

ANÁLISE DA EFICIÊNCIA DE UM SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE PEQUENA DIMENSÃO

O CASO DA FREGUESIA DE TRUTE, MONÇÃO

PEDRO MIGUEL BARBOSA PIRES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM HIDRÁULICA

Orientador: Professor Doutor João Pedro Gomes Moreira Pêgo

Coorientador: Engenheiro Jorge Luís Ferreira Fernandes

JULHO DE 2021

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2020/2021

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2020/2021 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2021.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais,
À minha mulher.

Se tens que lidar com água, consulta primeiro a experiência, depois a razão.

Leonardo DaVinci

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar queria agradecer ao meu orientador, o Professor João Pedro Pêgo pelo empenho e entusiasmo com que encarou este projeto.

Ao Presidente da junta de freguesia de Trute por toda a colaboração e disponibilidade demonstrada ao longo deste período.

Um agradecimento muito especial ao Professor Pacheco Figueiredo pela preciosa ajuda com o programa *EPANET* e pelas horas de conversa encorajadora.

Aos meus amigos.

Aos meus pais pelo apoio incondicional.

Por fim, à minha mulher pela paciência e por tornar tudo mais simples mesmo quando a pressão ameaça causar uma rotura. Valeu a pena!

Obrigado.

RESUMO

Cada vez mais nos temos consciencializado de que a água é um bem essencial para a Humanidade, não só como elemento de consumo, mas como elemento estratégico e de desenvolvimento. Por outro lado, também se tem verificado problemas crescentes relacionados com secas e falta de água, agravados pelo aquecimento global, pelo que os próximos anos serão vitais na forma como interagimos com a água. É urgente repensar a forma como usamos e gastamos este recurso.

Assim, o objetivo deste trabalho foi a melhoria da eficiência da rede de abastecimento da freguesia de Trute de modo a garantir um abastecimento económico, sustentável e de qualidade ao nível das pressões de serviço.

De modo a alcançar este propósito, foram analisados os parâmetros da rede de abastecimento referentes às perdas de água e às pressões, através das ferramentas do cálculo do balanço hídrico e a simulação hidráulica com o *software EPANET*.

A principal estratégia foi simular a redução da pressão na rede que, consequentemente leva à diminuição da percentagem de perdas de água.

Tendo em conta a dimensão e capacidade financeira da entidade gestora, das soluções testadas, a mais eficiente foi a otimização da regulação das válvulas redutoras de pressão existentes aliada à implantação de novas válvulas em pontos críticos da rede.

Este trabalho aponta deficiências comuns a vários sistemas de reduzida dimensão, definindo estratégias de otimização dos mesmos que, por diversos motivos, não são tão eficientes como se desejaria.

Pequenas medidas como estas, replicadas em vários sistemas, podem ter um impacto significativo para a preservação deste recurso essencial que é a água.

PALAVRAS-CHAVE: Perdas de água, Balanço hídrico, Controlo de pressões, *EPANET*, Sistemas de abastecimento de água.

ABSTRACT

We have become increasingly aware that water is an essential good for humanity, not only as a consumption element but as a strategic and development element. On the other hand, there have also been growing problems related to droughts and lack of water, aggravated by global warming, so the next few years will be vital in the way we interact with water. There is an urgent need to rethink the way we use and spend this resource.

Thus, the objective of this work was to improve the efficiency of the supply network in Trute to guarantee an economical, sustainable and pressure service quality supply.

In order to achieve this purpose, the parameters of the supply network referring to water losses and pressures were analysed, through the tools of water balance calculation and hydraulic simulation with the EPANET software.

The main strategy was to simulate the pressure reduction in the network, which consequently leads to a decrease in the percentage of water losses.

Taking into account the size and financial capacity of the management entity, among the solutions tested, the most efficient was the optimization of the regulation in the existing pressure reducing valves, together with the implementation of new valves at critical points in the network.

This work points out deficiencies common to several small-scale systems, defining optimization strategies for them that, for various reasons, are not as efficient as desired.

Small measures like these, replicated in multiple systems, can have a significant impact on the preservation of this essential resource, water.

KEYWORDS: Water losses, Water balance, Pressure management, EPANET, Water supply systems

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1.Introdução.....	1
1.1 EVOLUÇÃO DOS SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA.....	1
1.2 EVOLUÇÃO EM PORTUGAL	3
1.3 TEMA PROPOSTO E OBJETIVOS	5
1.4 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	5
2.Sistemas de Abastecimento de Água	7
2.1 SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA	7
2.2 REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA.....	8
2.3 MODELOS DE GESTÃO.....	10
2.4 EFICIÊNCIA DAS REDES DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA	10
2.4.1 Balanço Hídrico	11
2.4.2 Perdas de água	13
2.5 GESTÃO DE PRESSÕES.....	14
2.5.1 Setorização da Rede	15
2.5.2 Válvulas Redutoras de Pressão	16
2.6 MODELAÇÃO HIDRÁULICA	17
3.Caso de Estudo – Freguesia de Trute.....	19
3.1 DESCRIÇÃO	19
3.2 CONSUMOS	22
3.3 CONSUMO MÍNIMO NOTURNO.....	25
3.4 BALANÇO HÍDRICO.....	25
3.5 PERDAS TOTAIS	29
3.6 MODELAÇÃO DA REDE	30
3.6.1 Importação da rede	30
3.6.2 Consumos base.....	30
3.6.3 Modelação de Perdas.....	30
3.7 RESULTADOS.....	33
3.7.1 Pressão	33
3.7.2 Caudal	34
3.7.3 Velocidade	35
4.Medidas de Melhoria.....	37

4.1	REGULAÇÃO DAS VRP EXISTENTES	37
4.2	REGULAÇÃO DE VRP EXISTENTES E INSTALAÇÃO DE NOVAS	38
4.3	UNIÃO DOS SUBSISTEMAS	41
4.4	PATAMAR DE PRESSÃO COM RESERVATÓRIO AUXILIAR.....	41
4.5	RESTRUTURAÇÃO DA EMPRESA	42
5.	Conclusão	43
6.	Bibliografia.....	44
7.	Anexos	46

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Conduitas de abastecimento de água em terracota. [2]	1
Figura 2 – Funcionamento dos qanats. [5]	2
Figura 3 – Esquema de rede de abastecimento de água romana, com patamar de pressões. [6]	2
Figura 4 – Esquematização de SAA. [11]	7
Figura 5 - Representação esquemática de rede emalhada. [13]	8
Figura 6 - Representação esquemática de rede ramificada. [13]	8
Figura 7 - Representação esquemática de rede mista. [13]	9
Figura 8 – Distribuição da água na Terra. [15]	10
Figura 9 – Modelo representativo das duas abordagens (Top Down e Bottom Up). [15]	12
Figura 10 – Relação entre pressão e receita perdida anualmente para diferentes diâmetros. [18]	15
Figura 11 – Solução de Abastecimento "Porto Gravítico". [21]	16
Figura 12 – i) Válvula Fechada; ii) Válvula Aberta; iii) Válvula Ativa. [22]	17
Figura 13 – Caracterização geral da rede AA em Trute.	19
Figura 14 – Captação de água.	20
Figura 15 – Reservatório principal	20
Figura 16 – Sistema de derivação de caudais para os dois subsistemas.	21
Figura 17 – Representação da metodologia utilizada para definição de consumos base nos nós. [26]	30
Figura 18 – Resultados da análise das pressões no EPANET. Os nós a vermelho têm pressões excessivas.	33
Figura 19 – Resultados da análise dos caudais no EPANET.	34
Figura 20 – Resultados da análise das velocidades no EPANET.	35
Figura 21 – Resultado da simulação com as novas regulações das VRP	37
Figura 22 – Resultado da simulação após as remoções (a vermelho) e as novas instalações (a verde).	38
Figura 23 – Relação entre % perdas e nº de clientes. [16]	42

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Percentagem de População servida em 1941. [8].....	4
Tabela 2 – Balanço Hídrico. [16].....	11
Tabela 3 – Contadores instalados vs contadores ativos (com consumo efetivo).	22
Tabela 4 – Dia de menor consumo para o subsistema 1 (21/10/2020).....	22
Tabela 5 – Dia de menor consumo para o subsistema 2 (22/09/2020).....	23
Tabela 6 – Dia de maior consumo para o subsistema 1 (08/08/2020).....	23
Tabela 7 – Dia de maior consumo para o subsistema 2 (20/08/2020).....	24
Tabela 8 – Dia de consumo médio para o subsistema 1 (20/09/2020).	24
Tabela 9 – Dia de maior consumo para o subsistema 2 (05/10/2020).....	25
Tabela 10 – Análise Top Down para o subsistema 1.	26
Tabela 11 – Análise Top Down para o subsistema 2.	27
Tabela 12 – Análise Bottom Up para o subsistema 1.	28
Tabela 13 – Análise Bottom Up para o subsistema 2.	29
Tabela 14 – Resultados de calibração dos caudais aduzidos às redes, para o dia de consumo médio, com perdas, no EPANET.	32
Tabela 15 – Resultados de calibração dos caudais aduzidos às redes, para o dia de consumo médio, com perdas, no EPANET.	32
Tabela 16 – Resultados de calibração dos caudais aduzidos às redes, para o dia de consumo médio, com perdas, no EPANET.	32
Tabela 17 – Regulações efetuadas nas VRP.	37
Tabela 18 – Resumo de alterações efetuadas na rede.....	38
Tabela 19 – Determinação de caudal de perdas e caudal de consumo doméstico após medidas de melhoria (Subsistema 1)	39
Tabela 20 – Determinação de caudal de perdas e caudal de consumo doméstico após medidas de melhoria (Subsistema 2)	40

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

AC – Antes de Cristo

AES – Água Entrada no Sistema

BH – Balanço Hídrico

CPP – Coeficiente de ponderação de perdas

DQA – Diretiva Quadro da Água

EG – Entidade Gestora

ERSAR – Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos

ETA – Estação de Tratamento de Água

ETAR – Estação de Tratamento de Água Residual

INE – Instituto Nacional de Estatística

IWA – *International Water Association*

JF – Junta de Freguesia

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

Nº - Número

$P_{\min}$ – Pressão mínima [m.c.a.]

R/C – Rés do chão

RDA – Redes de Distribuição de Água

SAA – Sistemas de Abastecimento de Água

SIG – Sistema de Informação Geográfica

VRP – Válvula Redutora de Pressão

ZMC – Zona de Medição e Controlo

1

Introdução

1.1 EVOLUÇÃO DOS SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

Desde a antiguidade que o Homem desenvolveu uma relação muito próxima com a água, não sendo ao acaso que, ao longo dos tempos, as grandes civilizações tenham surgido onde havia grande disponibilidade deste recurso, nomeadamente nas margens dos rios.

Numa primeira fase, a relação do Homem com a água prendia-se apenas com aspetos mais básicos como o consumo e a rega para agricultura. Posteriormente, ganhou uma importância estratégica na construção de grandes portos comerciais.

Se a disponibilidade de água era abundante ao longo dos rios, o mesmo não se verificava nas povoações que se encontravam mais no interior. Esta dificuldade de obter um fluxo de água constante (sem ter de ser carregada desde a origem) criou a necessidade de se construírem sistemas que facilitassem o seu transporte.

Estima-se [1] que tenha sido na ilha de Creta que tenham surgido os primeiros sistemas de água canalizada, podendo, alguns, ser datados do ano 1400 AC. Existem evidências que estas civilizações já possuíam redes bastante complexas de abastecimento e drenagem, incluindo as primeiras condutas sob pressão feitas em terracota (**Figura 1**). [2]

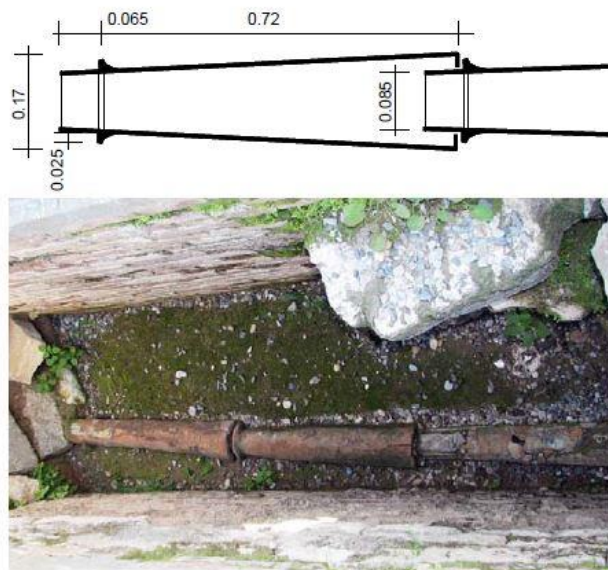


Figura 1 – Condutas de abastecimento de água em terracota. [2]

Outro inovador sistema de transporte de água surgiu na Pérsia (atual Irão), por volta de 700 AC, com a invenção dos *qanats* (**Figura 2**). Estes sistemas consistem em túneis inclinados com a finalidade de captar e transportar as águas subterrâneas. Algumas destas estruturas estão ainda em funcionamento. [3], [4]

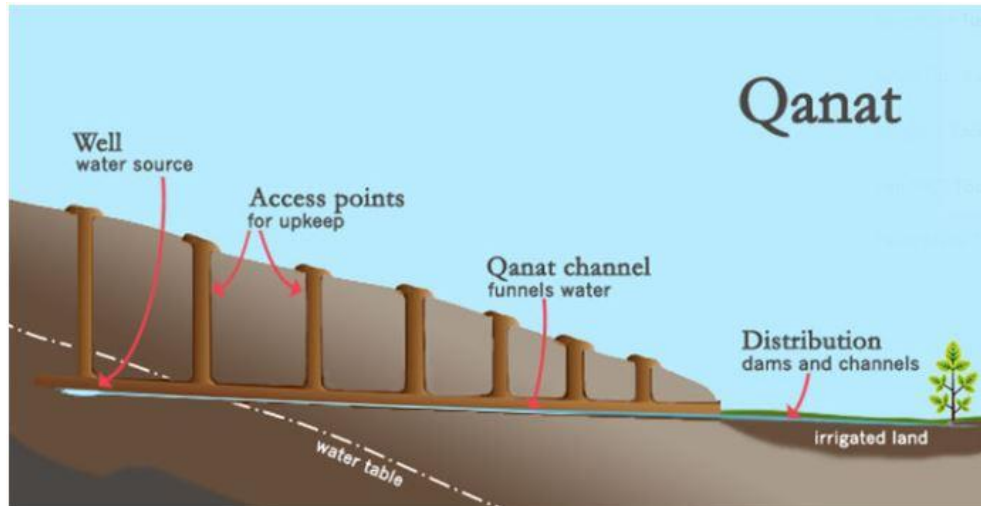


Figura 2 – Funcionamento dos *qanats*. [5]

