) 3.231.995 m³/ano
				Consumo não faturado não medido 16.200 m³/ano	
		Perdas aparentes 643.630 m³/ano		Consumo não autorizado 148.530 m³/ano	
				Perdas de água por erros de medição 495.100 m³/ano	
			Perdas reais 2.566.232 m³/ano	Fugas nas condutas condutas de adução e/ou distribuição 630.608 m³/ano	
				Fugas e estravazamentos nos reservatórios de adução e/ou distribuição 43.800 m³/ano	
		Fugas nos ramais (a montante do ponto de medição) 1.891.824 m³/ano			

Quadro 3.1. Balanço hídrico da AC em 2015 - adaptado de Relatório e contas - AC 2015

3.3. ZMC Carvalhosas - Palheiros

Esta dissertação conta com a colaboração da EAIPA, que permitiu ao autor a inclusão nos trabalhos de planeamento da saída de campo com o operador da telegestão, assim como, na própria saída de campo, com os técnicos da EAIPA.

A ZMC Carvalhosas–Palheiros, localiza-se em Portugal, no concelho de Coimbra, na margem esquerda do rio Mondego, dispõe de dois reservatórios (Vinhamura e Palheiros), 10,5 km de rede e 343 ramais. O reservatório de Vinhamora é abastecido por bombeamento e fornece graviticamente a rede de distribuição das Carvalhosas e o reservatório de Palheiros, como se pode ver na Fig. 3.2. que, por sua vez, fornece a rede distribuição de Palheiros.

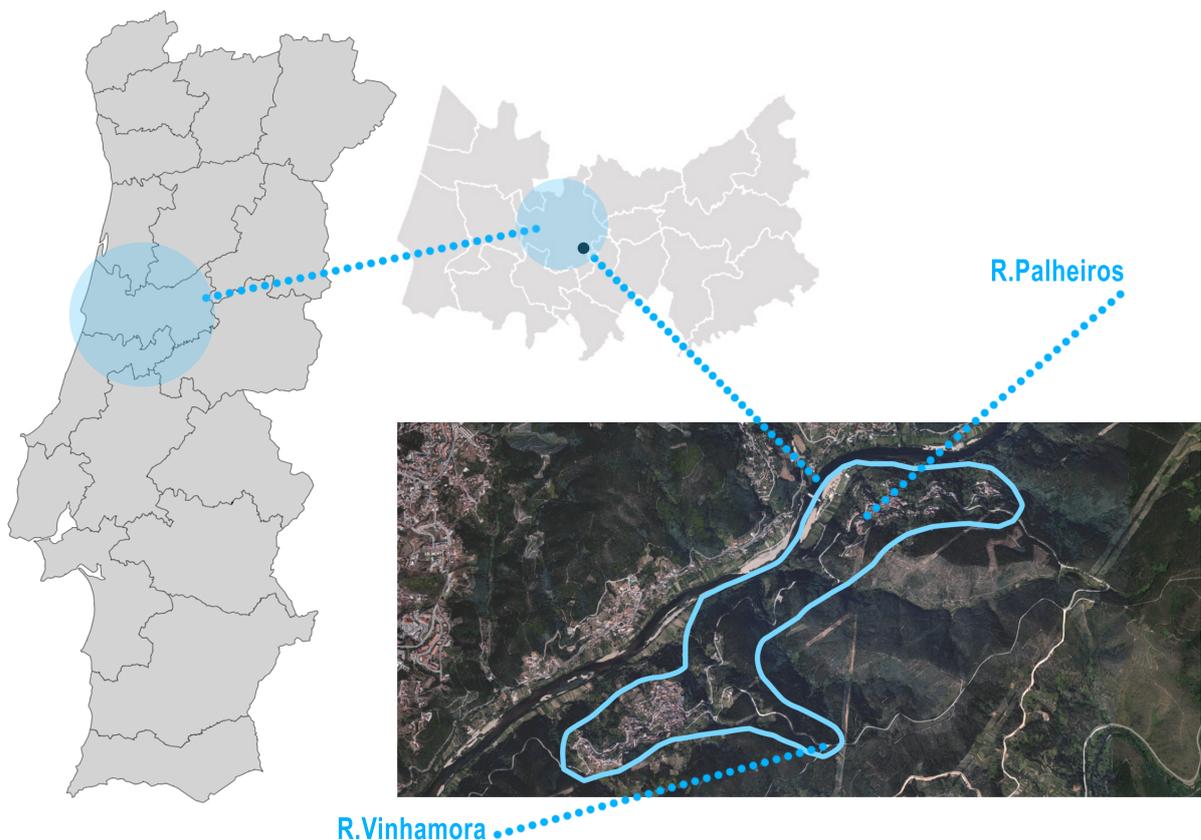


Figura 3.2. Localização ZMC Carvalhosas - Palheiros Fonte: autor

3.3.1. Saída de campo - ZMC Carvalhosas - Palheiros

O estudo de caso foi escolhido tendo em conta o alerta gerado pelo sistema de telegestão, aquando do planeamento da saída de campo. A telegestão apontou um CMN à saída do reservatório de Vinhamora de cerca de $6,3 \text{ m}^3/\text{h}$, como se pode ver na Figura 3.3., bastante mais elevado do que os registados anteriormente. No planeamento da saída de campo, assim como na escolha da ZMC a estudar e depois do alerta da telegestão, há que ter em conta a sensibilidade e experiência do operador da telegestão.

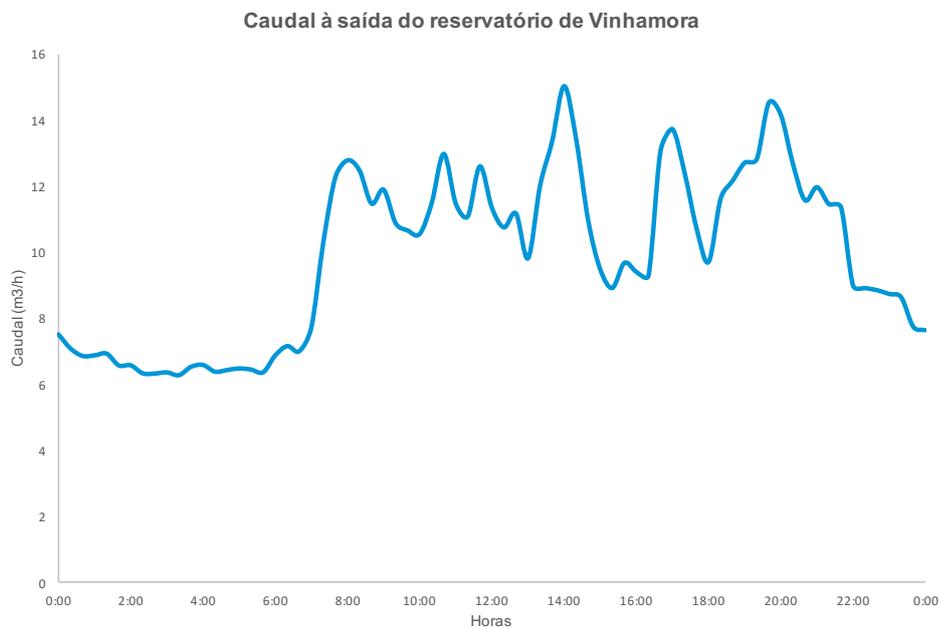


Figura 3.3. Caudal à saída do reservatório de Vinhamora

O CMN corresponde ao consumo noturno em conjunto com as perdas de base e perdas por roturas, então, o aumento do CMN noturno é geralmente sinónimo da existência de uma rotura na rede de distribuição. Dado o alerta, iniciou-se o processo de pesquisa aproximada, recorrendo ao *step-test*, isolando partes da rede, através do fecho das válvulas de seccionamento e verificando o caudal instantâneo à saída do reservatório de Vinhamora, com a constante comunicação entre a equipa móvel e a telegestão (a nomenclatura da rede pode ser consultada no Anexo A):

- Fecho da válvula C10, impedindo o abastecimento dos nós C1 a C9 e do reservatório de Palheiros. O caudal à saída do reservatório de Vinhamora baixou para valores coerentes com os registos do consumo noturno da sub-ZMC a montante da válvula C10, revelando que a rotura se encontrava a jusante;
- Fecho da válvula de entrada no reservatório de Palheiros. O nível de água manteve-se inalterado, manifestando que a rotura se localizava entre os nós C1 a C9.

Após a localização aproximada da rotura, recorreu-se à pesquisa precisa, que consistiu em percorrer a rede e os ramais de ligação com o equipamento acústico, geofone, tal como se pode ver na Figura 3.4. a) e b). A pesquisa com o geofone segue o caminho do aumento da intensidade do ruído gerado pela rotura e consequente fuga de água.



Figura 3.4. Detecção precisa: a) na conduta b) no contador - Fonte: autor

Depois de localizada a rotura e marcada a sua localização, em C5, foi reportada à equipa de piquete de reparação. A reparação da conduta e a conseqüente extinção da fuga de água naquele local, permitiu a redução do CMN em aproximadamente 3,4 m³/h, sendo coerente com os registos anteriores da telegestão para a zona. A Figura 3.5, ilustra o caudal à saída de Vinhamora antes e depois da reparação. A reparação da rotura representa praticamente 82 m³/dia de redução de fugas reais, sendo que o volume entrado no sistema no dia antes da reparação foi de 237,88 m³, a fuga por rotura representava 34,47%.

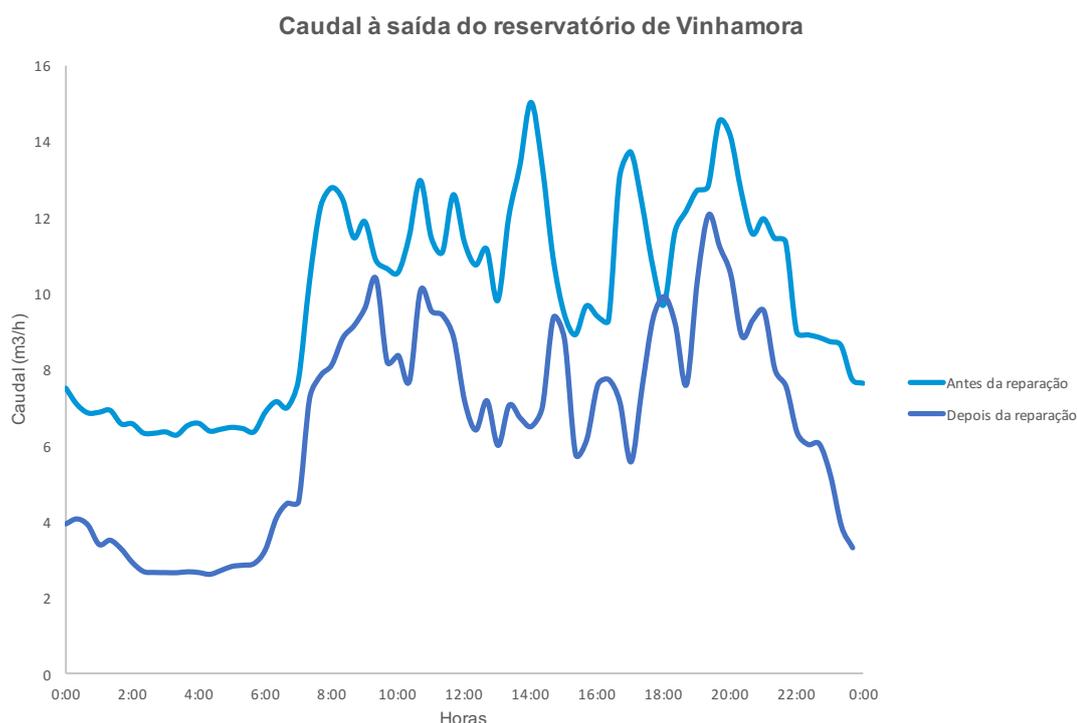


Figura 3.5. Caudal à saída do reservatório de Vinhamora

3.3.2. Montagem do modelo hidráulico: ZMC Carvalhosas - Palheiros

O modelo da ZMC em estudo foi obtido tendo em conta o cadastro da rede e consumos médios registados nos contadores cedidos pela AC. O cadastro contido numa *shapefile*, com informação da tipologia da rede, foi importado através da aplicação computacional *EpaCAD*, gerando um ficheiro *inp* que pode ser lido em *EPANET* e com a extensão *WaterNetGen*. A rede tem a configuração apresentada na Figura 3.6. e pode ser analisada em maior detalhe no Anexo A.