O próximo salto tecnológico relevante surgiu com o Império Romano, que aproveitou grande parte do conhecimento dos gregos. Com o aparecimento de grandes cidades, houve necessidade de satisfazer consumos cada vez maiores (estima-se que no seu auge, Roma tenha tido uma disponibilidade de abastecimento equivalente a Nova Iorque dos tempos modernos) o que significava transportar a água de distâncias cada vez maiores. É nessa altura que se aprimora a construção dos grandes aquedutos e surgem invenções importantes para os dias atuais, tais como os sifões invertidos, os sistemas de elevação de água, a gestão de pressões (**Figura 3**) e as condutas sob pressão em chumbo. [6]

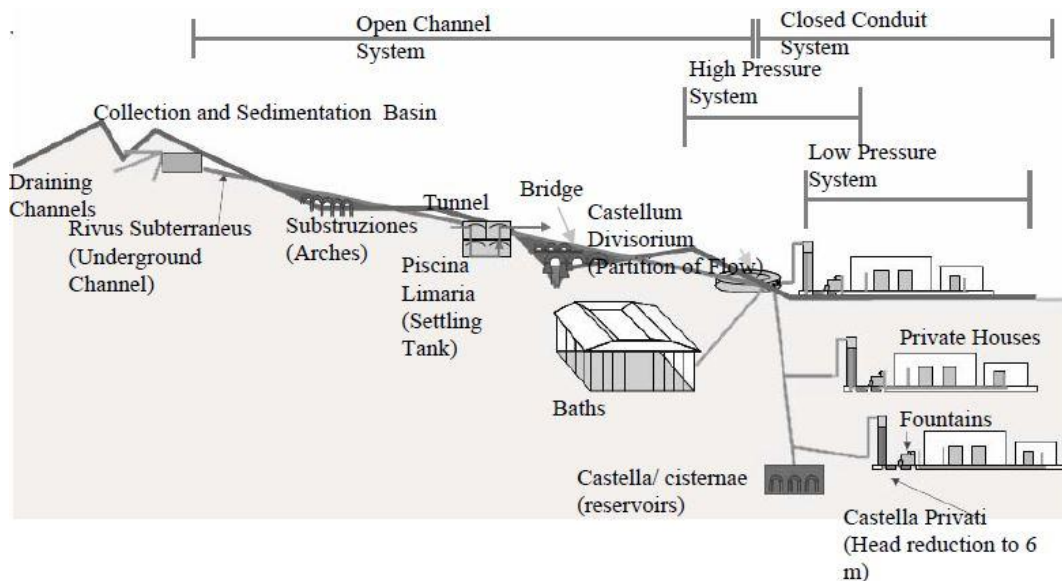


Figura 3 – Esquema de rede de abastecimento de água romana, com patamar de pressões. [6]

Com a queda do Império romano houve um estagnar da evolução da distribuição de água, embora as suas obras tenham perdurado até aos dias de hoje, um pouco por toda a Europa.

Foi preciso esperar até ao período do renascimento (séculos XIV a XVII) para que se assistisse a nova evolução nos sistemas de abastecimento de água, quando em 1664, em França, foi construída uma conduta em ferro que ligaria *Marly-on-Seine* ao Palácio de *Versailles*, com um total de 25 km de extensão. Mais tarde, em meados de 1700, Londres já possuía mais de 50 km de rede de abastecimento de água construída. [7]

1.2 EVOLUÇÃO EM PORTUGAL

Em Portugal, apenas em finais do século XIX é que a questão do abastecimento de água começa a ter importância, muito devido às questões de saúde pública. Com o aumento da população nos grandes centros urbanos, verificou-se também um aumento dos casos de cólera e de febre tifoide em consequência das más condições sanitárias. [8]

Já em 1855, o epidemiologista britânico *John Snow*, identificou que a causa para muitas das doenças infecciosas da época, especialmente a cólera, tinha relação direta com a fraca qualidade de abastecimento de água. [9]

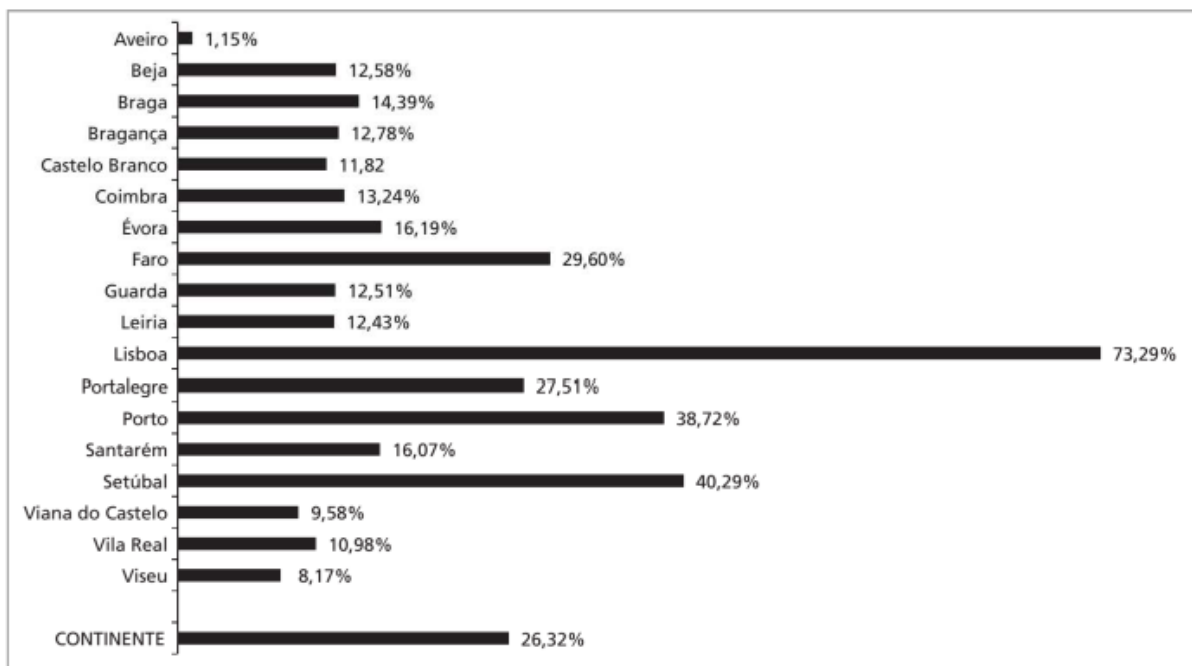
Face às evidências, urge então canalizar recursos para mitigar este problema e, em 1868 surge em Lisboa a “Companhia das Águas de Lisboa”. [10]

Tendo por base o mesmo objetivo, vão surgindo várias empresas interessadas na concessão das redes de água, como é o caso do Porto, em 1882 com a “*Compagnie Général des Eaux pour l’Étranger*”. Mais tarde, em 1890, a água começa a ser distribuída em Coimbra, assegurada pela Câmara Municipal. Vários outros principais centros urbanos do país seguem o exemplo e começam-se a formar outras concessões, tais como, Figueira de Foz e Viseu em 1887, Setúbal em 1889, Faro em 1899, Matosinhos em 1901, Santarém e Chaves em 1903, Abrantes em 1907 e Cascais em 1908. [8]

No plano regulamentar, as políticas públicas de abastecimento e saneamento de águas só se iniciaram entre os anos 1899 e 1901, com a elaboração de legislação que definia os propósitos da reforma dos serviços de administração sanitária. Assim, foram criados o regulamento geral dos serviços de saúde e beneficência pública (1901) e o regulamento para a fiscalização das águas potáveis destinadas ao consumo público (1904), assim como a criação da Secção de Melhoramento de Águas e Saneamento e da Junta Sanitária de Água sob tutela do Ministério das Obras Públicas e do Ministério do Interior (1932).

Apesar das políticas implementadas até então, verifica-se que em 1941 apenas 26% da população tinha acesso a sistemas de distribuição domiciliária de águas (**Tabela 1**), valor que sobe para 40% em 1972, muito devido à criação do Plano de Abastecimento de Água às Sedes dos Concelhos (1944) e do Plano de Abastecimento de Água às Populações Rurais (1960). Em 1972 são lançados uma série de estudos de âmbito nacional com vista a uma política integrada de saneamento básico e perspetivação das Regiões de Saneamento Básico.

Tabela 1 – Percentagem de População servida em 1941. [8]



Entre 1975 e 1990, a percentagem de população servida com serviços de águas aumentou para 80%.

Com a entrada na União Europeia, Portugal teve acesso a fundos comunitários, começando-se assim a definir os contornos da primeira grande reforma.

As primeiras experiências de implementação de sistemas de âmbito regional dariam lugar, já na década de 1990, à criação de empresas regionais (sistemas multimunicipais cujo capital seria detido maioritariamente pelo Estado em parceria com os municípios) e de uma holding de capitais públicos que se constitui atualmente como referência empresarial no sector.

Tendo por base a intervenção direta do Estado num campo que, até então, era reservado exclusivamente às Autarquias, dividiram-se os respetivos sistemas em 'alta' (sistemas multimunicipais e intermunicipais) e em 'baixa' (sistemas municipais). Estas terminologias de “alta” e “baixa” tiveram origem nas redes de eletricidade, que são divididas em alta tensão e baixa tensão, dependendo da tensão de serviço. A mesma terminologia foi adaptada aos sistemas de água pela mesma lógica das pressões, ou seja, os sistemas adutores funcionam com “altas” pressões, enquanto que os sistemas distribuidores funcionam com “baixas” pressões.

As Autarquias passaram a poder concessionar os respetivos serviços a empresas públicas (nos sistemas multimunicipais) e a empresas públicas ou privadas (nos sistemas municipais), criando-se ao mesmo tempo a figura de uma entidade reguladora, a atual Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos (ERSAR). [8]

1.3 TEMA PROPOSTO E OBJETIVOS

Este tema foi proposto pela junta de freguesia de Trute, em Monção, que sentiu a necessidade de otimizar a rede existente em função dos problemas inerentes a uma população flutuante entre os meses de verão e o restante ano.

Pretende-se estabelecer como objetivo, a criação de uma metodologia para melhoria da eficiência do sistema, nomeadamente a gestão adequada de pressões, a redução de perdas e, se possível, alguma melhoria ao nível de infraestruturas.

Tentar-se-á construir um modelo representativo, através do *software EPANET*, que permitirá identificar situações críticas ou potencialmente críticas na rede e qual a melhor forma de resolução.

1.4 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Para melhor encadeamento e compreensão, esta dissertação está organizada em 5 capítulos.

Capítulo 1: Breve resenha histórica da evolução dos sistemas de abastecimento de água e enquadramento legal em Portugal.

Capítulo 2: Caracterização dos sistemas de abastecimento de água e conceitos de eficiência.

Capítulo 3: Apresentação do caso de estudo, definição das metodologias utilizadas para a modelação e apresentação dos resultados obtidos na modelação da rede em *EPANET*.

Capítulo 4: Medidas de melhoria propostas.

Capítulo 5: Apresentação das conclusões do trabalho.

2

Sistemas de Abastecimento de Água

2.1 SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

Um sistema de abastecimento de água (SAA) é um conjunto de infraestruturas destinadas ao fornecimento de água potável, um serviço público fundamental para a saúde e o bem-estar das populações. **(Figura 4)** [11] Pode ser definido por todo o trajeto que a água percorre desde que é captada até ao consumidor final. Nestes podem ser identificadas duas fases distintas, correspondendo ao abastecimento em “Alta” e em “Baixa”.

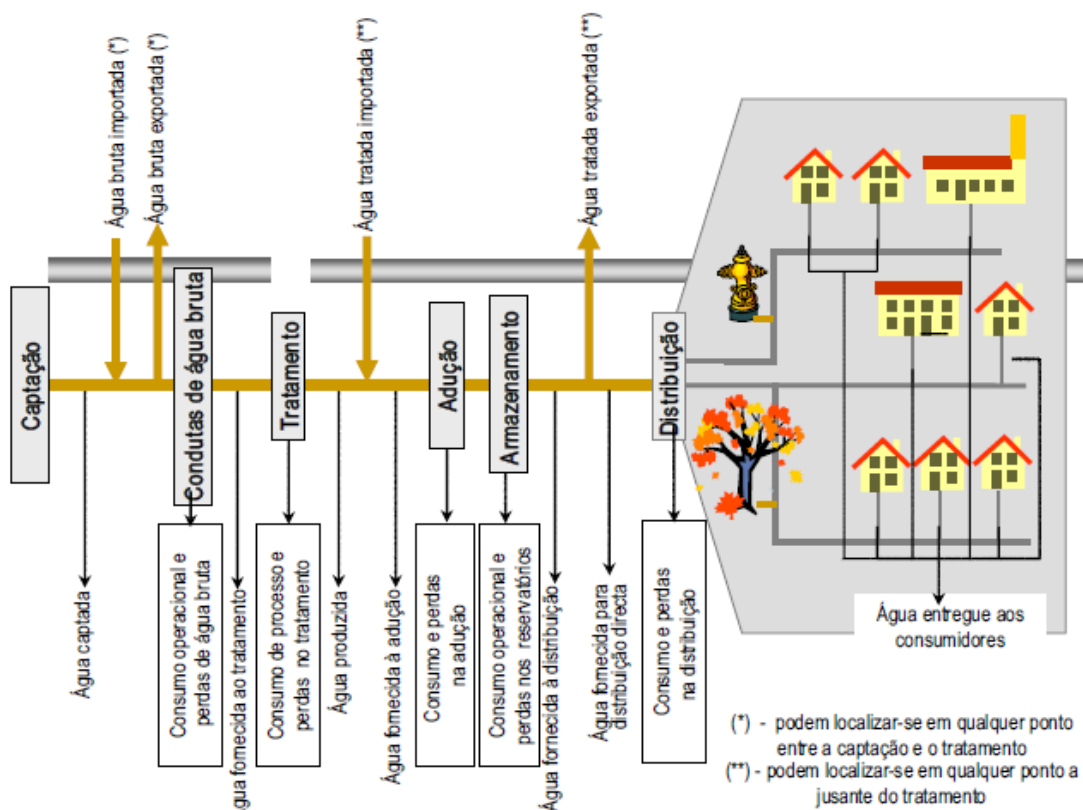


Figura 4 – Esquematisação de SAA. [11]

O abastecimento em “alta” corresponde ao percurso da água desde a captação na origem, elevação (se necessário), tratamento na Estação de Tratamento de Água (ETA) e entrega ao sistema em “baixa”, sendo esse ponto de entrega, geralmente, um reservatório de distribuição.

O abastecimento em “baixa” é bastante mais complexo. Nele são compreendidas várias fases até ao destino final. Começando no reservatório de distribuição (a etapa de tratamento pode ser efetuada aqui caso se trate de uma rede de reduzida dimensão) a água entra na rede de distribuição onde é encaminhada até aos pontos de consumo, ou seja, os ramais domiciliários.

2.2 REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA

As Redes de Distribuição de Água (RDA) fazem parte do sistema em “baixa” e são constituídas por um sistema de tubagens e outros elementos que asseguram o abastecimento à população com qualidade e pressões adequadas. [12] As RDA compreendem o trajeto desde o reservatório de distribuição até ao consumidor final.