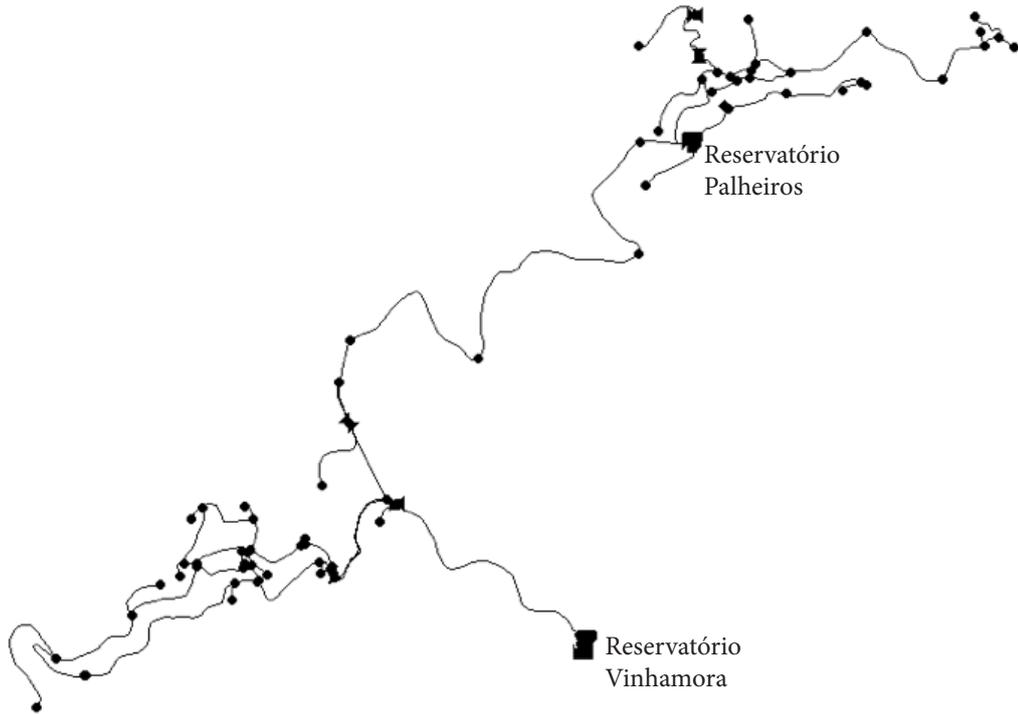


Figura 3.6. Configuração da ZMC Carvalhosas - Palheiros no modelo de simulação

Este trabalho contempla dois cenários de verificação de funcionamento da rede em estudo: dia de maior consumo e dia de consumo normal com fuga. Esta abordagem pressupõe a utilização de dois diagramas de consumos, Figura 3.7. e Figura 3.8., em que o referente ao dia de maior consumo (discretizado em intervalos de 15 minutos) foi também obtido pela AC e o do dia de normal consumo tendo em conta o caudal à saída do reservatório de Vinhamora (discretizado em intervalos de 20 minutos).

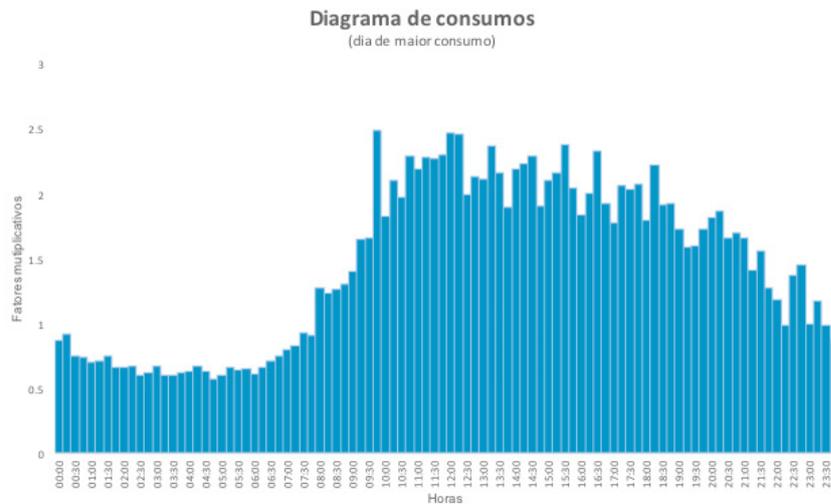


Figura 3.7. Diagrama de consumos - dia de maior consumo

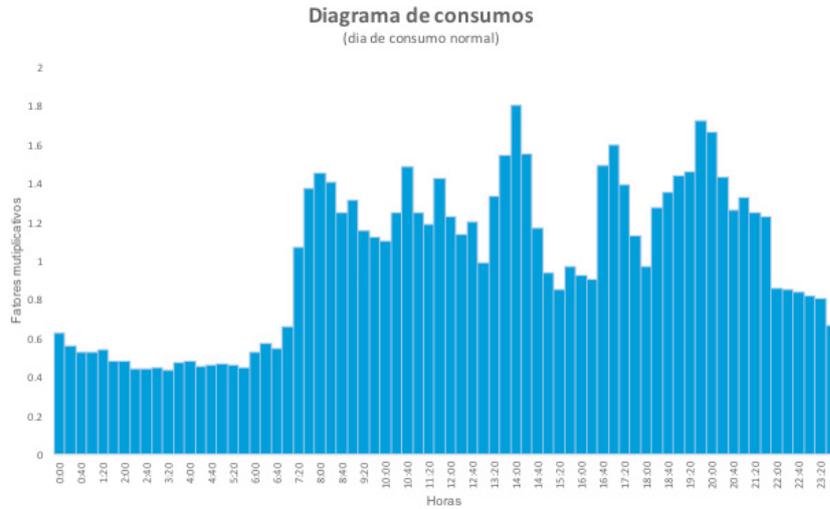


Figura 3.8. Diagrama de consumos - dia de consumo normal

O modelo hidráulico deve retratar a realidade da forma mais aproximada possível. Para o estudo da ZMC Carvalhosas-Palheiros apenas disponhamos da informação dos consumos médios de base dos clientes, introduzidos nodalmente no modelo, e do caudal à saída do reservatório de Vinhamora. Desconhecendo a variação de nível no reservatório de Palheiros, o caudal à saída do mesmo e o funcionamento da válvula altimétrica instalada à entrada do reservatório de Palheiros para a regulação do fornecimento efetuado por gravidade, ativada pela variação de nível necessária entre a posição fechada e aberta. Como tal, recorreu-se no modelo à instalação de válvulas controladoras de caudal com diferentes *settings* (as válvulas 7, 8 e 9, com valores de *setting* respetivos, em LPS, 0,708, 0,220 e 0,420) de modo a que o “andamento” do modelo no que diz respeito ao caudal à saída de Vinhamora fosse o mais semelhante possível com o medido na telegestão. Para tal, as válvulas controladoras de caudal, Figura 3.9., foram sujeitas às seguintes restrições:

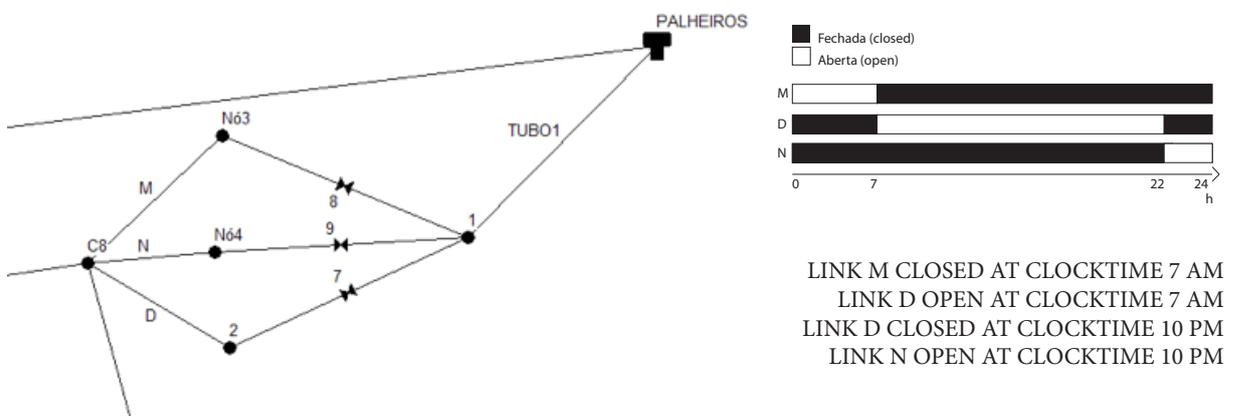


Figura 3.9. Esquemática das válvulas controladoras de caudal

De notar, que o programa não permite a ligação direta de qualquer válvula ao reservatório, assim como não permite a ligação de válvulas controladoras de caudal diretamente a um nó ramificado, C8, foi então necessário a introdução de elementos fictícios, de dimensão desprezável, que em nada afetam o cálculo e não acrescentam qualquer perda de carga.

Como já referido, durante a saída de campo foi localizada e posteriormente reparada uma rotura, com um impacto de aproximadamente $3,4 \text{ m}^3/\text{h}$. O *EPANET*, mesmo sem a extensão, permite a inclusão de emissores em nós, possibilitando a simulação de fugas por rotura, Equação 1. Foi introduzido no modelo, no nó C5, um emissor com o coeficiente de descarga de 0,1482, aferido de modo a que o volume da fuga por rotura no modelo fosse semelhante ao real.

A Figura 3.10. dá a oportunidade de comparar o caudal medido à saída do reservatório de Vinhamora na realidade e no modelo. O volume medido na realidade foi $237,88 \text{ m}^3$ e no modelo é $230,75 \text{ m}^3$, a diferença entre os dois volumes foi considerado o volume de perdas de base na rede de distribuição, discutido posteriormente.

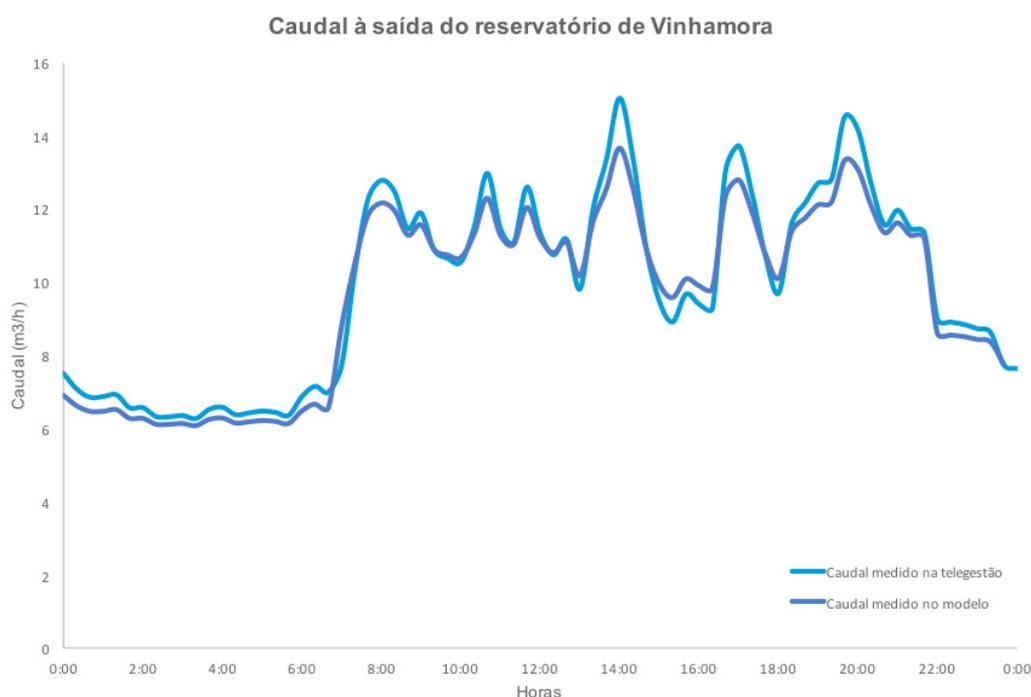


Figura 3.10. Caudal à saída do reservatório de Vinhamora (real/modelo)

3.3.3. Resultados da modelação hidráulica

Nesta secção serão apresentados os resultados do modelo simulado com recurso a DDA, com consumos fixos, e com recurso a PDA, com consumos dependentes da pressão,

possibilidade satisfeita pela introdução da extensão *WaterNetGen*. No entanto, para que possa ser realizada a análise PDA é necessário estabelecer, conforme imposto pela Equação 17, a pressão abaixo da qual não há consumo, neste caso $P_i^{min}=0$, e ainda a pressão necessária para satisfazer completamente o consumo, que deve obedecer às imposições regulamentares definidas no Decreto-Regulamentar nº23/25 de Agosto de 1995– Artigo 21º, para a pressão mínima (Equação 20), em que H é a pressão mínima (kPa) e n o número de pisos acima da cota de soleira. No caso em estudo o número de pisos acima da cota de soleira é apenas um, logo a pressão mínima é 140 kPa, ou 14,29 m c.a..

$$H = 100 + 40n \quad (20)$$

Os consumos introduzidos nos nós do modelo podem ser independentes da pressão (baseados em volume) ou dependentes da pressão (onde o caudal fornecido depende da pressão existente na rede).

Sá Marques e Sousa (2011) apontam uma distribuição média do consumo doméstico, Quadro 3.2. De grosso modo pode-se considerar que o caudal dependente da pressão e o caudal independente da pressão representam a mesma porção relativa.

Uso	% do total		% do total
Descarga de autoclismos	41	Consumo independente da pressão	50
Água para beber	5		
Lavagem de roupas	4		
Limpeza geral da casa	3	Consumo dependente da pressão	50
Utilização na cozinha	6		
Rega de jardins	3		
Lavagem do carro familiar	1		
Higiene diária, incluindo banho	37		

Quadro 3.2. Distribuição média do consumo doméstico - adaptado de Sá Marques e Sousa (2011)

Os consumos dependentes da pressão são calculados com base na Equação 17, onde o valor de α é, por defeito, 0,5.

3.3.3.1. Cenário I: Dia de maior consumo

O dia de maior consumo foi o cenário utilizado para o dimensionamento da rede. Este contempla não só a variação de consumos nos nós segundo o padrão da Figura 3.6., mas também os 10% de fugas exigidos pela regulamentação em vigor.

A análise DDA, como se pode ver na Figura 3.11., revela que em todos os nós onde existe consumo, a pressão de referência (14,29 m c.a.) é satisfeita, tornando todos os consumos independentes da pressão.

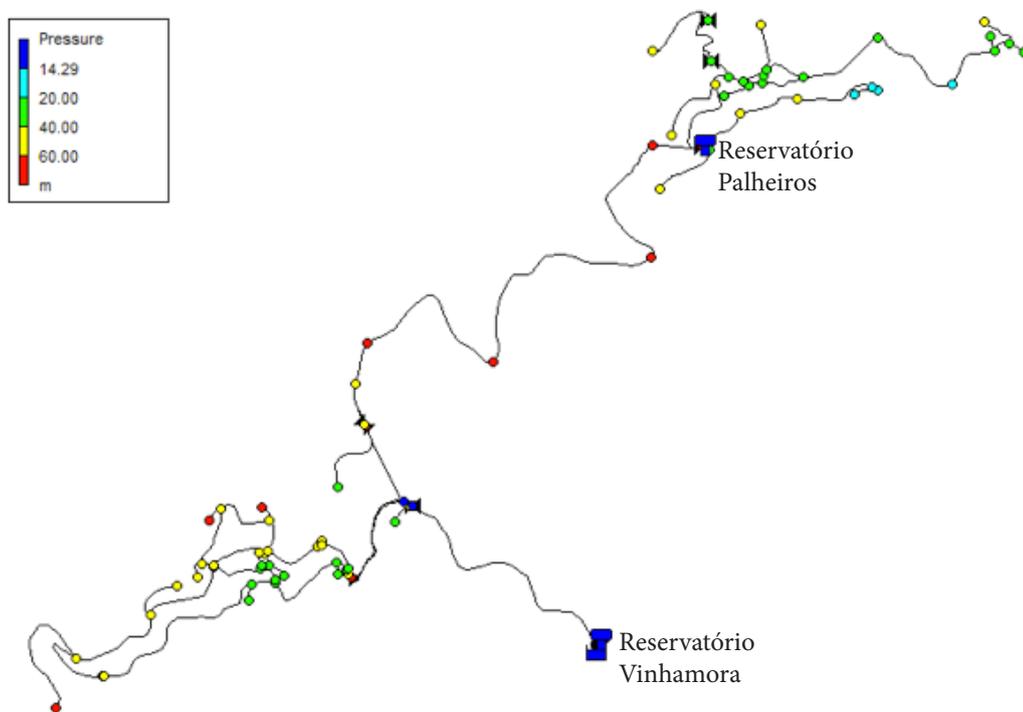


Figura 3.11. Configuração da ZMC Carvalhosas - Palheiros no modelo de simulação

Foram analisados os dados mais relevantes para este estudo, sejam eles, o caudal à saída de Vinhamora, o caudal à saída de Palheiros, o nó com a pressão mais elevada (C41) e o nó com a pressão menos elevada (P18).

A Figura 3.12. sobrepõe os resultados de ambas as simulações (DDA e PDA), para o caudal à saída de cada reservatório, sendo de fácil percepção que as curvas são coincidentes.

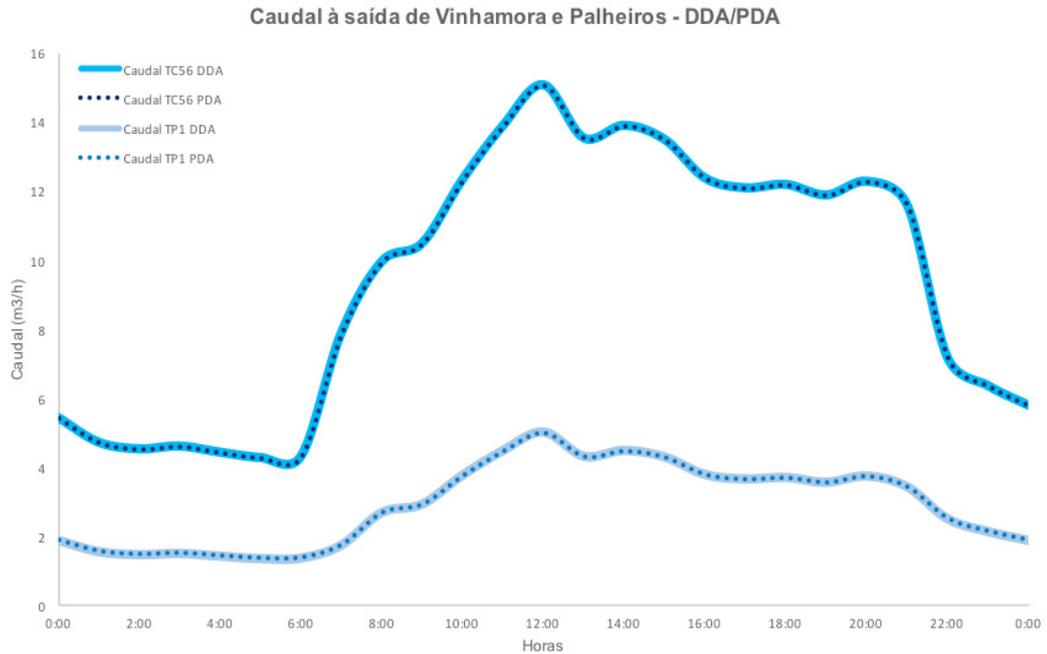


Figura 3.12. Caudal à saída do reservatório de Vinhamora (Cenário I)

No entanto, há pequenas variações, na ordem das centésimas das unidades de medida em análise (m^3/h , m c.a. e LPS), que podem ser revistas no Quadro 3.3. Como era esperado os consumos nodais assumem valores exatamente iguais, uma vez que a pressão de referência é sempre satisfeita. Por outro lado, tanto os caudais à saída dos reservatórios, como as pressões nos nós apresentam ligeiras discrepâncias, entre a análise DDA e PDA.

Nas condições supracitadas, a simulação DDA é mais apropriada para analisar a rede em estudo, uma vez que esta envolve menos esforço de cálculo, a matriz D_{22} não é calculada, logo deve ser privilegiada em relação à análise PDA.