Existem vários tipos de RDA, categorizadas de acordo com o seu traçado em planta:

- Emalhadas: As redes emalhadas caracterizam-se por serem em circuito fechado, ou seja, constituem uma malha em que é permitido que a água circule em ambos os sentidos, se necessário. (Figura 5)

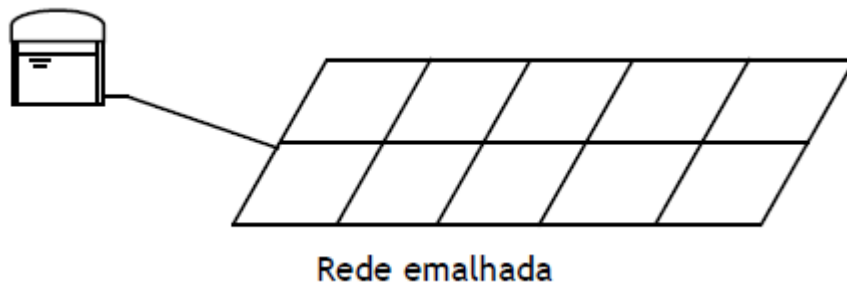


Figura 5 - Representação esquemática de rede emalhada. [13]

- Ramificadas: Estas redes têm um desenvolvimento do tipo “ramos de árvore” em que uma conduta principal ramifica para as artérias secundárias. É caracterizada pelo facto de o sentido de escoamento ser bem definido e o caudal em cada troço ser apenas em função dos escoamentos a jusante. (Figura 6)

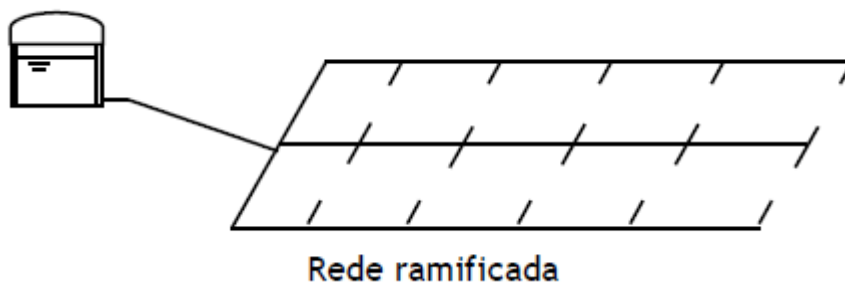


Figura 6 - Representação esquemática de rede ramificada. [13]

- Mistas: Estas redes têm parcelas que funcionam como rede emalhada e, em simultâneo, partes que funcionam como redes ramificadas. Serão, talvez, as mais eficientes em termos de distribuição de água pois permitem tirar partido das vantagens das redes malhadas e das redes ramificadas. (Figura 7)

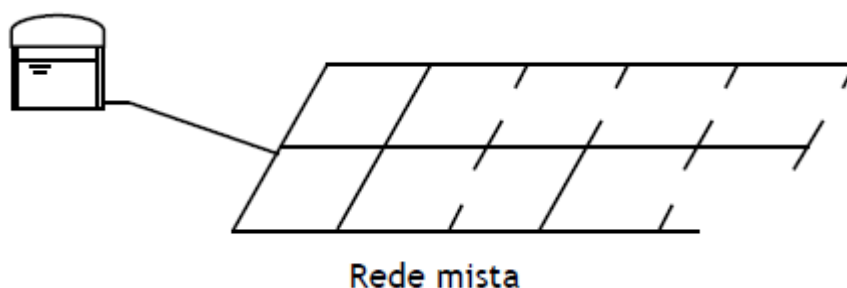


Figura 7 - Representação esquemática de rede mista. [13]

Nos tipos de redes citados podem-se identificar vantagens e desvantagens na sua utilização. Como exemplo, numa rede ramificada a principal vantagem passa por requerer um menor comprimento, resultando daí, uma maior economia relativamente ao investimento inicial. No entanto existem algumas desvantagens, tais como, em caso de avaria numa conduta, é interrompido todo o abastecimento a jusante e o aparecimento de pontos mortos nas extremidades de jusante que pode levar ao surgimento de problemas tais como deposição e estagnação da água.

Nas redes emalhadas, para além de não apresentarem as desvantagens das redes ramificadas, estas asseguram uma menor variação de pressões. Por outro lado, apresentam um custo de primeiro investimento superior, pois exigem uma maior extensão de rede construída, assim como acessórios para controlar o fluxo do abastecimento.

As redes mistas são redes que podem tirar partido das principais vantagens das redes do tipo ramificado e do tipo emalhado. Este tipo de configuração é a mais utilizada em grande parte das RDA.

Perante estas soluções de construção, cabe à entidade gestora (EG) escolher a que melhor se adapta ao perfil da zona a abastecer e qual a solução mais económica, quer em termos de construção e manutenção. Por vezes, um sistema ramificado pode servir as necessidades de uma população, mas ser insuficiente noutros casos, como o de um sistema de grande dimensão.

Tendo por exemplo um sistema de pequena dimensão, o mais aconselhado é a execução de uma rede ramificada pois vai permitir pouco esforço financeiro para a construção e poupanças com a manutenção em termos de equipamentos e acessórios. A construção de uma rede malhada nestes sistemas iria obrigar a uma maior extensão de condutas e instalação de acessórios para derivar o fluxo do abastecimento, ou seja, um maior investimento que por vezes estas EG não são capazes de executar.

2.3 MODELOS DE GESTÃO

A ERSAR define 4 tipos de modelos de gestão que são passíveis de ser utilizados na gestão em baixa:

- **Prestação direta** de serviços, como é o caso dos serviços municipais e dos serviços municipalizados.
- **Parcerias Público-privadas** é a delegação do serviço em empresas constituídas em parceria com o Estado.
- **Empresas Municipais** são empresas criadas pelos municípios, ou em freguesias ou associações de utilizadores.
- **Concessão do serviço** pelo município em empresa, como sucede com todos os sistemas municipais concessionados.

Como já foi enumerado, existem várias realidades de gestão para o setor, com modelos de gestão distintos e com níveis de serviço muito diferenciados.

No passado, o principal objetivo da gestão do abastecimento de água era salvaguardar a oferta. Muitas vezes a qualidade passava para segundo plano em detrimento da quantidade. Isso resultou que muitas das infraestruturas criadas foram concebidas para necessidades de água superiores às reais exigências. Essa realidade tem vindo a ser substituída por uma gestão mais eficiente. [10]

2.4 EFICIÊNCIA DAS REDES DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

A água é um bem escasso, mas imprescindível para a continuidade da vida na Terra.

Embora existindo em grande quantidade – aproximadamente 1380 milhões de quilómetros cúbicos – a maior parte da água (cerca de 97%) apresenta-se salgada e, conseqüentemente, de difícil aproveitamento corrente. Por outro lado, dos 3% de água doce, cerca de 2.2% encontra-se no estado sólido sobre as calotes polares, não sendo possível a sua utilização. Assim, só cerca de 0.8% da água existente no planeta é doce e está no estado líquido. **(Figura 8)** [14]

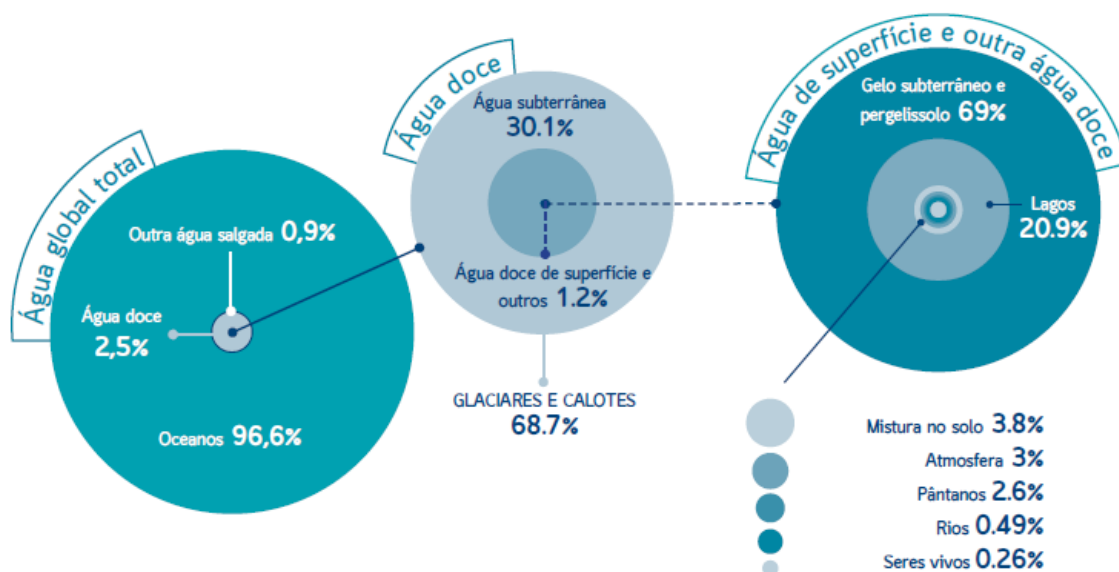


Figura 8 – Distribuição da água na Terra. [15]

Atendendo ao exposto, torna-se indispensável uma correta gestão e utilização eficiente do seu uso.

As RDA constituem infraestruturas de distribuição de um bem de grande valor, que é a água, para consumo humano. Para que possa atingir os seus objetivos de gestão, qualquer EG tem necessidade de procurar um elevado grau de eficiência. A eficiência mede até que ponto os recursos disponíveis são utilizados de modo otimizado. O bom funcionamento de qualquer SAA pressupõe que os consumidores tenham continuamente à sua disposição, nos locais de consumo, água potável em quantidade e qualidade suficientes, à pressão adequada e com o menor custo possível. Para que tal seja possível é necessário que as infraestruturas existentes sejam adequadas, que os recursos naturais disponíveis sejam racionalmente utilizados e que este conjunto seja gerido com eficácia e sustentabilidade. [11]

Com o tempo as RDA vão começando a perder eficiência e isso traduz-se em perdas de água e, subsequentemente, em perda económica. Essa perda de eficiência é potenciada pelo envelhecimento da rede (tubagens e acessórios) mas também por uma má gestão de pressões.

Uma rede com pressões elevadas tem um desgaste mais acentuado das tubagens, levando ao aparecimento de roturas.

2.4.1 Balanço Hídrico

O cálculo do balanço hídrico (BH) é o primeiro passo para se avaliar a dimensão problema.

A *International Water Association* (IWA) define o cálculo do BH tendo por base o volume global de água entrada no sistema (AES), a quantificação do consumo autorizado faturado e não faturado, medido ou não medido, conduzindo, assim, à determinação dos volumes de perdas aparentes e reais. A base de cálculo deverá ser anual, minimizando eventuais discrepâncias temporais entre os locais de medição e de faturação. [15]

Tabela 2 – Balanço Hídrico. [16]

Água Entrada no Sistema	Consumo Autorizado	Consumo Autorizado Facturado	Consumo Facturado Medido	Água Facturada
			Consumo Facturado Não Medido	
	Perdas de Água	Consumo Autorizado Não Facturado	Consumo Não Facturado Medido	Água Não Facturada
			Consumo Não Facturado Não Medido	
		Perdas Aparentes	Consumo Não Autorizado	
		Perdas Reais	Erros de Medição	
			Fugas nas Condutas de Adução e Distribuição	
			Fugas e Extravasamentos nos Reservatórios	
			Fugas no Ramais de Distribuição (a montante do ponto de medição)	

Existem duas abordagens que são aceites no cálculo do BH de um sistema (**Figura 9**):

Abordagem Top-Down – Esta abordagem é efetuada com base na informação existente, tal como a AES, os consumos autorizados faturados e consumos autorizados não faturados. Com estes valores, facilmente calculamos o consumo não faturado e a percentagem de perdas aparentes.

Permite uma análise das perdas em larga escala que avalia as necessidades imediatas de intervenção na rede. Esta análise consiste em retirar ao volume não faturado o consumo autorizado não faturado (estimado e/ou medido), a seguir é retirado o volume estimado de perdas aparentes para, finalmente, se obter o volume de perdas reais. Se a rede o justificar, vão-se criando zonas de medição e controlo (ZMC) cada vez mais pequenas com o objetivo de identificar e reduzir as perdas localizadas.



Figura 9 – Modelo representativo das duas abordagens (Top Down e Bottom Up). [15]

Abordagem Bottom-Up – É aplicada em casos de sistemas que dispõem de contadores de medição contínua em todas as entradas da rede de distribuição, onde seja possível calcular com bastante certeza o consumo mínimo noturno. A partir deste consumo, e por diferença entre o consumo noturno autorizado, consegue-se determinar as perdas reais.

Esta abordagem apenas é considerada se a rede em estudo se apresentar setorizada, com grande facilidade de medição de caudais em vários pontos da rede. [15]

2.4.2 Perdas de água

As perdas de água caracterizam-se por toda a água que entra no sistema de abastecimento e não chega ao consumidor final. Esta diferença, além de causar preocupações de cariz ambiental, também causa prejuízo para a EG e por extensão, para os clientes. Sumariamente, pode-se agrupar as perdas em 5 dimensões fundamentais: [15]

- **Dimensão técnica:** A ocorrência de um grande número de roturas normalmente está associada a sistemas de elevada degradação. Independentemente de o valor económico das perdas ser reduzido, estas situações devem merecer a atenção por parte das entidades gestoras, pois contribuem para a redução do nível de serviço prestado aos seus clientes (interrupções e qualidade da água).
- **Dimensão ambiental:** A dimensão ambiental das perdas ganhou importância após a entrada em vigor da Diretiva Quadro da Água (DQA), em que limita o licenciamento de novas captações. Assim, torna-se difícil justificar a necessidade de reforçar ou construir novas captações em sistemas que apresentam níveis de perdas de água elevados.
- **Dimensão social:** Quando há uma ineficácia no controlo de perdas de água, esta dá origem ao aumento do preço, levando as opiniões dos consumidores em relação às entidades gestoras a serem menos positivas e o grau de satisfação mais baixo.
- **Dimensão económico-financeira:** A redução das perdas aparentes permite aumentar as receitas, melhorando o desempenho económico da entidade gestora e a qualidade dos serviços por si prestados. A Diretiva Quadro da Água (DQA) impõe a prática de tarifários que recuperem a totalidade dos custos dos serviços de água. Ao reduzir as perdas reais diminuem-se os custos do volume de água comprada. Os sistemas ao serem mais eficientes permitem a adoção de tarifários mais acessíveis para os clientes. O controlo das perdas de água permite o aumento da oferta sem necessidade de aumentar os sistemas existentes, reduzindo assim as necessidades de investimento.
- **Dimensão de saúde pública:** As roturas são um potencial causador de contaminação da água, pois cada vez que ocorre uma rotura numa conduta, surge o risco de contaminação da água através da entrada de substâncias estranhas.

Como já foi referido anteriormente, o cálculo do BH serve para se ter uma ideia do volume de perdas da rede. No entanto, existem dois tipos de perdas, denominadas perdas reais e perdas aparentes. Cada uma destas parcelas tem um impacto diferente na rede e são tratadas de modo distinto.

Perdas Reais:

São perdas que ocorrem devido a deficiências físicas na RDA, das quais se destacam as fugas e roturas nas condutas, reservatórios e ramais.