Comportamento dia de maior consumo												
Horas	VINHAMORA		PALHEIROS		P18				C41			
	Caudal (m3/h)				Pressão (mca)		Consumo nodal (LPS)		Pressão (mca)		Consumo nodal (LPS)	
	DDA	PDA	DDA	PDA	DDA	PDA	DDA	PDA	DDA	PDA	DDA	PDA
0:00	5.4151	5.4151	1.8752	1.8752	14.7688	14.7688	0.0332	0.0332	72.7014	72.7014	0.0101	0.0101
1:00	4.7034	4.7059	1.5541	1.5541	14.7797	14.7797	0.0275	0.0275	72.7890	72.7890	0.0084	0.0084
2:00	4.5122	4.5144	1.4677	1.4677	14.7766	14.7766	0.0260	0.0260	72.8103	72.8103	0.0079	0.0079
3:00	4.5907	4.5932	1.5030	1.5034	14.7694	14.7694	0.0266	0.0266	72.8017	72.8017	0.0081	0.0081
4:00	4.4143	4.4165	1.4234	1.4238	14.7704	14.7704	0.0252	0.0252	72.8207	72.8207	0.0077	0.0077
5:00	4.2599	4.2620	1.3536	1.3540	14.7703	14.7703	0.0240	0.0240	72.8364	72.8364	0.0073	0.0073
6:00	4.2955	4.2977	1.3698	1.3702	14.7645	14.7644	0.0243	0.0243	72.8329	72.8329	0.0074	0.0074
7:00	7.8714	7.8714	1.7406	1.7406	14.7309	14.7309	0.0308	0.0308	72.7218	72.7218	0.0094	0.0094
8:00	9.9414	9.9436	2.6752	2.6755	14.6854	14.6853	0.0474	0.0474	72.4277	72.4278	0.0145	0.0145
9:00	10.4742	10.4760	2.9156	2.9160	14.6920	14.6920	0.0516	0.0516	72.3380	72.3380	0.0158	0.0158
10:00	12.3203	12.3228	3.7483	3.7490	14.5802	14.5799	0.0664	0.0664	71.9832	71.9833	0.0203	0.0203
11:00	13.8798	13.8827	4.4525	4.4532	14.4552	14.4549	0.0789	0.0789	71.6316	71.6317	0.0241	0.0241
12:00	15.0620	15.0656	4.9864	4.9867	14.3368	14.3368	0.0883	0.0883	71.3340	71.3341	0.0270	0.0270
13:00	13.5234	13.5266	4.2916	4.2923	14.4507	14.4505	0.0760	0.0760	71.7160	71.7161	0.0232	0.0232
14:00	13.8877	13.8906	4.4561	4.4564	14.4116	14.4114	0.0789	0.0789	71.6297	71.6298	0.0241	0.0241
15:00	13.4788	13.4813	4.2714	4.2718	14.4339	14.4338	0.0757	0.0757	71.7265	71.7266	0.0231	0.0231
16:00	12.3628	12.3653	3.7678	3.7685	14.5074	14.5069	0.0667	0.0667	71.9741	71.9742	0.0204	0.0204
17:00	12.0776	12.0802	3.6392	3.6396	14.5243	14.5239	0.0645	0.0645	72.0336	72.0337	0.0197	0.0197
18:00	12.1756	12.1781	3.6832	3.6839	14.5162	14.5159	0.0652	0.0652	72.0134	72.0135	0.0199	0.0199
19:00	11.8703	11.8728	3.5456	3.5460	14.5379	14.5374	0.0628	0.0628	72.0758	72.0759	0.0192	0.0192
20:00	12.2663	12.2684	3.7242	3.7246	14.5270	14.5267	0.0660	0.0660	71.9945	71.9946	0.0201	0.0201
21:00	11.5830	11.5852	3.4160	3.4164	14.5860	14.5857	0.0605	0.0605	72.1328	72.1329	0.0185	0.0185
22:00	7.1586	7.1590	2.4995	2.4995	14.7402	14.7400	0.0443	0.0443	72.5081	72.5082	0.0135	0.0135
23:00	6.3450	6.3482	2.1323	2.1326	14.7569	14.7566	0.0378	0.0378	72.6256	72.6256	0.0115	0.0115
Total	228.4693	228.5226	70.4923	70.5010	350.8723	350.8682	1.2486	1.2486	1734.4588	1734.4602	0.3812	0.3812
Erro	0.0533		0.0086		-0.0041		0.0000		0.0014		0.0000	

Quadro 3.3. Comportamento do dia de maior consumo

3.3.3.2. Cenário II: Dia de normal consumo com fuga

O Cenário II, dia de normal consumo com fuga representa o dia em que foi a saída de campo com a EAIPA. Este contempla a variação de consumos nodais segundo o padrão da Figura 3.7. e também inclui um emissor, que pretende simular a fuga. O *EPANET* considera esta possibilidade. O emissor apresenta um coeficiente de descarga de 0,1482 e localiza-se junto ao nó C5 (assinalado na Figura 3.12.).

Assim como, no Cenário I, em primeiro lugar foi realizada uma análise DDA, que revelou, como se pode ver na Figura 3.13., que as pressões nodais são sempre superiores à pressão de referência (14,29 m c.a.), mais uma vez todos os consumos eram independentes da pressão, exceto, claro está, o consumo do emissor.

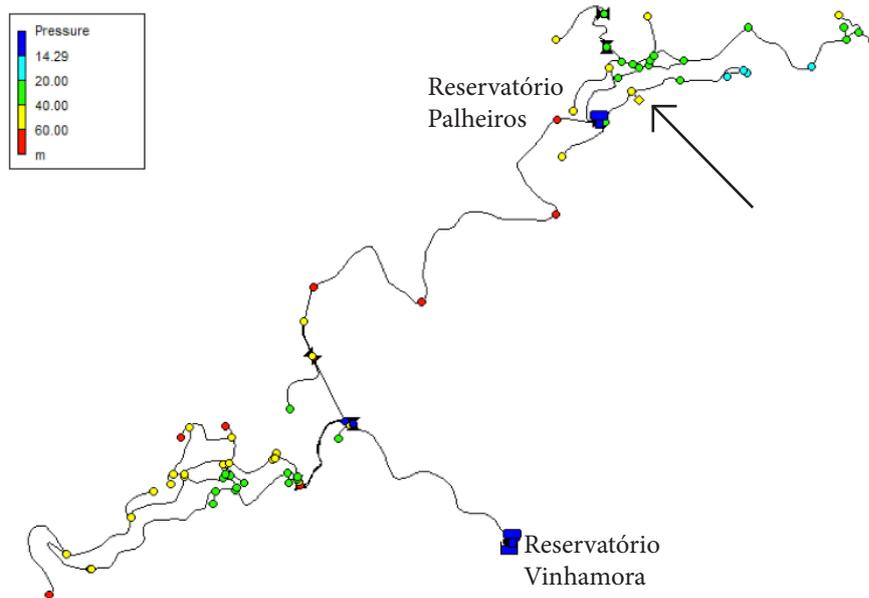


Figura 3.13. Configuração da ZMC Carvalhosas - Palheiros no modelo de simulação

Mais uma vez, como na análise do Cenário I, foram analisados os dados mais relevantes para este estudo, sejam eles, o caudal à saída de Vinhamora, o caudal à saída de Palheiros, o nó com pressão mais elevada (C41), o nó com pressão menos elevada (P18) e ainda o emissor.

A Figura 3.14. sobrepõe os resultados de ambas as simulações (DDA e PDA), para o caudal à saída de cada reservatório, sendo de fácil percepção que as curvas são mais uma vez coincidentes.

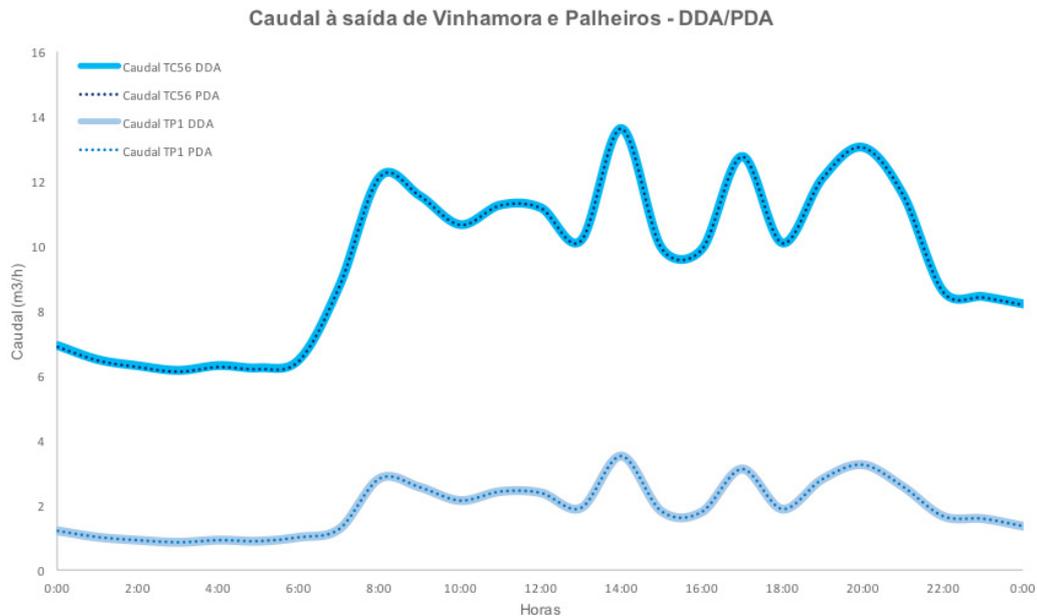


Figura 3.14. Caudal à saída do reservatório de Vinhamora (Cenário II)

No entanto, há pequenas variações, na ordem das centésimas das unidades de medida em análise (m^3/h , m c.a. e LPS), que podem ser revistas no Quadro 3.4. Como era esperado os consumos nodais assumem valores exatamente iguais, uma vez que a pressão de referência é sempre satisfeita. Por outro lado, tanto os caudais à saída dos reservatórios, como as pressões nos nós apresentam ligeiras discrepâncias, entre a análise DDA e PDA.

Comportamento dia de consumo normal mais fuga												
Horas	VINHAMORA		PALHEIROS		P18				C41			
	Caudal (m^3/h)		Pressão (mca)		Pressão (mca)		Consumo nodal (LPS)		Pressão (mca)		Consumo nodal (LPS)	
	DDA	PDA	DDA	PDA	DDA	PDA	DDA	PDA	DDA	PDA	DDA	PDA
0:00	6.9098	6.9005	1.2222	1.2222	14.8154	14.8154	0.0215	0.0215	72.8508	72.8509	0.0066	0.0066
1:00	6.4764	6.4800	1.0300	1.0303	14.8167	14.8167	0.0181	0.0181	72.8904	72.8905	0.0055	0.0055
2:00	6.2849	6.2802	0.9389	0.9389	14.8153	14.8153	0.0165	0.0165	72.9061	72.9062	0.0050	0.0050
3:00	6.1445	6.1380	0.8741	0.8741	14.8161	14.8161	0.0154	0.0154	72.9160	72.9161	0.0047	0.0047
4:00	6.2939	6.2870	0.9421	0.9421	14.8097	14.8097	0.0166	0.0166	72.9056	72.9057	0.0051	0.0051
5:00	6.2237	6.2172	0.9101	0.9101	14.8081	14.8081	0.0160	0.0160	72.9106	72.9107	0.0049	0.0049
6:00	6.4861	6.4786	1.0296	1.0296	14.7989	14.7989	0.0181	0.0181	72.8904	72.8905	0.0055	0.0055
7:00	8.7786	8.7685	1.2859	1.2859	14.7765	14.7765	0.0227	0.0227	72.8227	72.8228	0.0069	0.0069
8:00	12.1482	12.1273	2.8202	2.8206	14.6340	14.6340	0.0499	0.0499	72.3564	72.3567	0.0152	0.0152
9:00	11.5546	11.5358	2.5499	2.5506	14.6678	14.6677	0.0451	0.0451	72.4551	72.4553	0.0138	0.0138
10:00	10.6639	10.6481	2.1445	2.1449	14.7253	14.7253	0.0379	0.0379	72.5888	72.5890	0.0116	0.0116
11:00	11.2723	11.2543	2.4214	2.4217	14.6936	14.6933	0.0428	0.0428	72.4994	72.4996	0.0131	0.0131
12:00	11.1888	11.1712	2.3836	2.3839	14.7000	14.6997	0.0421	0.0421	72.5121	72.5123	0.0129	0.0129
13:00	10.1736	10.1592	1.9210	1.9213	14.7592	14.7590	0.0339	0.0339	72.6550	72.6552	0.0104	0.0104
14:00	13.6415	13.6156	3.5003	3.5006	14.5535	14.5535	0.0619	0.0619	72.0763	72.0767	0.0189	0.0189
15:00	9.9457	9.9317	1.8173	1.8173	14.7591	14.7590	0.0321	0.0321	72.6849	72.6850	0.0098	0.0098
16:00	9.8978	9.8845	1.7957	1.7960	14.7833	14.7831	0.0317	0.0317	72.6912	72.6913	0.0097	0.0097
17:00	12.7746	12.7519	3.1057	3.1061	14.6336	14.6335	0.0549	0.0549	72.2443	72.2447	0.0168	0.0168
18:00	10.0994	10.0854	1.8871	1.8878	14.7832	14.7829	0.0333	0.0333	72.6647	72.6649	0.0102	0.0102
19:00	12.0989	12.0780	2.7979	2.7983	14.6781	14.6780	0.0495	0.0495	72.3649	72.3652	0.0151	0.0151
20:00	13.0608	13.0370	3.2360	3.2364	14.6054	14.6052	0.0572	0.0572	72.1905	72.1909	0.0175	0.0175
21:00	11.6057	11.5866	2.5733	2.5736	14.6879	14.6878	0.0455	0.0455	72.4469	72.4472	0.0139	0.0139
22:00	8.6018	8.5892	1.6697	1.6697	14.7897	14.7895	0.0295	0.0295	72.7360	72.7361	0.0090	0.0090
23:00	8.4334	8.4218	1.5930	1.5934	14.7915	14.7913	0.0281	0.0281	72.7568	72.7569	0.0086	0.0086
Total	230.7589	230.4277	46.4494	46.4555	353.7019	353.6995	0.8203	0.8203	1743.0159	1743.0204	0.2507	0.2507
Erro	-0.3312		0.0061		-0.0024		0.0000		0.0045		0.0000	

Quadro 3.4. Comportamento do dia de normal consumo com fuga

Nas condições supracitadas, tal como no Cenário I, a simulação DDA é mais apropriada para analisar a rede em estudo, uma vez que esta envolve menos esforço de cálculo, a matriz D_{22} não é calculada, logo deve ser privilegiada em relação à análise PDA.

O caudal emitido (Figura 3.15.), ou de fuga, acompanha o “andamento” da pressão no nó e regista valores máximos aquando da pressão máxima, que corresponde ao mesmo momento de consumo mínimo.

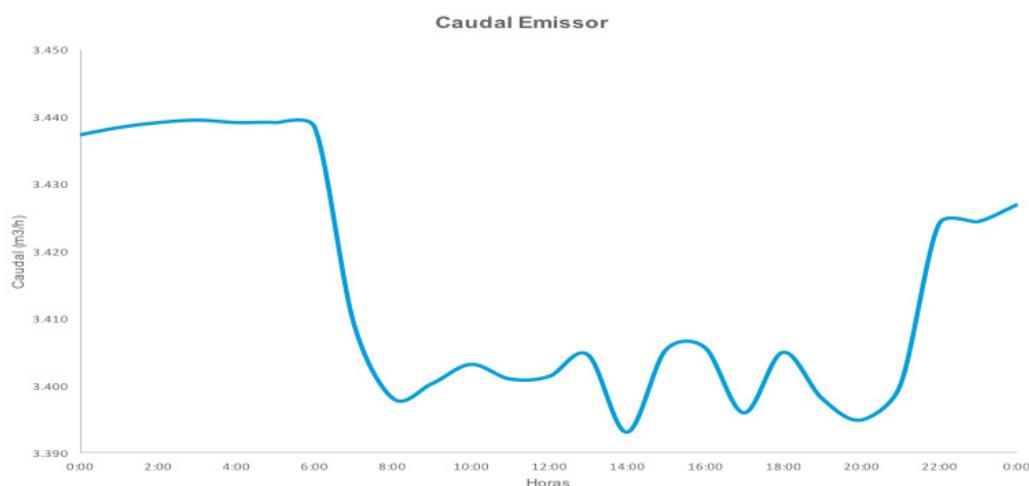


Figura 3.15. Caudal do emissor

A pressão na rede de distribuição é condicionada pelas VRP instaladas, não havendo em nós com consumo, substancial alteração de pressão, sendo este um indicador que aponta para a qualidade do estudo da introdução das VRP. Assim, o caudal da fuga, dependente da pressão (Figura 3.15.) é praticamente constante.

Em suma tanto no Cenário I, dia de maior consumo, como no Cenário II, dia de consumo normal com fuga, as pressões mínimas de serviço impostas pelo regulamento em vigor, são satisfeitas, assim sendo os consumos nodais são todos satisfeitos em pleno e sem interferência da pressão.

3.3.4. Perdas de base

A extensão *WaterNetGen* ganha sumária importância quando se pretende analisar de modo realista as fugas de água numa rede de distribuição. A extensão permite efetuar uma simulação mais real, uma vez que possibilita a consideração de fugas ao longo das condutas, fugas de base. As fugas de base, tal como revisto no Capítulo 2, são caracterizadas por um caudal muito baixo para serem detetadas por equipamentos acústicos, podendo estar ativas durante um longo período de tempo.

Para este estudo, tal como já referido, o volume de perdas de base a considerar é a diferença entre o volume medido na realidade e volume medido no modelo, ou seja, 7,13 m³, 3%.

Na Equação 18, o coeficiente β_k toma o valor de 10^{-7} , tal como é aconselhado pela bibliografia da especialidade revista no Capítulo 2, já o expoente α_k foi calibrado de forma a que o volume de perdas de base no modelo fosse aproximadamente o mesmo que o considerado. Dessa forma, com base na Equação 18, o α_k assume o valor de 0,64 nas condutas entre nós com consumos, nas restantes o α_k assume valores mais pequenos, uma vez que o número de juntas e ramais é muitíssimo inferior (ver em detalhe Anexo A). A Figura 3.16. ilustra a variação das fugas de base na rede, sendo o volume medido no modelo para fugas de base de $7,15 \text{ m}^3$.

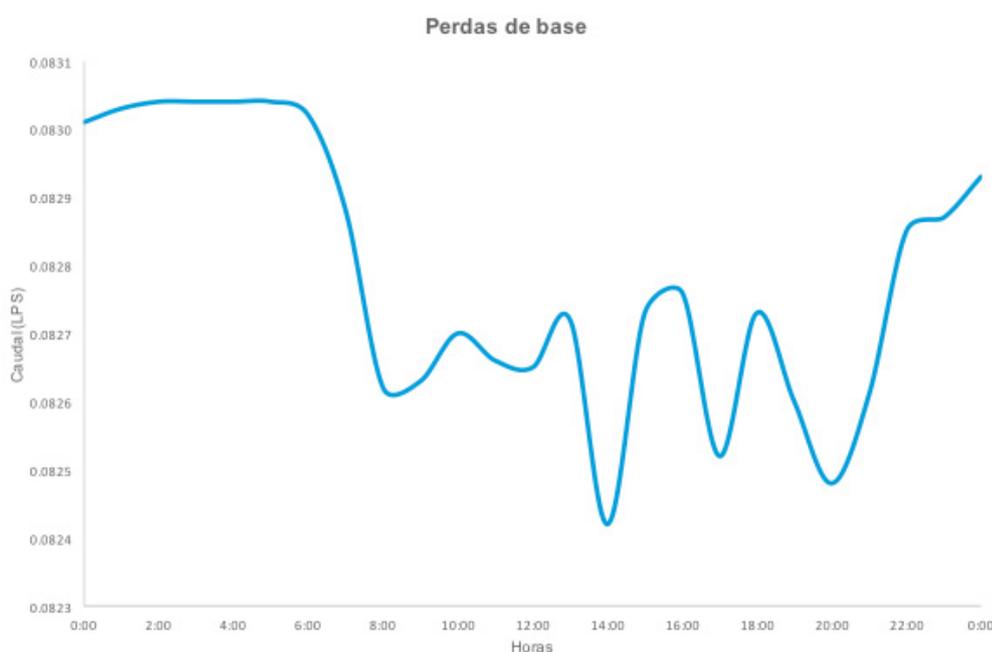


Figura 3.16. Perdas de base

3.3.4.1. Redução das perdas de base por regulação das VRP

A gestão da pressão é procedimento fundamental na redução de perdas de base, já que estas são mais difíceis de localizar do que as fugas por rotura. As VRP afiguram-se como sendo o meio mais eficaz de gestão da pressão, visto que são facilmente reguláveis (alteração do *setting*).

A pressão instalada deve ser tal que satisfaça os consumos dependentes e independentes da pressão avaliados numa análise PDA. No entanto, a redução da pressão instalada, embora conduza à redução das perdas, nomeadamente as de base, conduz também à redução do consumo nodal dependente da pressão. Então, cabe à EG definir a política de gestão, optando por uma rede de distribuição com menor pressão instalada, com menor volume de perdas de base e também com o menor consumo dependente da pressão, ou por outro lado, uma rede de distribuição com maior pressão instalada, com maior volume de perdas de base, mas, no entanto, com maior

consumo nodal. Certamente, está análise deve ser feita tendo em conta fatores como: o custo do tratamento da água, o custo da eletricidade necessária para elevar a água até aos reservatórios, as necessidades de água no local, sendo que uma EG que esteja perante um cenário de escassez de água privilegiará a redução dos consumos em função da redução das perdas de água.

Neste caso, como já referido, por análise do Quadro 3.2 considerou-se os consumos dependentes da pressão como 50% do consumo nodal total.

Da análise feita para o Cenário I e Cenário II constatou-se que a pressão de referência era sempre satisfeita, desta feita, num primeiro estudo, as VRP poderiam ser reguladas de maneira a que a pressão instalada fosse a pressão mínima exigida. Foram estudados três novos cenários de regulação das VRP 1, 2, 3 e 5 (Ver Anexo A), sendo o Cenário III a rede sem VRP, o Cenário IV a rede com VRP reguladas com *settings* reais (os *settings* são assumidos pelo programa nas unidades de medida de pressão, m c.a.) e o Cenário V a rede com as VRP reguladas com os *settings* mais baixos de modo a que pressão mínima seja satisfeita em todos os nós com consumo.