Perdas Aparentes:

Ao contrário das perdas reais, as perdas aparentes representam a quantidade de água que não é faturada devido a consumos não autorizados, tais como ligações indevidas e a erros de medição (erros de leitura ou desgaste do contador com a idade).

Dependendo da percentagem de perdas (reais ou aparentes) que o sistema apresenta, estas são tratadas de maneira diferente. Assim, no caso das perdas aparentes é necessária uma maior fiscalização de modo

a tentar identificar grande parte dos consumos indevidos e contadores avariados. Nestes casos convém que a EG instale contadores de modo a obter maior controlo dos consumos e do impacto total na água não faturada. As perdas reais podem ser reduzidas através de uma maior observação do comportamento da rede, mas são sempre mais difíceis de identificar.

Como se tratam de infraestruturas enterradas, apenas é possível detetar alguma anomalia se houver algum aviso, tais como aparecer água na superfície, constrangimentos no abastecimento, abaixamentos de pressão em alguns pontos.

A percentagem de Água Não Faturada reflete a eficiência global do sistema. Quanto menor for este valor, maiores os potenciais ganhos da empresa. Os ganhos obtidos pela redução da água não faturada poderão servir para financiamento da reabilitação e expansão da infraestrutura sem aumentar significativamente as tarifas de água

Geralmente, a melhor opção e mais económica para reduzir a percentagem de perdas reais na rede passa por uma redução adequada das pressões.

2.5 GESTÃO DE PRESSÕES

O excesso de pressão na RDA influencia negativamente a frequência e dimensão nas roturas, e leva a um maior volume de água perdida. Por outro lado, quanto maior for a pressão na rede, maior vai ser o consumo por parte dos utilizadores. Esta situação gera maior receita à EG, mas resulta numa diminuição da vida útil das condutas e equipamentos, pelos motivos anteriormente expostos.

Num estudo realizado pela *Water Loss Task Force* da IWA – *International Water Association* sobre o nível da gestão das pressões nas redes de abastecimento de água, sustenta-se que um abaixamento de pressão de 10% pode resultar numa diminuição de perdas em também 10% e na consequente diminuição do número de roturas em cerca de 14%. [17]

Esta variação tão imediata explica-se pelo facto de as perdas de água aumentarem com a pressão. Na **(Figura 10)** podemos ver o impacto económico que os diferentes diâmetros de possíveis fugas têm numa conduta, quando estas se encontram sujeitas a uma pressão mínima (150 kPa.) e máxima (800 kPa.).



Figura 10 – Relação entre pressão e receita perdida anualmente para diferentes diâmetros. [18]

Segundo o DR 23/95, artigo 21º, o dimensionamento de uma rede de distribuição de água, deve ter em conta um intervalo de pressões mínima e máxima. O ponto de pressão mínima de uma rede pode ser o ponto que se encontra mais longe do reservatório (devido as perdas de carga ao longo da rede) ou o ponto que estiver a uma cota mais alta, ou seja, mais próxima da cota de soleira do reservatório. O valor mínimo de pressão deve ser calculado pela fórmula seguinte, sendo que a pressão no ponto crítico nunca deve ser inferior a esse valor [19].

$$P_{min} = 10 + 4n \text{ [m. c. a.]}$$

sendo n: número de pisos, incluindo o R\C

Por outro lado, a pressão máxima corresponde ao maior desnível altimétrico entre a superfície livre do reservatório cheio e o ponto da rede à cota mais baixa, sendo que não deverá ultrapassar os 600 kPa. A melhor altura para se efetuar a medição da pressão máxima é à noite, uma vez que o consumo de água é menor, as perdas de carga no sistema são mínimas e, conseqüentemente, a pressão na rede é maior.

Existem várias formas de gerir a pressão na rede de abastecimento, sendo que as mais eficazes são a setorização da rede e a instalação de válvulas redutoras de pressão.

2.5.1 Setorização da Rede

A forma de controlar a pressão numa RDA consiste em proceder à sua setorização, estabelecendo diferentes “patamares” de pressão consoante as características locais da rede. Esta sectorização deve ser concebida de forma a garantir não só as pressões de serviço em todo o sector da rede, como também a manutenção de um nível de pressões estável. [20]

Esta setorização pode ser conseguida em redes que tenham ZMC bem definidas e a funcionar de forma praticamente independente, aliadas a reservatórios a diferentes cotas que garantam uma redução de pressão nesses pontos.

Um bom exemplo pode ser encontrado na cidade do Porto (**Figura 11**), com o “Projeto Porto Gravítico”. [21] Este Projeto visou reformular a forma como a cidade passou a ser abastecida, ou seja, alterou os pontos de entrega de água que estão a uma cota inferior e, por consequência, originavam custos com elevação para pontos de entrega a cotas superiores que permitem o abastecimento de forma totalmente gravítica.

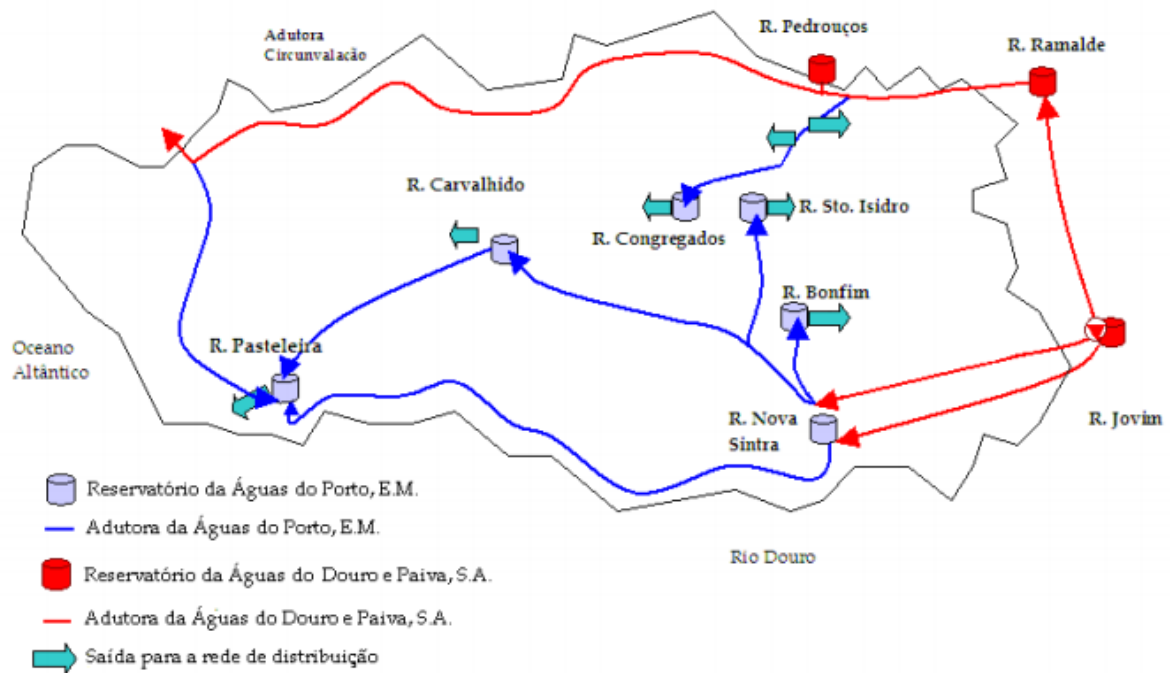


Figura 11 – Solução de Abastecimento "Porto Gravítico". [21]

2.5.2 Válvulas Redutoras de Pressão

Outra forma de controlar as pressões, e talvez a mais recorrente, é através da utilização de válvulas redutoras de pressão (VRP) que têm como principal objetivo limitar a pressão a jusante da válvula a um valor máximo pré-definido, garantindo sempre um valor mínimo de serviço.

Quanto ao seu modo de funcionamento, dependendo das condições do escoamento, pode-se definir três estados (convém notar que as pressões na rede não são constantes ao longo do dia, podendo mesmo sofrer variações significativas entre dia e noite), tais como: [11]

- **Válvula Fechada:** Sempre que a pressão a jusante seja superior à pressão a montante, a válvula fecha totalmente funcionando como uma válvula de retenção que impede a inversão do escoamento. (**Figura 12 i)**)
- **Válvula Aberta:** Se a pressão a montante for insuficiente e inferior à pressão de regulação da VRP, a válvula abre totalmente, praticamente não introduzindo perda de carga localizada no sistema. (**Figura 12 ii)**)
- **Válvula Ativa:** a válvula provoca uma perda de carga localizada no sistema reduzindo o valor da pressão a jusante. (**Figura 12 iii)**)

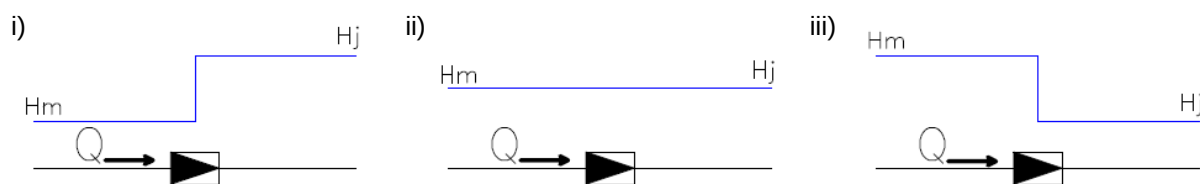


Figura 12 – i) Válvula Fechada; ii) Válvula Aberta; iii) Válvula Ativa. [22]

Sistematizam-se as quatro modalidades de funcionamento das VRP: [11]

- **Modelação simples:** A pressão de jusante mantém-se constante todas as horas do dia. Refere-se ao sistema com menor custo de investimento e operação;
- **Modelação horária:** A pressão de jusante mantém-se constante para intervalos de tempo predefinidos, mudando com o intervalo. Regra geral, utilizam-se dois patamares de pressão (período diurno e período noturno);
- **Modelação pelo consumo:** A pressão de jusante estabelece-se em função do consumo e recomenda-se para situações em que existem grandes perdas de carga no sistema e mudanças inesperadas nos perfis de consumo;
- **Modelação por ponto crítico:** A pressão de jusante define-se em função dos valores medidos e desejados previamente em pontos críticos da rede. Estes valores da pressão são enviados, em tempo real, aos controladores das válvulas redutoras de pressão (VRP), com recurso a um sistema de telemetria.

2.6 MODELAÇÃO HIDRÁULICA

"Um modelo matemático é o produto da transferência de um conjunto de elementos matemáticos (como sejam, funções ou equações), com vista à obtenção de uma representação matemática de uma parcela do mundo real." [23]

Como as redes de abastecimento de água são, na sua maioria, infraestruturas enterradas, torna-se difícil avaliar de forma direta o seu comportamento e as suas deficiências. Na maior parte das vezes, só se apercebe de que alguma coisa não está bem através de sintomas exteriores, tais como a falta de pressão, a falta de água, elevados volumes de perdas, aparecimento de água à superfície do solo, etc. Diagnosticar problemas na rede através de inspeção direta é um processo moroso e muito caro, daí ter surgido a necessidade de construir um modelo matemático que seja capaz de traduzir, da forma mais exata possível, o que se passa no sistema real. [24]

Este tem sido um grande desafio das EG ao longo dos tempos, conseguir criar um modelo que conseguisse capturar de forma fidedigna o comportamento real da rede e ao mesmo tempo que fosse intuitivo para o utilizador.

Em Portugal, o desenvolvimento e a aplicação de modelos matemáticos de sistemas de distribuição de água iniciou-se na década de 80, quando o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) reproduziu o modelo da rede de Almada. Depois de alguns anos em que a atividade realizada se centrou essencialmente no ambiente científico e académico, as empresas de consultoria começaram a ganhar espaço de mercado na prestação deste tipo de serviços para as EG. Numa fase inicial, os requisitos computacionais eram consideráveis – os modelos eram utilizados em computadores centrais, inacessíveis à generalidade das entidades gestoras portuguesas – e os programas eram pouco amigáveis, requerendo conhecimentos de programação. [24]

Um dos simuladores mais atrativos para as entidades gestoras, consultores, investigadores académicos, estudantes portugueses é o *EPANET*. Trata-se de um simulador amplamente testado e credível, que beneficia há várias décadas de uma alargada comunidade de utilizadores em todo o mundo, fruto de uma filosofia transparente de distribuição gratuita tanto do programa como do seu código computacional. [24]

O *EPANET* é um programa de computador que permite executar simulações estáticas e dinâmicas do comportamento hidráulico e da qualidade de água de sistemas de distribuição em pressão. A simulação estática permite reproduzir as características do sistema simulado para um dado cenário de consumos. Em complemento desta, a simulação dinâmica é utilizada em sistemas de distribuição de água, quando é efetuada uma simulação da evolução do sistema ao longo do tempo, através de uma sequência de equilíbrios hidráulicos obtida para sucessivos instantes. Este programa permite obter os valores do caudal em cada tubagem, da pressão em cada nó, da altura de água em cada reservatório de nível variável e da concentração de espécies químicas através da rede durante o período de simulação, subdividido em múltiplos passos de cálculo.

O *EPANET* apresenta um ambiente gráfico integrado que permite:

- Editar os dados descritivos da rede e dos cenários a modelar;
- Executar simulações hidráulicas e de qualidade da água;
- Calibrar o modelo e visualizar os resultados em vários formatos.

Devido ao facto de não ser viável efetuar experiências na rede, estes tipos de programas são importantes na medida em que ajudam a otimizar alguns aspetos da exploração do sistema, garantindo uma maior qualidade no abastecimento e também o aumento das receitas.

3

Caso de Estudo – Freguesia de Trute

3.1 DESCRIÇÃO

O caso de estudo diz respeito à rede de abastecimento de água da freguesia de Trute (**Figura 13**), Monção. Segundo dados do INE, em 2011 residiam na freguesia 277 pessoas. Ainda não se conhecendo o resultado do mais recente recenseamento, o presidente da junta estima que, por esta altura, a população deverá ser de aproximadamente 250 pessoas.