O Cenário III representa a rede de distribuição sem as VRP 1, 2, 3 e 5, neste caso as pressões instaladas nos nós são sempre acima do mínimo regulamentar de modo a satisfazer todos os consumos nodais na totalidade, e na maior parte dos nós chega a ser superior ao máximo recomendado, 60 m c.a..

No Quadro 3.5. são apresentados os valores das perdas de base nas condutas a jusante das VRP em estudo, para o Cenário III.

Perdas de base Cenário III							
VRP 1		VRP 2		VRP 3		VRP 5	
Condutas	Perdas de base (L/dia)	Condutas	Perdas de base (L/dia)	Condutas	Perdas de base (L/dia)	Condutas	Perdas de base (L/dia)
TP7	380.16	TP6	267.84	TC14	155.52	TC47	8.64
				TC15	276.48	TC48	51.84
						TC49	43.20
						TC50	293.76
						TC51	77.76
						TC52	51.84
						TC53	682.56
				Totais (L/dia)			
	380.16		267.84		432.00		1209.60
				2289.60			

Quadro 3.5. Perdas de base Cenário III

O Cenário IV representa a rede de distribuição com as VRP 1, 2, 3 e 5 sujeitas aos *settings* reais, 20, 20, 45 e 45, respetivamente. Também neste caso, as pressões instaladas nos nós são sempre acima do mínimo regulamentar de modo a satisfazer todos os consumos nodais na totalidade, apenas o nó P7, imediatamente a montante da VRP2 chega a ser superior ao máximo recomendado, 60 m c.a..

No Quadro 3.6. são apresentados os valores das perdas de base nas condutas a jusante

das VRP em estudo, para o Cenário IV. As VRP existentes na rede e reguladas com *settings* originais desencadeiam uma redução de perdas de base 838,08 L/dia.

Perdas de base Cenário IV							
VRP 1		VRP 2		VRP 3		VRP 5	
Condutas	Perdas de base (L/dia)	Condutas	Perdas de base (L/dia)	Condutas	Perdas de base (L/dia)	Condutas	Perdas de base (L/dia)
TP7	181.44	TP6	181.44	TC14	112.32	TC47	8.64
				TC15	181.44	TC48	34.56
						TC49	25.92
						TC50	190.08
						TC51	51.84
						TC52	34.56
						TC53	449.28
181.44		181.44		Totais (L/dia)		794.88	
				1451.52			
				293.76			

Quadro 3.6. Perdas de base Cenário IV

O Cenário V representa a rede de distribuição com as VRP 1, 2, 3 e 5 sujeitas aos *settings* alterados, de forma a que todos os nós estejam sujeitos à pressão mínima regulamentar, 0, 0, 39 e 36, respetivamente. Neste cenário, as pressões nodais situam-se todas no intervalo entre o mínimo e máximo regulamentar.

No Quadro 3.7. são apresentados os valores de perdas de base nas condutas a jusante das VRP em estudo, para o Cenário V as VRP existentes originalmente reguladas segundo as condições supracitadas originam uma redução das perdas de base de 302,40 L/dia, em relação ao Cenário IV, e 1.114,48 L/dia, em relação ao Cenário III.

Perdas de base Cenário V							
VRP 1		VRP 2		VRP 3		VRP 5	
Condutas	Perdas de base (L/dia)	Condutas	Perdas de base (L/dia)	Condutas	Perdas de base (L/dia)	Condutas	Perdas de base (L/dia)
TP7	103.68	TP6	112.32	TC14	103.68	TC47	8.64
				TC15	164.16	TC48	25.92
						TC49	25.92
						TC50	155.52
						TC51	43.20
						TC52	25.92
						TC53	380.16
103.68		112.32		Totais (L/dia)		665.28	
				1149.12			
				267.84			

Quadro 3.7. Perdas de base Cenário V

Esta dissertação, analisou a introdução de uma VRP (VRP6) a montante da conduta TC20, de modo a que a pressão mínima seja satisfeita em todos os nós com consumo. A VRP6 é instalada entre dois nós fictícios, F5 e F6. O *setting* imposto foi de 33 m c.a.. Todos os nós apresentam pressão superior à mínima regulamentar e apenas o nó C41 atinge uma pressão ligeiramente superior à recomendada. O Quadro 3.8. revela uma redução de perdas de base em função da introdução da VRP6, 388,80 L/dia, representando uma atenuação de 15,15% das

perdas de base das condutas a jusante da VRP6.

Perdas de base - VRP6		
Conduta	Sem VRP L/dia	Com VRP (setting 33) L/dia
TC20	146.88	129.60
TC21	86.40	77.76
TC22	51.84	43.20
TC23	181.44	155.52
TC24	51.84	43.20
TC25	172.80	146.88
TC26	51.84	43.20
TC27	34.56	25.92
TC28	155.52	129.60
TC29	0.00	0.00
TC30	112.32	95.04
TC31	43.20	25.92
TC32	8.64	8.64
TC33	34.56	25.92
TC34	17.28	8.64
TC35	34.56	25.92
TC36	43.20	34.56
TC37	241.92	207.36
TC38	146.88	129.60
TC39	267.84	224.64
TC40	466.56	414.72
TC41	216.00	181.44
Total (L/dia)	2566.08	2177.28
		388.80

Quadro 3.8. Perdas de base VRP6

Em modo de conclusão, a gestão de pressão concretizada por regulação das VRP e por introdução de uma VRP não existente, reduz as perdas de base em 21,39%, considerando a diferença entre o Cenário III e o Cenário V mais a introdução da VRP6, e 9,67%, se considerarmos a diferença entre o Cenário IV e o Cenário V mais a introdução da VRP6.

Como já referido, o consumo nodal aquando da consideração da pressão de referência como sendo a pressão mínima regulamentar, neste caso para um único piso acima da cota de soleira, não sofre qualquer alteração, pois todos os nós com consumo associado apresentam pressão superior à pressão de referência.

Este estudo, contempla a consideração da pressão de referência como sendo 30 m c.a. para consumos dependentes da pressão, analisando o Cenário III, o Cenário IV e Cenário V mais a introdução da VRP6.

Veja-se no Quadro 3.9., um exemplo (nó C51) da inclusão dos consumos nodais, no *EPANET* com a extensão *WaterNetGen*, de diferentes categorias de consumo e diferentes pressões de referência.

Consumo base	Padrão	Categoria	Pmin (mca)	Pref (%)
0.001379	DNC	Contador 1	0	0
0.004709	DNC	Contador 2	0	0
0.001379	DNC	Contador 1	0	210.143
0.004709	DNC	Contador 2	0	210.143

Quadro 3.9. Consumo de base - C51

Calcularam-se os consumos nodais em todos os nós condicionados pelas VRP, o Quadro 3.10. mostra que há nós em que, quer a pressão de referência para os consumos independentes da pressão, quer a pressão de referência para os consumos dependentes da pressão são satisfeitas em qualquer um dos cenários, uma vez que todo o consumo requerido é fornecido, outros em que as pressões de referência são apenas satisfeitas em um ou outro cenário. Conclui-se ainda, que a crescente redução de pressão na rede conduz a um abaixamento do consumo nodal dependente da pressão, sendo que a diferença entre o Cenário III e o Cenário IV é de 1,07 m³/dia e a diferença de volume consumido entre o Cenário IV e Cenário V, incluindo a VRP6, é de 3,22 m³/dia.

Nó	Consumo nodal (L/dia)		
	Cenário III	Cenário IV	Cenário V + VRP6
C14	2517.12	2517.12	2439.36
C15	578.88	578.88	573.48
C16	1371.60	1152.36	1078.56
C21	7746.12	7746.12	7364.52
C22	3009.96	3009.96	2932.20
C23	1721.52	1721.52	1721.52
C24	7403.04	7403.04	7403.04
C25	1060.20	1060.20	1060.20
C26	2684.16	2684.16	2640.24
C28	5608.80	5608.80	5303.16
C29	4968.00	4968.00	4791.96
C30	1610.28	1610.28	1452.96
C31	538.56	538.56	484.56
C32	390.96	390.96	360.36
C33	112.68	112.68	106.92
C34	720.36	720.36	668.16
C35	438.12	438.12	408.24
C36	109.44	109.44	100.44
C37	6167.16	6167.16	5834.52
C38	437.04	437.04	437.04
C39	12024.00	12024.00	11895.84
C41	902.52	902.52	902.52
C50	1830.96	1779.84	1674.72
C51	1043.28	950.40	881.28
C52	2076.12	1946.52	1817.28
C53	7076.52	6687.36	6251.76
C54	489.96	424.44	387.72
C55	6000.12	5876.28	5539.32
P7	2202.84	2202.84	2174.04
P9	1553.04	1553.04	1418.40
Total (L/dia)	84393.36	83322.00	80104.32

Quadro 3.10. Consumo nodal

A Figura 3.17. ilustra graficamente, o “andamento” do consumo nos três cenários em estudo, referente ao nó C53, nó que apresenta maior diferença de consumos entre os cenários, sendo notória a redução do consumo em função da redução da pressão existente na rede de distribuição.

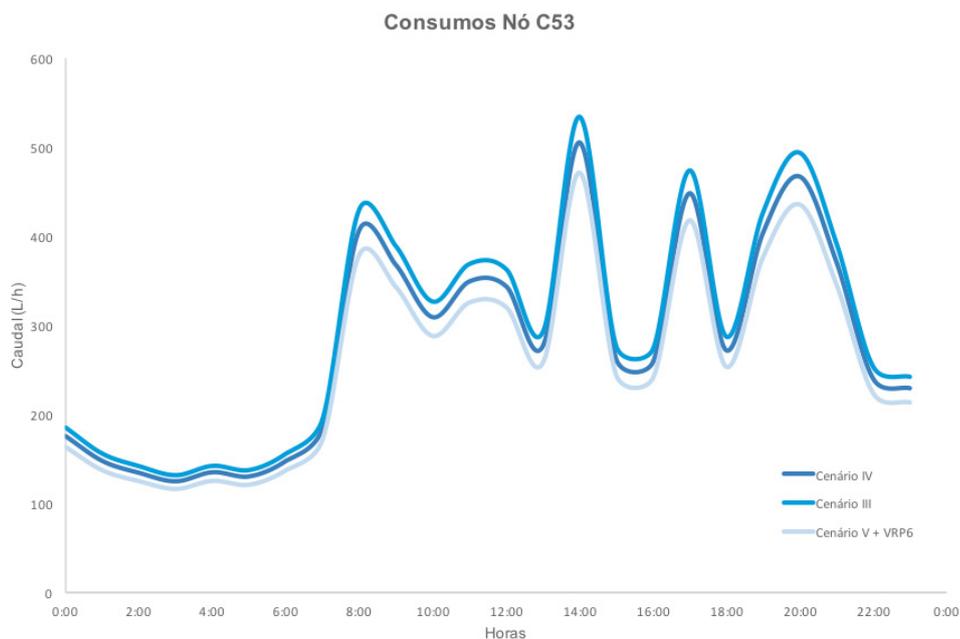


Figura 3.17. Consumos no nó C53

Considerando, como já referido a pressão de referência para os consumos dependentes da pressão igual a 30 m c.a., obtemos uma redução de perdas de base de 0,84 m³/dia e 1,07 m³/dia de consumo nodal, na relação entre o Cenário III e IV, já no que diz respeito à diferença entre o Cenário IV e V, regista-se uma diminuição das perdas de base de 0,69 m³/dia e de 3,22 m³/dia de consumo nodal.

3.4. Sinopse do estudo de caso

Ao longo do estudo de caso foi possível retirar algumas conclusões, acerca do estado da AC e também da ZMC em estudo.

A AC apresenta níveis de excelência quer da qualidade da água, quer da taxa de cobertura, 99,53% e 100%, respetivamente, no que diz respeito às perdas de água o último relatório de contas (2015) aponta 24,61% de perdas totais, o que indica que as metas estabelecidas para 2020 poderão ser atingidas.

A ZMC Carvalhosas-Palheiros aquando da saída de campo com EAIPA registava CMN de $6,3 \text{ m}^3/\text{h}$, após a localização da rotura através dos métodos enunciados de procura aproximada e precisa, o CMN baixou para $3,4 \text{ m}^3/\text{h}$, o que representa uma redução de perdas na ordem de $82 \text{ m}^3/\text{dia}$, 34,47%.

A simulação hidráulica da ZMC em estudo, revelou que para este caso a abordagem DDA seria mais indicada do que a PDA, uma vez que os cenários de consumo simulados permitiam que a pressão de referência fosse satisfeita em pleno, assim a dispensa do cálculo da matriz D_{22} aligeira o cálculo, uma vez que esta é o resultado da derivada da Equação 17 em ordem à pressão, logo, pode resultar em descontinuidades e não convergência do modelo.

Este estudo revela que a introdução das VRP aquando do dimensionamento, foi bem executada, uma vez que a redução das perdas de base do cenário III para o IV é de $838 \text{ L}/\text{dia}$, já a redução do cenário III para o V é de $1.114,48 \text{ L}/\text{dia}$. A introdução da VRP 6 reduz as perdas de base nas condutas a jusante da sua localização em 15,15%.

Considerou-se em última análise que os consumos dependentes da pressão requeriam uma pressão de referência de 30 m c.a. , esta análise revelou que a gestão da pressão deve ter em conta a redução do consumo nodal em função da diminuição da redução da pressão, com objetivo de reduzir as perdas de base. O estudo revelou que entre o cenário III e IV as perdas de base diminuíam $0,84 \text{ m}^3/\text{dia}$, no entanto o consumo nodal reduzia $1,07 \text{ m}^3/\text{dia}$, já na relação entre o Cenário IV e V, regista-se uma diminuição das perdas de base de $0,69 \text{ m}^3/\text{dia}$ e de $3,22 \text{ m}^3/\text{dia}$ de consumo nodal.

[Conclusão e Trabalhos Futuros]

4. Conclusão e Trabalhos Futuros

4.1. Conclusão

O tema que deu mote a este trabalho deve ser continuamente discutido, quer pelas EG, quer pelos consumidores. Não há dúvida que as fugas e perdas de águas em sistemas de distribuição apresentam impactos negativos, seja do ponto de vista económico, social ou ambiental e técnico.

Se é verdade, como já foi revisto neste trabalho, que Portugal, na maior parte dos casos, não sofre de pressão da escassez de recursos hídricos, dispondo de uma riquíssima qualidade e quantidade de água, verdade é, também, que a ANF assume uma fatia muito considerável de gastos a serem acarretados não só pelas EG, mas, sobretudo, e em última análise, pelos consumidores finais.

Este trabalho reviu a bibliografia especializada no tema em questão. Esclarece conceitos como perdas de água, reais e aparentes, e aponta medidas de redução das mesmas. Descreve o processo de avaliação das fugas e perdas até à localização e mitigação das mesmas, começando pelo cálculo do balanço hídrico, que permite estimar o volume de água perdido no sistema, assim como enquadrá-lo nas diversas parcelas sugeridas pela IWA. Aponta o CMN como o principal indicador de fugas e perdas numa rede, uma vez que foi o indicador usado na escolha da ZMC do estudo de caso. Distingue localização de fugas de forma aproximada, por via do *step test* em ZMC, de localização exata com recurso as vários tipos de equipamentos, destacando o geofone utilizado na saída de campo. Por fim, faz uma síntese das aplicações matemáticas inseridas no *EPANET* e, posteriormente, no *WaterNetGen*, de modo a clarificar o conceito de análise com base no consumo, DDA, e análise com base na pressão PDA.

A segunda parte desta dissertação aborda a descrição do estudo de caso ZMC Carvalhosas-Palheiros. O estudo de caso foi escolhido tendo em conta o alerta gerado pelo sistema de telegestão da AC, que registou um CMN de 6,3 m³/h, demasiado elevado para a ZMC em análise, revelando a possível existência de uma fuga de grande volume. O autor foi incluído na saída de campo da EAIPA, na qual se realizou uma pesquisa aproximada, recorrendo a um *step test* através do fecho de válvulas de seccionamento, seguido de pesquisa precisa com recurso ao geofone. A fuga localizava-se junto do nó C5. A sua reparação levou a uma redução de 82 m³/dia de perdas de água, 34,47%.

Com modelo hidráulico foram simulados cinco cenários. O Cenário I representa o dia de maior consumo e o Cenário II um dia de consumo normal com a fuga representada no modelo por um emissor com coeficiente de descarga de 0,1482. Ambos os cenários foram analisados com base no consumo, DDA, e com base na pressão, PDA, as duas abordagens apresentam interesse

no dimensionamento, diagnóstico e operação do sistema. No entanto, a pressão de referência para este caso (14,29 m c.a.) foi sempre satisfeita e, conseqüentemente, os consumos nodais dependentes da pressão e independentes da pressão, foram também satisfeitos na totalidade, assim, concluiu-se que a análise DDA é mais apropriada para analisar cenários com condições de pressão iguais ou superiores à pressão de referência, uma vez que envolve menos cálculo numérico, já que a matriz D_{22} não é calculada, também porque esta é o resultado da derivada da Equação 17 em ordem à pressão, logo, pode resultar em descontinuidades e não convergência do modelo.

As perdas de base foram intuídas pela diferença entre o volume de água medido entrado no sistema na realidade e no modelo de simulação, assim o coeficiente de vazão para as fugas de base nas condutas foi calibrado e fixado em 0,64, nas condutas em que há ligações de ramais.

A gestão da pressão através da regulação das VRP é fundamental na redução das perdas de base, tal como foi estudado para os três cenários de pressão. O Cenário III não inclui as VRP em estudo, 1, 2, 3 e 5, no Cenário IV as VRP estão reguladas com os *settings* originais e no Cenário V as VRP estão reguladas com os *settings* que permitem o alcance da pressão mínima e inclui ainda uma VRP não existente. Assim, obteve-se uma redução de 21,39% (1,14 m³/dia) do volume de perdas de base do Cenário III para o Cenário V e 9,67% (0,30 m³/dia) do Cenário IV para o Cenário V.

Considerou-se, em última análise, que a pressão de referência para os consumos dependentes da pressão era de 30 m c.a., com vista a relacionar a redução da pressão instalada com a redução dos consumos nodais dependentes da pressão e das perdas de base. Foram simulados os Cenários III, IV e V e chegou-se à conclusão que a redução da pressão diminuía as perdas de base 0,84 m³/dia e 1,07 m³/dia de consumo nodal, na relação entre o Cenário III e IV, já no que diz respeito à diferença entre o Cenário IV e V, regista-se uma diminuição das perdas de base de 0,69 m³/dia e de 3,22 m³/dia. Então, a redução de pressão neste caso conduz a uma redução mais significativa no consumo nodal do que na redução das perdas de base, assim sendo, cabe a EG, consoante a sua política de gestão, decidir qual o cenário mais favorável, sendo que este trabalho, assim como, as políticas atuais, como o PENSAAR 2020, apontam no sentido da maximização da redução das perdas de água.

4.2. Sugestões de trabalhos futuros

Durante a dissertação foi sempre enaltecida a importância da redução das fugas e perdas de água em redes de distribuição de água, sendo que a conclusão primordial é que se deve continuar os trabalhos desenvolvidos neste ramo, e promover cada vez mais a colaboração das EG com o meio académico. Como tal, são sugeridos alguns futuros trabalhos:

- Estender a outras ZMC o estudo realizado nesta dissertação, de modo a serem detetadas e localizadas roturas e estudada a gestão da pressão com o objetivo da redução do volume de fugas;
- Aumentar o número de trabalhos realizados pelas equipas de detecção de fugas e perdas, de modo a que se maximizem os resultados obtidos;
- Alargamento das redes de telegestão, através do aumento do número de pontos de monitorização de caudais, pressões e alturas de água, de modo a que a calibração dos modelos de simulação possa ser a mais aproximada da realidade possível;
- Melhoria dos sistemas SCADA de forma a facilitar a intercomunicação de leituras de vários equipamentos de registo.

[Referências Bibliográficas]

5. Referências Bibliográficas

Águas de Coimbra (2016). *Relatório de Contas 2015*.

Alegre, H., Coelho, S. T., Almeida, M., Vieira, P. (2005), *Guia Técnico 3: Controlo de perdas de água em sistemas públicos de adução e distribuição*. Instituto Regulador de Águas e Resíduos (IRAR), Instituto da Água (INAG) e Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC).

Baek, C., Jun, H., Kim, J. (2009). Development of a PDA Model for Water Distribution Systems Using Harmony Search Algorithm. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 14, 613-625. doi: 10.1007/s12205-010-0613-7.

Coelho, S., Loureiro, D., Alegre, H. (2006). *Modelação e Análise de Sistemas de Abastecimento de Água*. Instituto Regulador de Águas e Resíduos (IRAR) e Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC).

Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos (ERSAR) (2016). *Relatório Anual dos Serviços de Águas e Resíduos em Portugal (RASARP 2016)*.

Farley, M. (2001). *Leakage management and control*. Geneva: World Health Organization.

Farley, M., Wyeth, G., Ghazali, Z., Istandar, A., Singh, S. (2008). *The Manager's Non-Revenue Water Handbook*. Ranhill Utilities Berhar and USAID.

Gomes, R. J. (2011). *Modelação matemática como ferramenta de gestão e exploração de sistemas de distribuição de água (Tese de doutoramento)*. Universidade de Coimbra, Coimbra.

Lambert, A., Hirner, W. (2000). Losses from water supply systems: standard terminology and recommended performance measures. *The Blue Pages. International Water Association (IWA)*.

Liu, Z., Kleiner, Y. (2013). Measurement. *Elsevier*, 46, 1-15.

MacKenzie, D., Bgagwan, J., and Lambert, A. (2002). Leakage reduction software developed through the Water Research Commission.