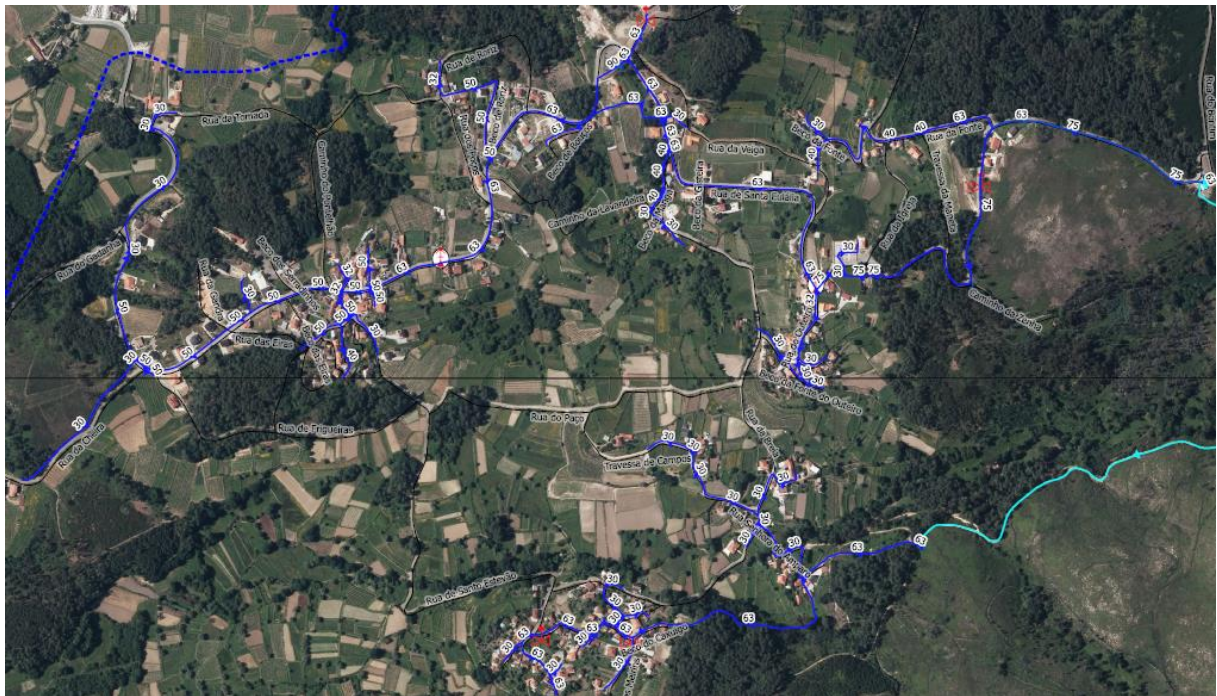


Figura 13 – Caracterização geral da rede AA em Trute.

É uma freguesia envelhecida onde se nota o impacto da imigração, razão pela qual se nota uma significativa variação do consumo entre os meses de verão e os restantes meses.

Em relação ao SAA, trata-se de um sistema antigo construído pela população e, por essa razão, por vezes subdimensionado. Neste momento, o reservatório é abastecido de modo gravítico através de uma mina (**Figura 14**). Esta origem de água (mina) é da concessão da junta, não tendo assim encargos com a compra de água.



Figura 14 – Captação de água.

O reservatório principal (**Figura 15**) é composto por duas células de 100 m³ cada, sendo que uma célula abastece o subsistema 1 (a norte) diretamente e a outra célula abastece o reservatório do subsistema 2 (a sul). Este reservatório principal está equipado com dois contadores volumétricos (**Figura 16**) que fazem o registo do caudal entrado em cada subsistema (para o subsistema 2 apenas existe informação desde agosto de 2020). Os dois subsistemas funcionam de modo gravítico.



Figura 15 – Reservatório principal.



Figura 16 – Sistema de derivação de caudais para os dois subsistemas.

No subsistema 1 existem VRP's em vários pontos da rede para controlo da pressão e também uma câmara de perda de carga que reduz a pressão ao valor atmosférico. O subsistema 2 não tem qualquer dispositivo de controlo de pressão.

Teve-se acesso aos consumos domésticos faturados (registos bi-mensais) referente ao período de um ano (março de 2020 a fevereiro de 2021) e aos relatórios de telegestão do reservatório com a indicação do caudal distribuído a cada minuto.

A freguesia não tem consumidores noturnos, apenas consumos autorizados não faturados referentes à junta de freguesia, escola e cemitério. Estes consumos autorizados não são medidos nem faturados, pelo que se torna difícil caracterizar o seu real impacto no volume de perdas de água total. Em concordância com a JF de Trute, estima-se que estes consumos perfaçam um total de 10% do volume total entrado na rede, sendo que estas instituições apenas se encontram no subsistema 1.

3.2 CONSUMOS

Analisaram-se os consumos domésticos da população pelo período de um ano (de março de 2020 a fevereiro de 2021)

Através desta análise foi possível obter o caudal médio anual para cada um dos subsistemas. A análise destes consumos permitiu perceber como funcionam os consumos ao longo do ano e quais os períodos em que a rede é mais solicitada.

A título de exemplo, foi feita uma análise mais específica para os períodos de julho/agosto e setembro/outubro e verificou-se que existe um aumento considerável de contadores com consumo nulo entre os dois períodos (**Tabela 3**).

Tabela 3 – Contadores instalados vs contadores ativos (com consumo efetivo).

JULHO/AGOSTO:

REDE 1:	141
ATIVOS:	113
REDE 2:	52
ATIVOS:	41
SETEMBRO/OUTUBRO	
REDE 1:	141
ATIVOS:	87
REDE 2:	52
ATIVOS:	29

Através da análise e tratamento dos relatórios de telemetria, foi determinado o caudal diário introduzido na rede para os períodos de agosto a fevereiro, por diferença de volumes registados nos contadores à saída do reservatório.

Esta análise permitiu ter uma noção do comportamento da população durante esses meses e identificar-se os comportamentos dos consumos em três dias significativos do ano:

- Dia de Menor consumo: Este dia é onde existe o menor consumo na rede e por isso é o dia mais prejudicial em termos de pressões máximas e consequentemente perdas de água.

Tabela 4 – Dia de menor consumo para o subsistema 1 (21/10/2020).

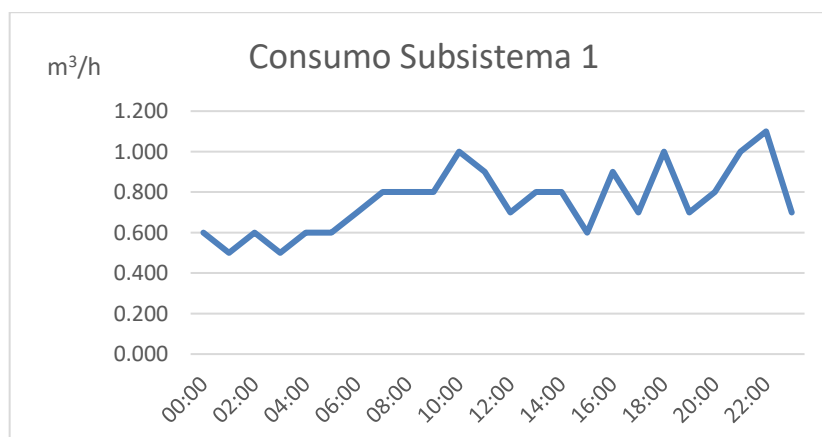
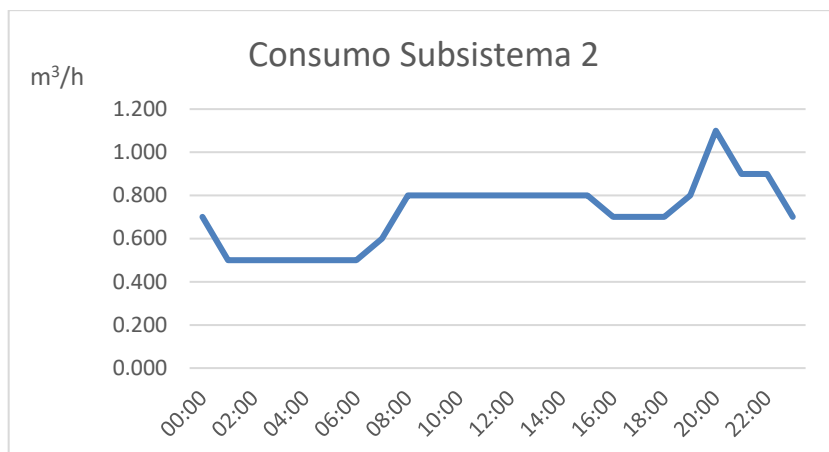


Tabela 5 – Dia de menor consumo para o subsistema 2 (22/09/2020).



- Dia de Maior Consumo: Em contraponto com o dia de menor consumo, este dia é o que está associado a menores perdas de água. Como existe maior consumo, o valor de pressão é menor, minimizando as perdas.

Tabela 6 – Dia de maior consumo para o subsistema 1 (08/08/2020).

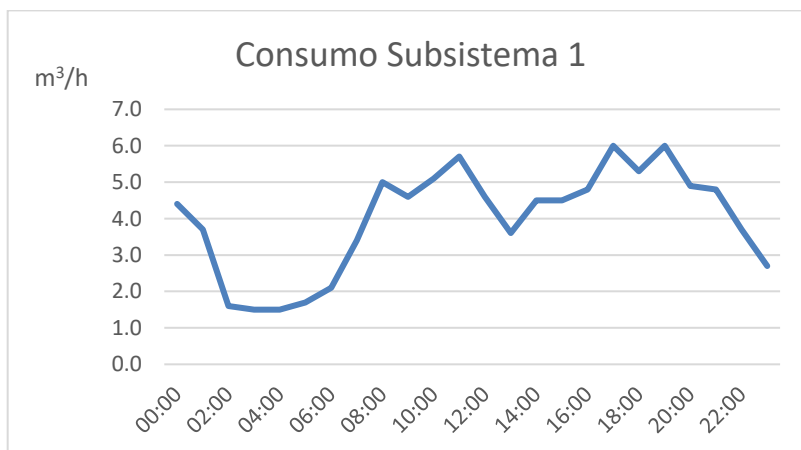
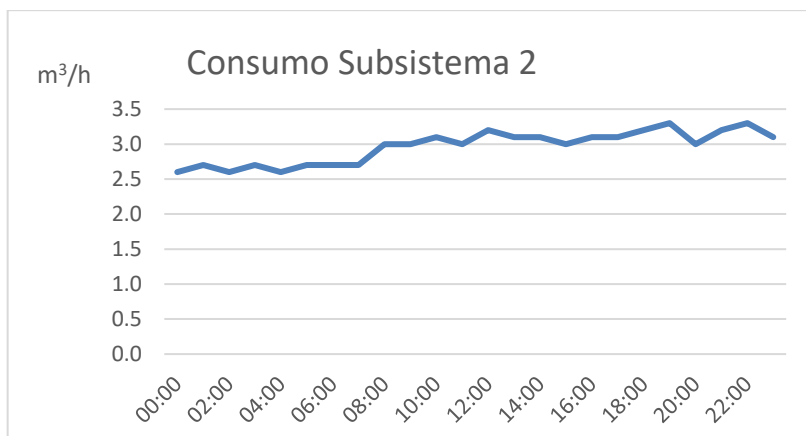


Tabela 7 – Dia de maior consumo para o subsistema 2 (20/08/2020).



- **Dia Médio:** A consideração do dia médio deve-se ao facto de ser um dia representativo do consumo ao longo do ano. Como se trata de uma rede com poucos utilizadores, os valores dos dias extremos podem não ser tão representativos do que se passa na realidade.

Tabela 8 – Dia de consumo médio para o subsistema 1 (20/09/2020).

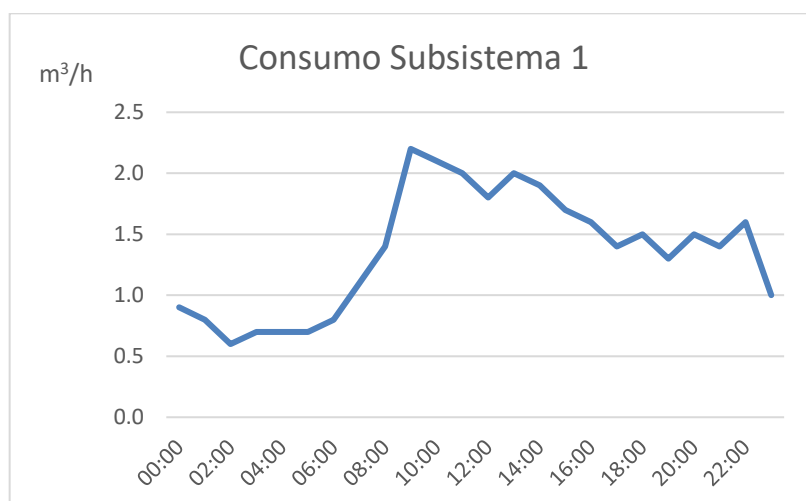
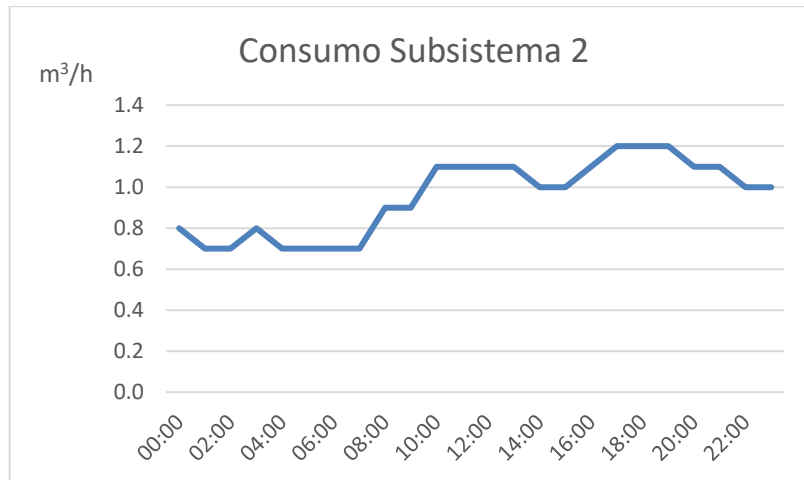


Tabela 9 – Dia de maior consumo para o subsistema 2 (05/10/2020).

Para cada um destes dias foram analisados os consumos horários, criando assim os padrões de consumo que nos permitem analisar quais as horas críticas. Estes padrões de consumo, contudo, incluem as perdas.

Mais à frente irá ser feita a modelação das perdas no *EPANET* de modo a que os resultados sejam mais realistas.

3.3 CONSUMO MÍNIMO NOTURNO

Como existe um medidor à saída do reservatório, foi possível estimar o volume de perdas reais através da análise do comportamento do fluxo de água durante as horas de menor consumo, que tipicamente ocorrem entre as 2h e as 4h.

Se ao valor do caudal mínimo noturno for retirado o consumo noturno dos clientes (assumindo $Q_{\text{consumo noturno}} = 2 \text{ L/contador/hora}$) [25] obtém-se o volume de perdas reais na rede.

$$Q_{\text{Consumo;noturno}} = 2L/\text{contador/hora}$$

3.4 BALANÇO HÍDRICO

Conforme já foi descrito, existem duas abordagens distintas para o cálculo do balanço hídrico, a abordagem *Top Down* e a *Bottom Up*. Neste caso, como existe informação disponível, calculou-se as duas para contraste.

De realçar que o balanço hídrico foi feito para 6 meses, ao contrário do que é recomendado pela *IWA*, uma vez que só existe informação completa, de ambos os subsistemas, disponível a partir agosto de 2020. Optou-se por deixar o mês de agosto de fora porque é um mês que pode desvirtuar o estudo visto que, em virtude da população flutuante é um mês de muito consumo e no qual foram feitas várias intervenções na rede.

Abordagem *Top Down*: Considerou-se a AES e a água faturada e por diferença calcularam-se as perdas totais.

Tabela 10 – Análise *Top Down* para o subsistema 1.

AES 29.73 m ³ /dia	Consumo Autorizado 19.36 m ³ /dia 65%	Consumo Autorizado Faturado 16.39 m ³ /dia 55%	Consumo Faturado Medido 16.39 m ³ /dia	Água Faturada 16.39 m ³ /dia 55%
			Consumo Faturado Não Medido 0	
		Consumo Autorizado Não Faturado 2.97 m ³ /dia 10%	Consumo Não Faturado Medido 0	Água Não Faturada 13.34 m ³ /dia 45%
			Consumo Não Faturado Não Medido 2.97 m ³ /dia	
	Perdas de Água 10.37 m ³ /dia 35%	Perdas Aparentes	Uso Não Autorizado	
			Erros de Medição	
		Perdas Reais	Fugas em Condutas	
			Fugas em Reservatórios	
			Fugas em Ramais	

Tabela 11 – Análise *Top Down* para o subsistema 2.

AES 26.48 m ³ /dia	Consumo Autorizado 6.094 m ³ /dia 23%	Consumo Autorizado Faturado 6.094 m ³ /dia 23%	Consumo Faturado Medido 6.09 m ³ /dia	Água Faturada 6.09 m ³ /dia 23%
			Consumo Faturado Não Medido	
		Consumo Autorizado Não Faturado	Consumo Não Faturado Medido	Água Não Faturada 20.38 m ³ /dia 77%
	Perdas de Água 20.38 m ³ /dia 77%		Consumo Não Faturado Não Medido	
		Perdas Aparentes	Uso Não Autorizado	
			Erros de Medição	
		Perdas Reais	Fugas em Condutas	
			Fugas em Reservatórios	
			Fugas em Ramais	

Abordagem *Bottom Up*: Efetuou-se através da análise do consumo mínimo noturno, a partir do qual se estima o volume de perdas reais. As perdas aparentes são estimadas por diferença.

Para se estimar o volume de perdas reais, retirou-se apenas o consumo mínimo noturno. Uma vez que não existem consumidores noturnos nas zonas em questão, assumiu-se este valor como a única água consumida.

Tabela 12 – Análise *Bottom Up* para o subsistema 1.

AES 29.73 m ³ /dia	Consumo Autorizado 19.36 m ³ /dia 65%	Consumo Autorizado Faturado 16.39 m ³ /dia 55%	Consumo Faturado Medido 16.39 m ³ /dia	Água Faturada 16.39 m ³ /dia 55%
			Consumo Faturado Não Medido	
		Consumo Autorizado Não Faturado 2.97 m ³ /dia 10%	Consumo Não Faturado Medido	Água Não Faturada 13.34 m ³ /dia 45%
			Consumo Não Faturado Não Medido 2.97 m ³ /dia	
	Perdas de Água 10.37 m ³ /dia 35%	Perdas Aparentes 0.14 m ³ /dia 1%	Uso Não Autorizado	
			Erros de Medição	
		Perdas Reais 10.22 m ³ /dia 99%	Fugas em Condutas	
			Fugas em Reservatórios	
			Fugas em Ramais	

Tabela 13 – Análise *Bottom Up* para o subsistema 2.

AES 26.47 m ³ /dia	Consumo Autorizado 6.09 m ³ /dia 23%	Consumo Autorizado Faturado 6.09 m ³ /dia	Consumo Faturado Medido 6.09 m ³ /dia	Água Faturada 6.09 m ³ /dia 23%
			Consumo Faturado Não Medido	
		Consumo Autorizado Não Faturado	Consumo Não Faturado Medido	Água Não Faturada 20.38 m ³ /dia 77%
			Consumo Não Faturado Não Medido	
	Perdas de Água 20.38 m ³ /dia 77%	Perdas Aparentes 4.97 m ³ /dia 24%	Uso Não Autorizado	
			Erros de Medição	
		Perdas Reais 15.41 m ³ /dia 76%	Fugas em Condutas	
			Fugas em Reservatórios	
			Fugas em Ramais	

3.5 PERDAS TOTAIS

Como se pode observar pelos resultados do BH neste momento as perdas totais situam-se entre os 35% e 77%, nos subsistemas 1 e 2 respetivamente. No subsistema 2 sabe-se da existência uma fuga à saída do reservatório, daí este valor excessivo. Por outro lado, o valor de 35% para o subsistema 1 é um valor bastante razoável para uma rede desta dimensão, com as suas características construtivas e com a idade de funcionamento.

Através do método *bottom up* pode-se constatar que a maior parte das perdas se enquadram nas perdas reais.

3.6 MODELAÇÃO DA REDE

3.6.1 Importação da rede

A junta de freguesia já possui a rede georreferenciada em SIG, deste modo, a primeira tentativa foi tentar exportar a rede do programa *QGIS*, através do plugin *GHydraulics*, que cria um ficheiro de dados “.inp”. Após esta exportação foi preciso ajustar a rede no *EPANET* pois continha alguma informação errada/mal definida de origem que não era útil para a modelação.

A generalidade da informação estava bem definida, tal como o comprimento das tubagens, cotas altimétricas, localização das VRP's e localização dos reservatórios. Teve-se de ajustar a definição das VRP, que estavam definidas como válvulas genéricas e a perda de energia associada. Também foi preciso alterar o diâmetro das tubagens, uma vez que estava definido o diâmetro exterior e o cálculo hidráulico é feito utilizando os diâmetros interiores, princípio que o *EPANET* também segue.

Assumiu-se uma rugosidade de 0.2 mm uma vez que se trata de uma rede com algum desgaste.

3.6.2 Consumos base

Apesar de, numa rede de distribuição, os consumos estarem distribuídos ao longo das condutas (onde se encontram os ramais de ligação), são modelados no *EPANET* como estando concentrados unicamente nos nós de extremidade dos troços. Então é atribuído a cada nó um caudal médio de consumo, designado por consumo-base, cujo valor é igual à soma dos consumos de percurso dos semi-comprimentos dos troços concorrentes no nó.

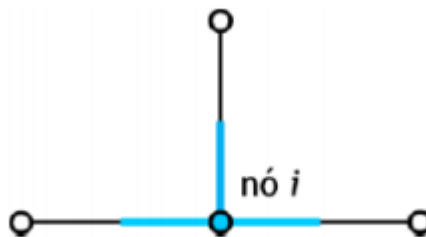


Figura 17 – Representação da metodologia utilizada para definição de consumos base nos nós. [26]

3.6.3 Modelação de Perdas

Para este passo, foi utilizado o estudo do dia de consumo médio por se considerar que, face à reduzida população e consumo, e não havendo grandes variações de pressão, este dia será representativo para cerca de 95% dos dias.

A modelação das perdas foi feita através de um processo iterativo, recorrendo a uma folha de cálculo em Excel, disponibilizada pelo professor Pacheco Figueiredo (e com o auxílio do docente) no âmbito da disciplina de Sistemas de Abastecimento de Água.

O processo de modelação de perdas consiste em “por a rede a perder água” através dos nós, admitindo que cada cliente/contador corresponde um ramal de ligação e, em idênticas condições de pressão, as perdas aumentam com a densidade de ramais de ligação (e com os respetivos comprimentos que, neste caso, foram estimados).

O *EPANET* permite modelar as perdas de água através dos “dispositivos emissores” localizados nos nós da rede e cujo comportamento é descrito pela seguinte lei de vazão:

$$Q_i = C_i * P_i^\beta$$

Q_i : caudal no nó i (L^3T^{-1}) (*EPANET* → L/s)

P_i : altura piezométrica no nó i (L) (*EPANET* → m)

C_i : coeficiente de vazão do nó i ($L^3T^{-1}L^{-\beta}$) (*EPANET* → L/s/m $^\beta$)

β : expoente (admitir valores entre 1,0 e 1,2)

A quantificação do coeficiente de vazão de cada nó é efetuada pela expressão:

$$C_i = c \sum_{j=1}^{M_i} 0.5 \text{ cpp } j L_{j,i}$$

C_i : coeficiente de vazão de perdas do nó i ($L^3T^{-1}L^{-\beta}$) (*EPANET* → l/s/m $^\beta$)

c : coeficiente de vazão de perdas unitário ($L^3T^{-1}L^{-\beta}L^{-1}$) (*EPANET* → l/s/m $^\beta$ /m)

cpp_j : coeficiente de ponderação de perdas do nó i

$L_{j,i}$: comprimento do tubo j ligado ao nó i

M_i : número de tubos ligados ao nó i

Para calcular o valor dos CPP das condutas foi necessário calcular primeiro quais os caudais de perdas existentes em cada subsistema

Para estimar o caudal de perdas assumiram-se os seguintes pressupostos:

- Para cada subsistema e para o dia escolhido, verificou-se qual o caudal mínimo total de entrada;
- Identificou-se o número de contadores existentes em cada subsistema;
- Calculou-se o caudal mínimo de consumo para cada subsistema, arbitrando o valor de 2 l/h/contador como estimativa do caudal mínimo autorizado noturno;
- Calculou-se o caudal de perdas máximo subtraindo o valor do caudal mínimo autorizado noturno ao valor do caudal mínimo total medido;
- Determinaram-se os coeficientes de ponderação de perdas (CPP) de cada zona.

Tabela 14 – Resultados de calibração dos caudais aduzidos às redes, para o dia de consumo médio, com perdas, no *EPANET*.

Location	Num Obs	Observed Mean	Computed Mean	Mean Error	RMS Error
t1	24	0.38	0.38	0.003	0.003
t1-2	24	0.27	0.27	0.002	0.002
Network	48	0.32	0.32	0.003	0.003

Correlation Between Means: 1.000

Tabela 15 – Resultados de calibração dos caudais aduzidos às redes, para o dia de consumo médio, com perdas, no *EPANET*.

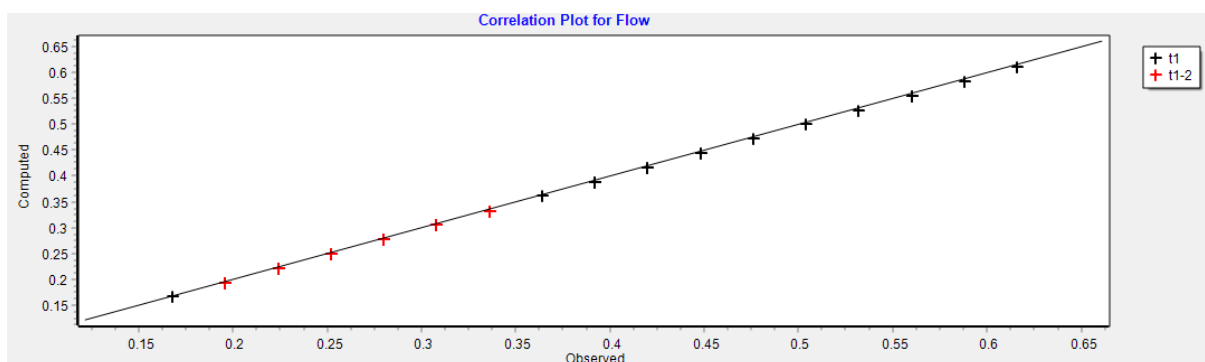
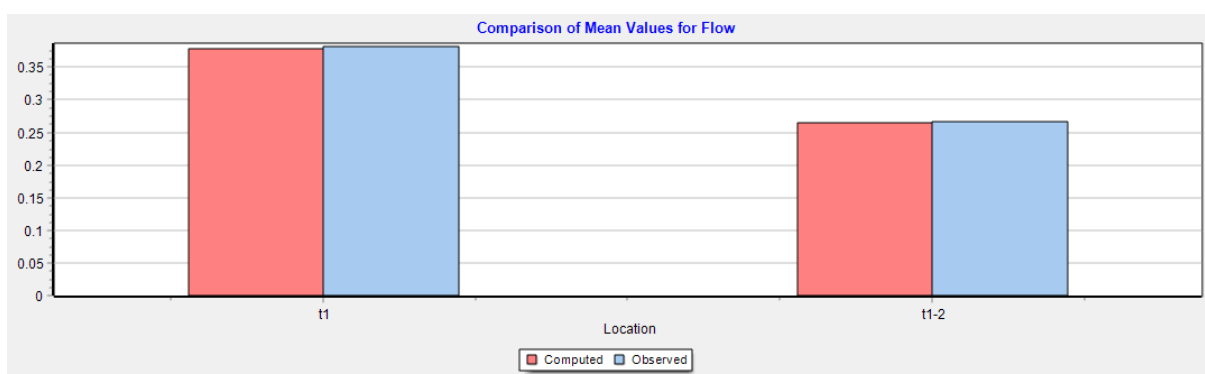


Tabela 16 – Resultados de calibração dos caudais aduzidos às redes, para o dia de consumo médio, com perdas, no *EPANET*.



Como se verifica nas (**Tabelas 14, 15 e 16**), existe uma equivalência entre o caudal que é medido à saída do reservatório e o caudal que é calculado pelo programa, o que significa que o modelo se encontra calibrado, com as perdas associadas.

3.7 RESULTADOS

Os resultados apresentados dizem respeito à simulação efetuada para o dia de consumo médio.

3.7.1 Pressão

Em termos de pressão, pode-se constatar que em vários pontos da rede existem nós com valor acima do previsto pelo Decreto Regulamentar 23/95, principalmente nas zonas mais baixas, como se pode ver pela **(Figura 18)**. O facto de ser uma rede com funcionamento gravítico, num terreno de desnível acentuado, torna inevitável a ocorrência de pressões elevadas.

Mais à frente irá ser aprofundada a questão das pressões e propostas medidas de melhoria para estabilizar os valores dentro do intervalo regulamentar.

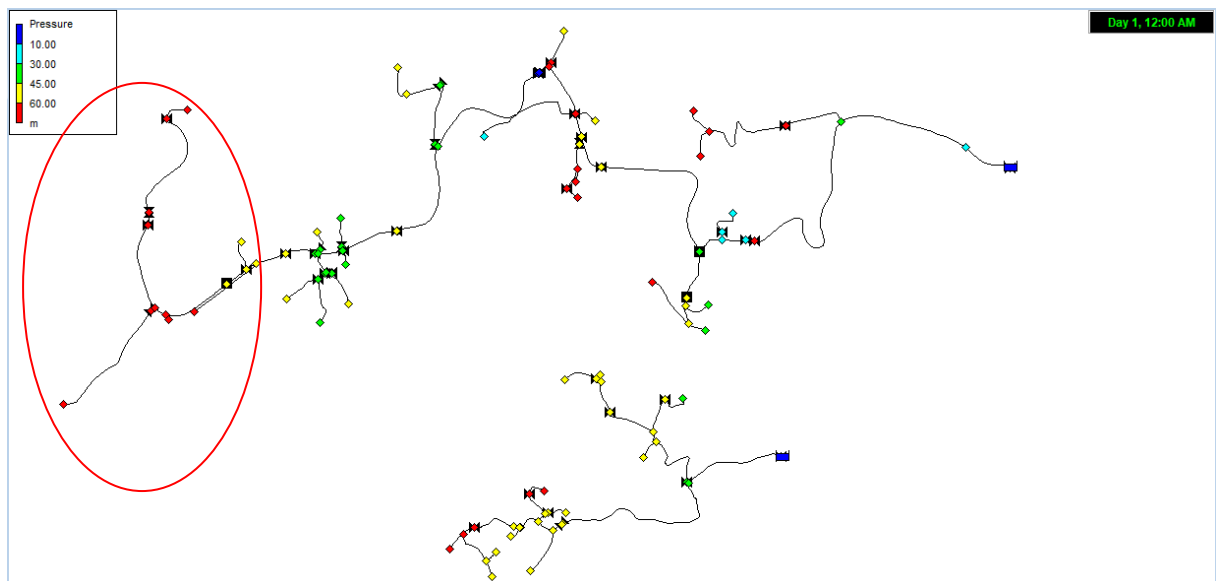


Figura 18 – Resultados da análise das pressões no EPANET. Os nós a vermelho têm pressões excessivas.