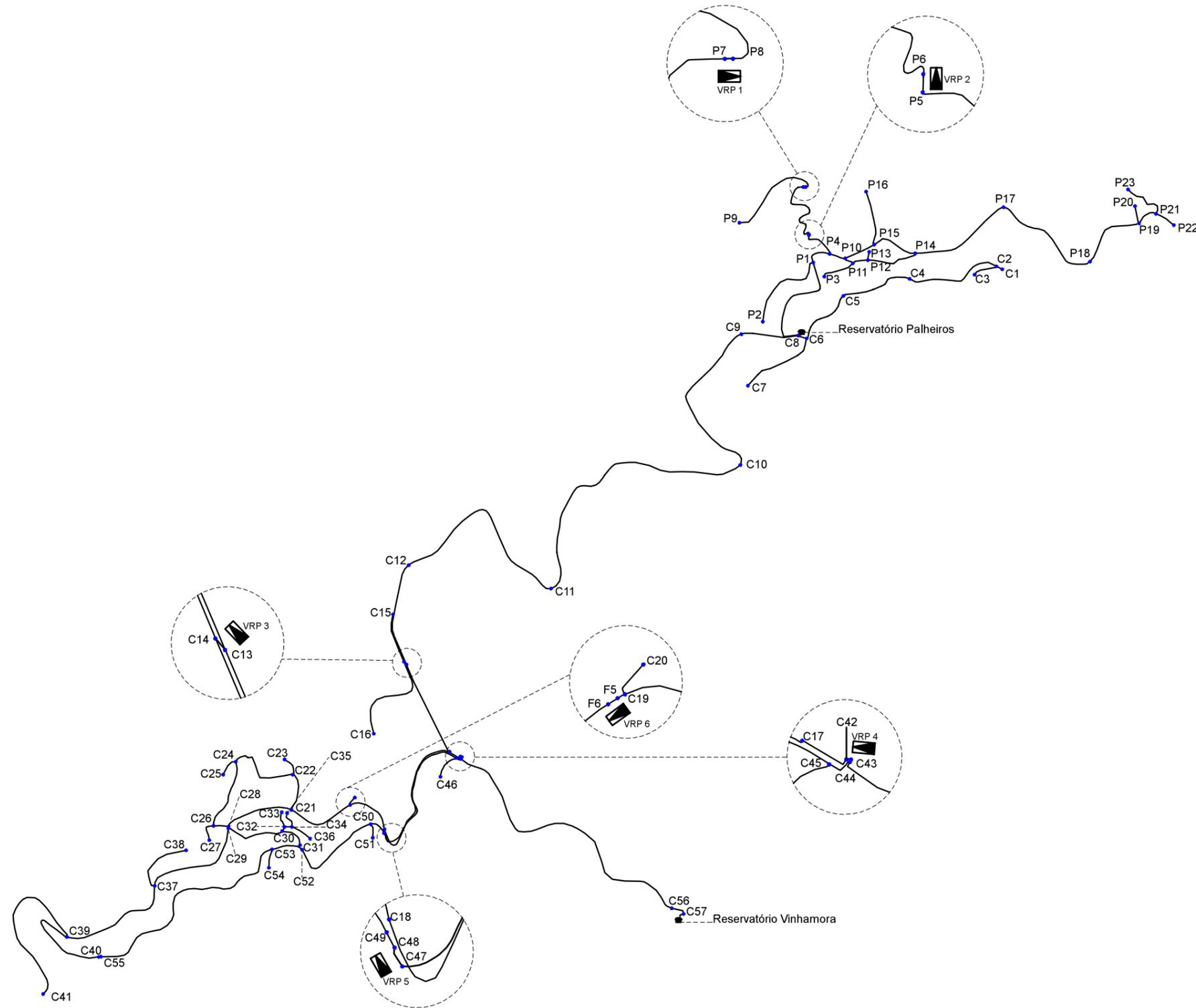
- Morais, D., Almeida, A. (2007). Group decision-making for leakage management strategy of water network. *Resources, Conservation and Recycling*, 52, 441-459.
- Muranho, J. M. (2012). Gestão de Sistemas de Abastecimento de Água - Geração de Modelos, Dimensionamento e Avaliação de Desempenho (Tese de Doutoramento). Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Muranho, J., Ferreira, A., Sousa, J., Gomes, A., Sá Marques, A. (2014). Pressure – Dependent Demand and Leakage Modeling With an EPANET Extension – WaterNetGen. *Procedia Engineering*, 89, 632-639.
- Muranho, J., Ferreira, A., Sousa, J., Gomes, A., Sá Marques, A. (2015). Convergence issues in the EPANET solver. *Procedia Engineering*, 119, 700-709.
- RGSPDADAR (1995). Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais, Ministério das Obras Públicas Transportes e comunicações.
- Rossman, L. A. (2002). EPANET 2 Users Manual. *Water Supply and Water Resources Division, National Risk Management Research Laboratory*.
- Sá Marques, A., Sousa, J. (2011). *Hidráulica Urbana: Sistemas de Abastecimento de água e de Drenagem de Águas Residuais* (3.ª ed.). Coimbra: Imprensa da Universidade de Coimbra.
- Thornton, J., Sturm, R., Kunkel, G. (2008). *Water Loss Control Manual*. (2.ª ed.) USA: McGraw-Hill.
- Thornton, J. (2003). Managing leakage by managing pressure: a practical approach. *Water 21, International Water Association Task Force*.
- Todini, E. (2003). A more realistic approach to the “extended period simulation” of water distribution networks. *Advances in water supply management*, 173–184.
- UNESCO, Division of Water Sciences, International Hydrological Programme (2014). *Water in the post-2015 development agenda and sustainable development goals*.

United Nations, Department of Economic and Social Affairs, Population Division (2015). *World Population Prospects: The 2015 Revision, Key Findings and Advance Tables. Working Paper No. ESA/P/WP.241.*

Xu, Q., Liu, R., Chen, Q., Li, R. (2014). Review on water leakage control in distribution networks and the associated environmental benefits. *Journal of Environmental Sciences*, 26, 955-961. doi: 10.1016/S1001-0742(13)60569-0.

[Anexo A]

6.1. Tipologia da rede - Pormenores/nós



6.3. Nós do Modelo

Cota dos nós do modelo (m)					
Carvalhosas			Palheiros		
C1	175.0000	C30	165.38	P1	117.95
C2	173.51	C31	166.80	P2	99.36
C3	175.83	C32	157.04	P3	133.80
C4	151.80	C33	149.45	P4	118.82
C5	150.05	C34	155.13	P5	102.00
C6	154.63	C35	149.45	P6	102.00
C7	141.28	C36	160.57	P7	60.00
C8	156.29	C37	146.65	P8	60.00
C9	106.98	C38	137.40	P9	29.80
C10	60.00	C39	139.41	P10	130.08
C11	60.00	C40	162.50	P11	129.45
C12	98.55	C41	120.00	P12	134.47
C13	117.30	C42	193.00	P13	125.30
C14	115.11	C43	193.64	P14	130.64
C15	111.65	C44	193.64	P15	125.30
C16	139.60	C45	190.85	P16	102.27
C17	190.95	C46	206.80	P17	133.07
C18	160.94	C47	160.94	P18	143.64
C19	149.23	C48	160.94	P19	129.17
C20	138.64	C49	176.04	P20	123.36
C21	146.03	C50	166.50	P21	124.74
C22	142.18	C51	176.04	P22	135.51
C23	132.14	C52	172.00	P23	109.81
C24	135.42	C53	170.81	PALHEIROS	156.50
C25	130.04	C54	182.00		
C26	140.55	C55	165.10		
C27	135.32	C56	236.37		
C28	146.80	C57	238.00		
C29	143.75	VINHAMORA	239.12		

6.4. Troços do Modelo

Condutas do modelo				
	Carvalhosas			
	Comprimento (m)	Diâmetro (mm)	Coef. Rug. (mm)	α
TC1	14.44	57	0.025	0.64
TC2	53.51	57	0.025	0.64
TC3	211.1	57	0.025	0.64
TC4	160	57	0.025	0.64
TC5	132.3	57	0.025	0.64
TC6	175.3	57	0.025	0.64
TC7	20.06	57	0.025	0.64
TC9	126.4	81.4	0.025	0.64
TC10	391.5	99.4	0.025	0.3
TC11	634.1	99.4	0.025	0.3
TC12	450.2	99.4	0.025	0.3
TC13	231.5	99.4	0.025	0.3
TC14	109.8	57	0.025	0.64
TC15	228.9	57	0.025	0.64
TC16	214.9	100	0.25	0.3
TC17	317.6	99.4	0.025	0.64
TC18	109.4	81.4	0.025	0.64
TC19	20.93	57	0.025	0.64
TC20	152.2	81.4	0.025	0.64
TC21	85.21	57	0.025	0.64
TC22	43.65	57	0.025	0.64
TC23	164.9	57	0.025	0.64
TC24	44.38	57	0.025	0.64
TC25	155.3	57	0.025	0.64
TC26	46.56	57	0.025	0.64
TC27	32.7	57	0.025	0.64
TC28	151.4	81.4	0.025	0.64
TC29	4.062	81.4	0.025	0.64
TC30	129.3	57	0.025	0.64
TC31	57.22	57	0.025	0.64
TC32	10.59	57	0.025	0.64
TC33	35.32	57	0.025	0.64
TC34	16.88	57	0.025	0.64
TC35	37.17	57	0.025	0.64
TC36	48.05	57	0.025	0.64
TC37	234.3	57	0.025	0.64
TC38	139.6	57	0.025	0.64
TC39	253.3	57	0.025	0.64
TC40	382.1	57	0.025	0.64
TC41	232.4	57	0.025	0.64
TC42	29.98	100	0.25	0.64
TC43	1.599	100	0.25	0.64
TC44	14.83	81.4	0.025	0.64
TC45	57.85	57	0.025	0.64
TC46	295.8	81.4	0.025	0.64
TC47	9.459	57	0.025	0.64
TC48	39.29	57	0.025	0.64
TC49	31.92	57	0.025	0.64
TC50	220.1	57	0.025	0.64
TC51	62.39	57	0.025	0.64
TC52	41.39	57	0.025	0.64
TC53	507.8	57	0.025	0.64
TC54	651.2	100	0.25	0.3
TC55	32.17	100	0.25	0.3
TC56	11.81	100	0.25	0.3

Condutas do modelo				
	Palheiros			
	Comprimento (m)	Diâmetro (mm)	Coef. Rug. (mm)	α
TP1	257.5	81.4	0.025	0.64
TP2	198.1	57	0.025	0.64
TP3	73.41	57	0.025	0.64
TP4	56.43	81.4	0.025	0.64
TP5	71.43	57	0.025	0.64
TP6	190.6	57	0.025	0.64
TP7	211.6	57	0.025	0.64
TP8	36.27	81.4	0.025	0.64
TP9	21.38	57	0.025	0.64
TP10	34.77	57	0.025	0.64
TP11	18.18	57	0.025	0.64
TP12	113.7	57	0.025	0.64
TP13	104	81.4	0.025	0.64
TP14	69.82	81.4	0.025	0.64
TP15	121	57	0.025	0.64
TP16	229.8	81.4	0.025	0.64
P17	246.1	57	0.025	0.64
TP18	154.4	57	0.025	0.64
TP19	38.88	57	0.025	0.64
TP20	48.3	57	0.025	0.64
TP21	46.73	57	0.025	0.64
TP22	99.38	57	0.025	0.64