3.7.2 Caudal

Em relação ao caudal pode-se ver (**Figura 19**) que em quase todas as condutas este valor é extremamente baixo, o que era previsível tendo em conta que se trata de uma população bastante reduzida em que os consumos são mínimos por longos períodos do dia.

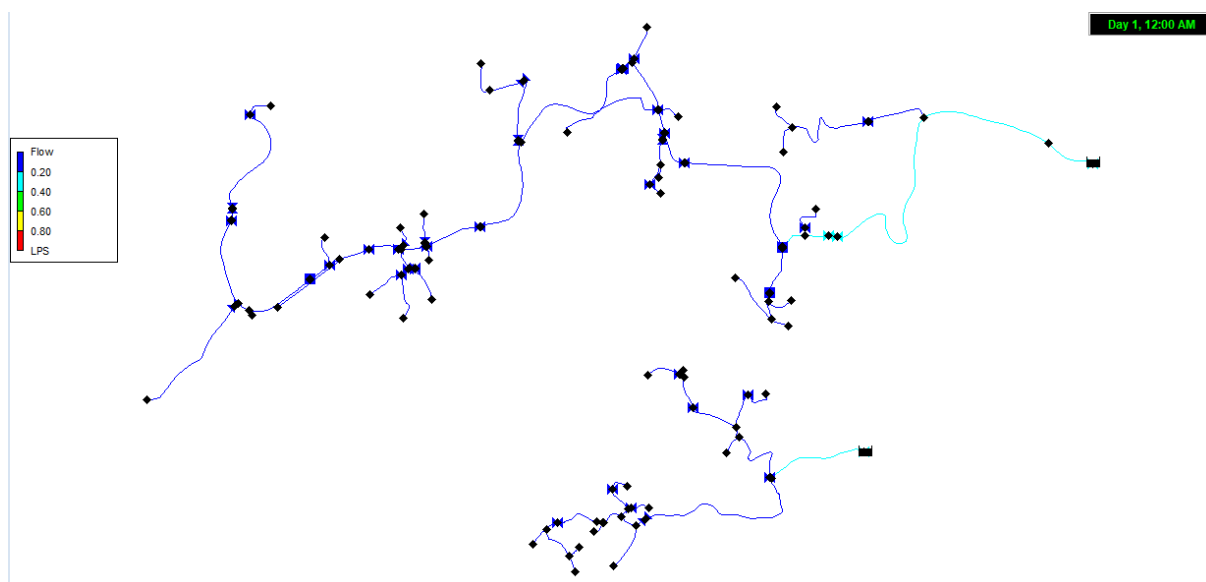


Figura 19 – Resultados da análise dos caudais no *EPANET*.

3.7.3 Velocidade

Neste parâmetro também se pode verificar (**Figura 20**) que em nenhum troço se cumpre o critério de velocidade mínima, mesmo tendo condutas com diâmetros extremamente reduzidos, alguns dos quais inferiores ao diâmetro mínimo previsto no Decreto Regulamentar 23/95.

A principal causa deste problema deve-se ao facto de não existir um consumo significativo ao longo da rede, durante o dia. Aliado a esse problema, esta é uma situação bastante frequente em redes ramificada, pois são potencializadoras de pontos mortos no fim das ramificações, podendo mesmo levar a problemas de estagnação de água e deposição de sedimentos.

As baixas velocidades têm um impacto direto na qualidade da água.

A colocação de uma descarga de fundo, nos pontos baixos e extremos da rede, poderá minimizar estes problemas. Assim, poderá ser efetuada uma descarga de manutenção com o objetivo de aumentar a velocidade na rede e contrariar a tendência de deposição.

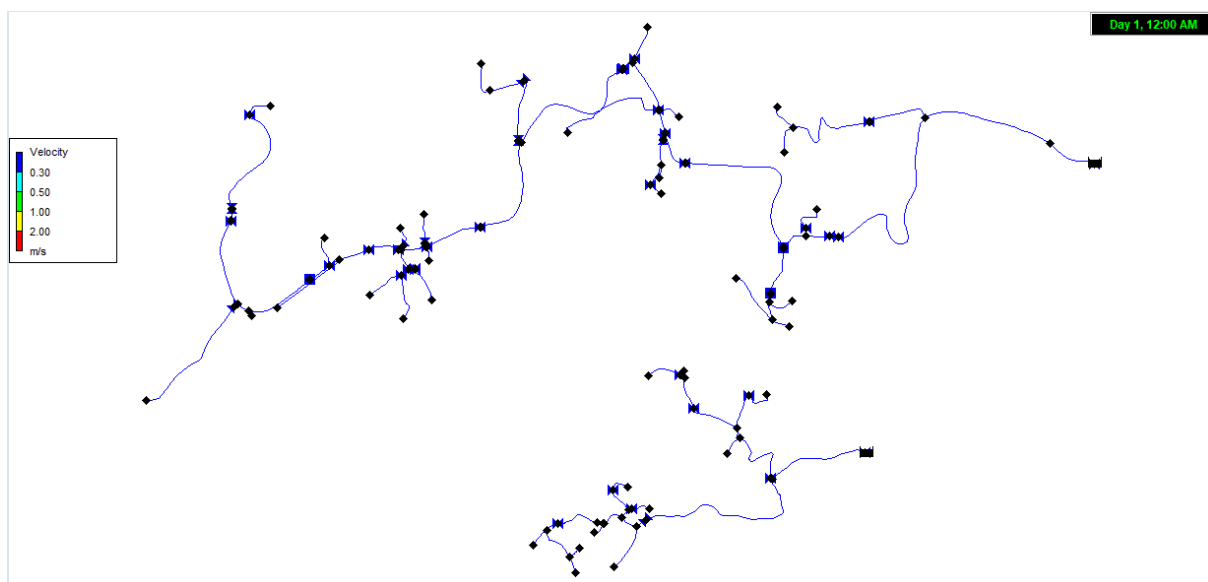


Figura 20 – Resultados da análise das velocidades no EPANET.

4

Medidas de Melhoria

4.1 REGULAÇÃO DAS VRP EXISTENTES

Nesta solução testou-se se, com apenas algumas “afinações” nas válvulas já instaladas, era possível estabilizar as pressões para um patamar normal de funcionamento.

Verificou-se que algumas válvulas têm uma regulação muito alta, sendo então efetuadas as seguintes alterações:

Tabela 17 – Regulações efetuadas nas VRP.

Válvula	Pressão Inicial	Pressão Ajustada
V4	40 m.c.a.	25 m.c.a.
V11	40 m.c.a.	30 m.c.a.
V24	45 m.c.a.	30 m.c.a.
V37	50 m.c.a.	25 m.c.a.

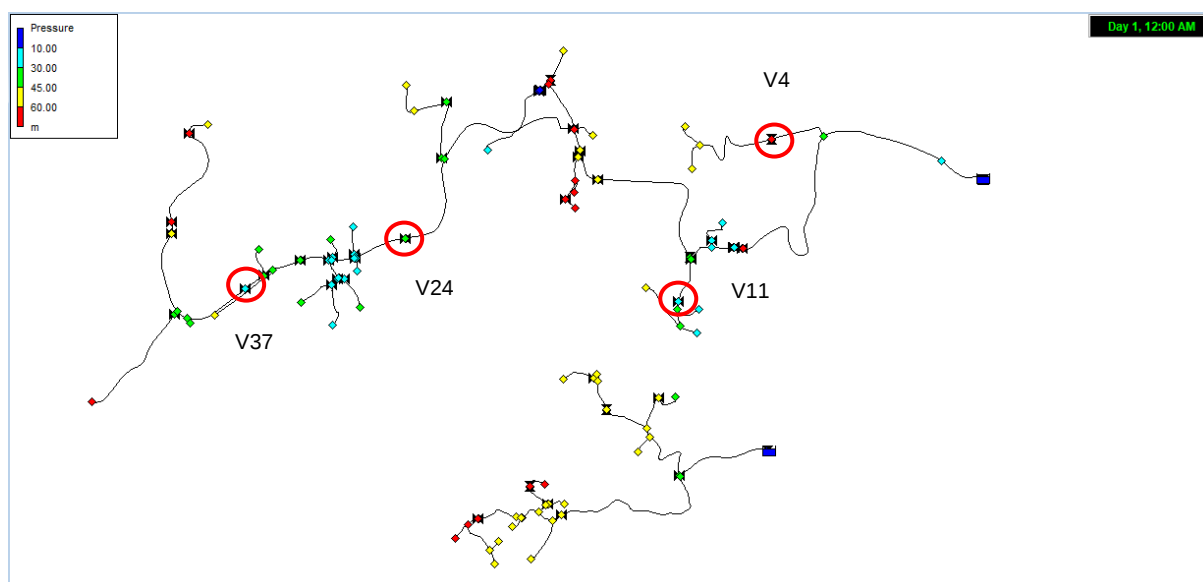


Figura 21 – Resultado da simulação com as novas regulações das VRP.

Verifica-se que com este ajuste foi possível resolver os problemas de pressão excessiva em alguns pontos (**Figura 21**), embora não totalmente para toda a rede. Nota-se, através da imagem, que algumas zonas ainda estão com pressões acima dos 600 kPa, o que excede o limite regulamentar.

4.2 REGULAÇÃO DE VRP EXISTENTES E INSTALAÇÃO DE NOVAS

Para esta solução aproveitou-se a regulação feita no ponto anterior, aliada à instalação de novas VRP em pontos chave.

Com esta solução conseguiu-se normalizar as pressões num intervalo de limites legais embora obrigue à instalação de 4 VRP, o que significa um investimento considerável para uma EG desta dimensão.

Procedeu-se às seguintes alterações:

Tabela 18 – Resumo de alterações efetuadas na rede.

<i>Válvula</i>	<i>Estado</i>	<i>Regulação</i>
V13	Instalação	25 m.c.a
V37	Remoção	
CPC	Remoção	
V42	Instalação	25 m.c.a
V43	Instalação	30 m.c.a
V5	Existente	25 m.c.a
V6-2	Instalação	30 m.c.a

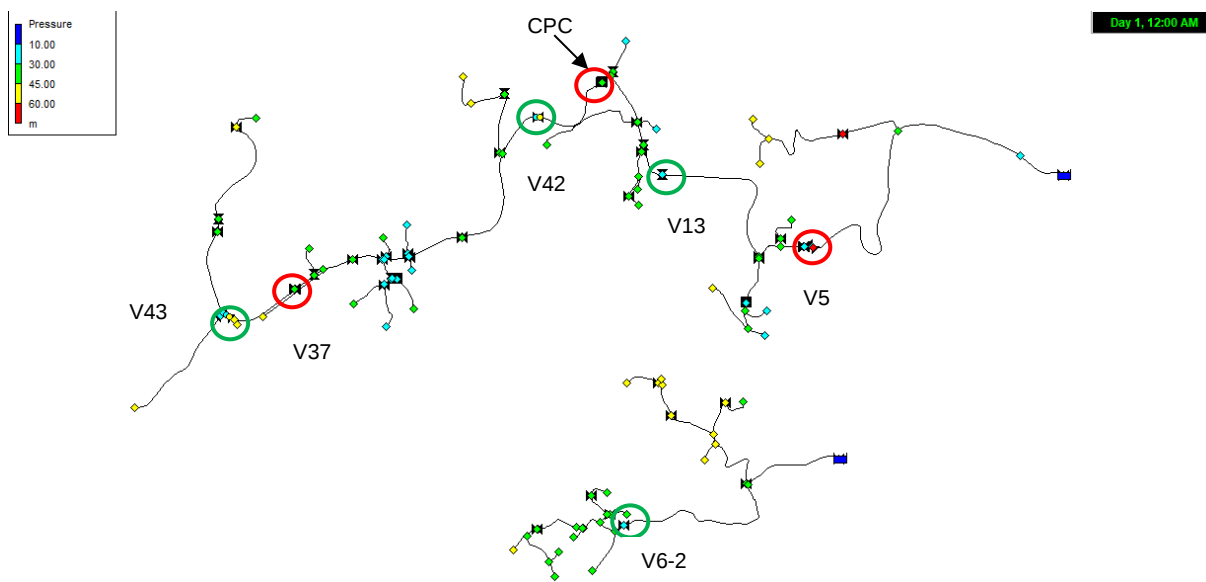


Figura 22 – Resultado da simulação após as remoções (a vermelho) e as novas instalações (a verde).

Impacto das novas regulações das VRP no volume total de perdas reais

O estudo desta solução permitiu perceber qual o impacto que estas alterações provocam na rede, quer ao nível do controlo das pressões como também no volume de perdas.

Através do software EPANET, e assumindo que as condições de consumo são as mesmas, foi possível analisar os caudais introduzidos na rede nas diferentes horas e, por diferença, calcular os novos caudais de perdas.

Assim, podemos constatar que para o subsistema 1 temos uma redução do volume de perdas de 31.2% para 25,5%.

Tabela 19 – Determinação de caudal de perdas e caudal de consumo doméstico após medidas de melhoria (Subsistema 1)

Consumo total (inclui perdas)											
Trute											
Time Series Table - Link t1				Q _{dom,med} : 0.256 l/s		Q _{ind,med} : 0.000 l/s					
Time		Flow									
Hours	LPS			fh_dom	Q _{dom}	fh_ind	Q _{ind}	Q _{perdas}			
1	00:00	0.221	0.221	0.515625	0.132	0.132	0.15	0.000	0.089	00:00	
2	01:00	0.192	0.192	0.402344	0.103	0.103	0.15	0.000	0.089	01:00	
3	02:00	0.137	0.137	0.1875	0.048	0.048	0.15	0.000	0.089	02:00	
4	03:00	0.164	0.164	0.292969	0.075	0.075	0.15	0.000	0.089	03:00	
5	04:00	0.164	0.164	0.292969	0.075	0.075	0.15	0.000	0.089	04:00	
6	05:00	0.164	0.164	0.292969	0.075	0.075	0.15	0.000	0.089	05:00	
7	06:00	0.192	0.192	0.402344	0.103	0.103	0.15	0.000	0.089	06:00	
8	07:00	0.277	0.277	0.734375	0.188	0.188	0.15	0.000	0.089	07:00	
9	08:00	0.360	0.36	1.058594	0.271	0.271	1.85	0.000	0.089	08:00	
10	09:00	0.582	0.582	1.929688	0.494	0.494	1.85	0.000	0.088	09:00	
11	10:00	0.555	0.555	1.820313	0.466	0.466	1.85	0.000	0.089	10:00	
12	11:00	0.527	0.527	1.710938	0.438	0.438	1.85	0.000	0.089	11:00	
13	12:00	0.471	0.471	1.492188	0.382	0.382	1.85	0.000	0.089	12:00	
14	13:00	0.527	0.527	1.710938	0.438	0.438	1.85	0.000	0.089	13:00	
15	14:00	0.499	0.499	1.601563	0.410	0.410	1.85	0.000	0.089	14:00	
16	15:00	0.443	0.443	1.382813	0.354	0.354	1.85	0.000	0.089	15:00	
17	16:00	0.415	0.415	1.273438	0.326	0.326	1.85	0.000	0.089	16:00	
18	17:00	0.360	0.36	1.058594	0.271	0.271	1.85	0.000	0.089	17:00	
19	18:00	0.388	0.388	1.167969	0.299	0.299	1.85	0.000	0.089	18:00	
20	19:00	0.332	0.332	0.949219	0.243	0.243	1.85	0.000	0.089	19:00	
21	20:00	0.388	0.388	1.167969	0.299	0.299	0.15	0.000	0.089	20:00	
22	21:00	0.360	0.36	1.058594	0.271	0.271	0.15	0.000	0.089	21:00	
23	22:00	0.415	0.415	1.273438	0.326	0.326	0.15	0.000	0.089	22:00	
24	23:00	0.249	0.249	0.625	0.160	0.160	0.15	0.000	0.089	23:00	
24:00:00		0.250	0.25								
0.349 l/s				1.0168	0.26 l/s		1.0000	0.00 l/s	0.089 l/s		
1.257 m ³ /h											
										WR1:	25.5%

O mesmo se pode constatar para o subsistema 2, em que se consegue uma redução de 66.9% para 63%.

Esta menor redução, comparativamente ao subsistema 1 justifica-se pelo facto de ser conhecida a existência de uma rotura ativa, ou seja, grande parte deste volume de perdas advém desse problema.

Tabela 20 – Determinação de caudal de perdas e caudal de consumo doméstico após medidas de melhoria (Subsistema 2)

Consumo total (inclui perdas)											
Trute											
Time Series Table - Link t1-2				$Q_{dom,med}$:	0.097	l/s	$Q_{ind,med}$:	0.000	l/s		
Time		Flow									
Hours		LPS		fh_{dom}	Q_{dom}		fh_{ind}	Q_{ind}		Q_{perdas}	
1	00:00	0.194	0.194	0.453608	0.044	0.044	0.15	0.000		0.150	00:00
2	01:00	0.166	0.166	0.164948	0.016	0.016	0.15	0.000		0.150	01:00
3	02:00	0.166	0.166	0.164948	0.016	0.016	0.15	0.000		0.150	02:00
4	03:00	0.194	0.194	0.453608	0.044	0.044	0.15	0.000		0.150	03:00
5	04:00	0.166	0.166	0.164948	0.016	0.016	0.15	0.000		0.150	04:00
6	05:00	0.166	0.166	0.164948	0.016	0.016	0.15	0.000		0.150	05:00
7	06:00	0.166	0.166	0.164948	0.016	0.016	0.15	0.000		0.150	06:00
8	07:00	0.166	0.166	0.164948	0.016	0.016	0.15	0.000		0.150	07:00
9	08:00	0.222	0.222	0.742268	0.072	0.072	1.85	0.000		0.150	08:00
10	09:00	0.222	0.222	0.742268	0.072	0.072	1.85	0.000		0.150	09:00
11	10:00	0.278	0.278	1.329897	0.129	0.129	1.85	0.000		0.149	10:00
12	11:00	0.278	0.278	1.329897	0.129	0.129	1.85	0.000		0.149	11:00
13	12:00	0.278	0.278	1.329897	0.129	0.129	1.85	0.000		0.149	12:00
14	13:00	0.278	0.278	1.329897	0.129	0.129	1.85	0.000		0.149	13:00
15	14:00	0.250	0.25	1.041237	0.101	0.101	1.85	0.000		0.149	14:00
16	15:00	0.250	0.25	1.041237	0.101	0.101	1.85	0.000		0.149	15:00
17	16:00	0.278	0.278	1.329897	0.129	0.129	1.85	0.000		0.149	16:00
18	17:00	0.305	0.305	1.608247	0.156	0.156	1.85	0.000		0.149	17:00
19	18:00	0.305	0.305	1.608247	0.156	0.156	1.85	0.000		0.149	18:00
20	19:00	0.305	0.305	1.608247	0.156	0.156	1.85	0.000		0.149	19:00
21	20:00	0.278	0.278	1.329897	0.129	0.129	0.15	0.000		0.149	20:00
22	21:00	0.278	0.278	1.329897	0.129	0.129	0.15	0.000		0.149	21:00
23	22:00	0.250	0.25	1.041237	0.101	0.101	0.15	0.000		0.149	22:00
24	23:00	0.250	0.25	1.041237	0.101	0.101	0.15	0.000		0.149	23:00
24:00:00		0.222	0.222								
		0.237 l/s		0.9034	0.09 l/s		1.0000	0.00 l/s		0.15 l/s	
		0.853 m ³ /h									
										WR1:	63.0%

4.3 UNIÃO DOS SUBSISTEMAS

Outra solução que se testou foi a união dos dois subsistemas, possibilitando assim a criação de malhas. Já foi explicado anteriormente que uma das vantagens deste tipo de rede é permitir que a água flua nos dois sentidos levando a uma variação da gama de pressões mais baixa.

No caso de estudo, esta solução não apresentou resultados válidos, pelo contrário, só piorou.

Este facto deve-se, em parte às características distintas dos dois subsistemas, situados em encostas opostas do vale e com cotas altimétricas muito superiores num dos casos, o que levaria a que a pressão no subsistema 2 disparasse, tendo de ser controlada com recurso à instalação de VRP. Outro facto tem que ver com a elevada percentagem de perdas registadas no subsistema 2, que como está a uma cota inferior do subsistema 1, toda a água iria afluir para lá, aumentando as perdas totais.

4.4 PATAMAR DE PRESSÃO COM RESERVATÓRIO AUXILIAR

Nesta solução simulou-se a criação de um reservatório num ponto intermédio da rede, que seria abastecido nas horas de menor consumo, através da rede principal. A ideia seria abastecer parte da rede através deste reservatório, criando um patamar que restabeleceria a pressão ao valor atmosférico. Com este abaixamento de pressão pretendia-se que os pontos mais baixos da rede não excedessem o limite regulamentar e, também reduzir a quantidade de VRP instaladas.

Esta solução não se apresentou viável pois, tendo em conta as características do terreno, não resultaria em grande diminuição da pressão, sendo sempre necessário o recurso ao uso de VRP.

Outro problema nesta solução passa pelo espaço de instalação que é significativamente maior que para a instalação de uma VRP, o que obrigaria a que a JF tivesse de comprar um terreno ou fazer a instalação em terreno privado.

4.5 RESTRUTURAÇÃO DA EMPRESA

Os sistemas de pequena dimensão, normalmente geridos pelas Câmaras Municipais e empresas municipalizadas, por norma operam com um baixo número de clientes, o que faz com que o retorno financeiro obtido através da faturação seja também baixo. Também é nestes sistemas onde se verifica um nível de perdas superior.

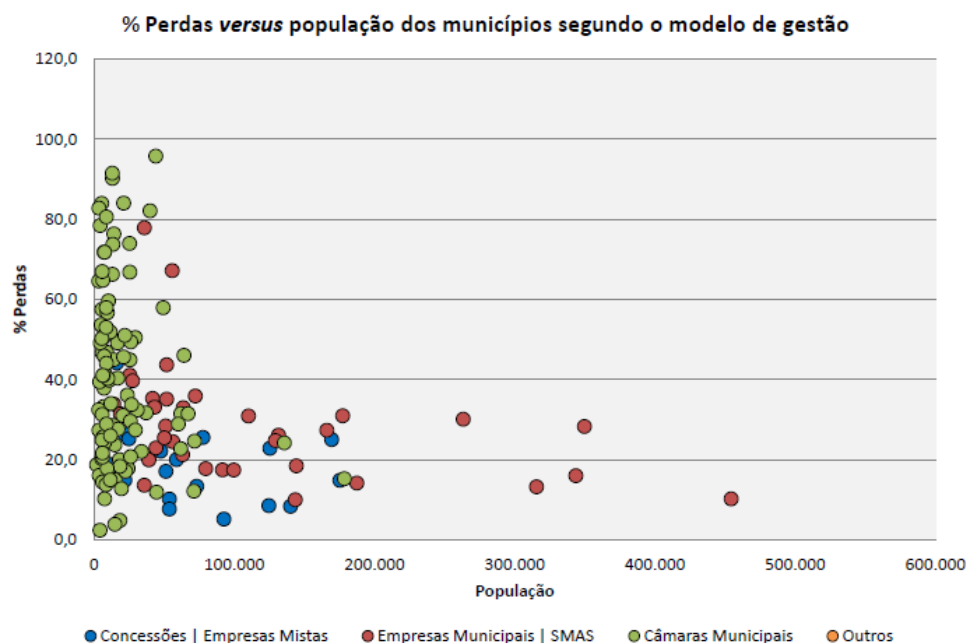


Figura 23 – Relação entre % perdas e nº de clientes. [16]

Como já referido, devido aos poucos recursos financeiros estes sistemas não têm muita capacidade de resposta para intervenções ou melhorias na rede. É, também, possível encontrar outras causas que resultam nestas perdas de água, tais como a falta de técnicos qualificados, a falta de motivação e incentivo para efetuar melhorias, instalações desadequadas ao fim pretendido, a falta de monitorização e vigilância das redes, a inexistência de controlo sobre as perdas e a falta de uma estratégia consistente que vise reduzir a quantidade de água não faturada.

5

Conclusão

Esta dissertação tinha como objetivo principal a otimização do sistema de abastecimento de água da freguesia de Trute.

Entidades gestoras com a de Trute, com reduzido volume de faturação, não têm a capacidade de modernização ou mesmo de resposta rápida a problemas que tem uma entidade gestora com maior número de clientes.

Como acontece em tantas redes por Portugal, que surgem sem qualquer dimensionamento ou planeamento futuro, esta foi sendo construída pela população de acordo com as suas necessidades, muitas vezes sem preocupação com diâmetros, velocidades ou mesmo pressões.

Por estas razões, a escolha deste tema foi um desafio, mas que permitiu ter uma perceção do panorama nacional e as dificuldades que grande parte das populações enfrentam.

No que respeita ao caso de estudo, concluiu-se que o grande foco problemático é o controlo de pressões que, devido à tipologia do terreno, pode ser bastante elevada em alguns pontos baixos da rede.

Outro problema comumente associado a este tipo de sistemas é a opção por condutas de diâmetros reduzidos, motivada por questões económicas e desconhecimento. Esta prática conduz a uma limitação da capacidade máxima de transporte, situação que é agravada no período de verão quando os hábitos de consumo da população duplicam, causando constrangimentos principalmente nos consumidores a jusante. Muitas vezes, este fenómeno é interpretado como falta de pressão, o que não é o caso.

Neste caso de estudo, nada do que nos foi ensinado na faculdade parecia fazer sentido, desde os diâmetros demasiado reduzidos às velocidades baixas, inferiores ao mínimo regulamentar. É particularmente difícil caracterizar um sistema onde os consumos são reduzidos pois qualquer “anomalia”, como encher uma piscina, desvirtua totalmente o padrão de consumos da população.

Outro problema surgiu na análise do caudal diário distribuído pelo reservatório. Como foi instalado um contador volumétrico de gama superior ao caudal que efetivamente é distribuído, e uma vez que é um contador que funciona por impulsos, por vezes o consumo é tão baixo que não faz disparar o mostrador. Assim, na análise do consumo mínimo noturno, surgiram várias horas com consumos nulos quando na verdade estão subestimados devido às conhecidas perdas de água.

A construção do modelo de simulação *EPANET* demonstrou ser muito prática, uma vez que permitiu avaliar teoricamente a rede de distribuição na vertente hidráulica e identificar os problemas antes de intervir no terreno. Com este modelo foram testadas várias medidas de melhoria, algumas válidas outras nem tanto. No final, e tendo em consideração os recursos da junta de freguesia, prevaleceu a opção pela instalação de válvulas redutoras de pressão, em pontos devidamente analisados. Espera-se que a construção deste modelo hidráulico possa auxiliar a gestão futura da rede.

6

Bibliografia

- [1] Crouch DP. Water Management in Ancient Greek Cities. New York: Oxford University Press; 1993.
- [2] Koutsoyiannis D, Zarkadoulas N, Angelakis AN, Tchobanoglous G. Urban Water Management in Ancient Greece: Legacies and Lessons. J Water Resour Plan Manag 2008 Jan; 134 (1): 45–54.
- [3] Angelakis AN, Mays LW, Koutsoyiannis D, Mamassis N. Evolution of Water Supply Through the Millennia. 1ªed. London: Iwa Publisinhing; 2012.
- [4] Ahmadi H, Samani AN, Malekian A. The Qanat: A Living History in Iran. In: Schneier-Madanes G, Courel MF, editors. Water and Sustainability in Arid Regions. London: Springer Science+Business Media B.V.; 2010. p. 125-38.
- [5] Qanat, The Architect of Persian Oasis. Disponível em <https://irandoostan.com/qanat-architect-persian-oasis/> [acedido em 23/03/2021]
- [6] Monteleone MC, Yeung H, Smith R. A review of Ancient Roman water supply exploring techniques of pressure reduction. Water Science & Technology: Water Supply 2007 Mar; 7 (1): 113-120.
- [7] Walski TM. A history of water distribution. J Am Water Works Assoc 2006 Mar; 98 (3): 110-121.
- [8] Pato JH. História das políticas públicas de abastecimento e saneamento de águas em Portugal - Cronologia e Depoimentos. 1ªed. Lisboa: Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos; 2016.
- [9] Snow J. Mode of communicaiton of cholera. London: John Churchill, Princes Street, Soho; 1849.
- [10] Gonçalves RMP. Evolução dos Sistemas de Abastecimento de Água e de Saneamento de Águas Residuais [dissertação]. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto; 2013.
- [11] Alegre H, Coelho ST, Almeida MC, Vieira P. Controlo de perdas de água em sistemas públicos de adução e distribuição. Lisboa: Instituto Regulador de Águas e Resíduos, Instituto da Água, Laboratório Nacional de Engenharia Civil; 2005.
- [12] Sousa ER. Saneamento Ambiental I - Sistemas de Distribuição de Água. Lisboa: Intituto Superior Técnico - Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura; 2001.
- [13] Marques JAAS, Sousa JJO. Hidráulica Urbana – Sistemas de Abastecimento de Água e de Drenagem de Águas Residuais. 4ªed. Coimbra: Imprensa da Universidade de Coimbra; 2018.
- [14] Disciplina de Hidráulica Urbana e Ambiental - Apontamentos. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto; 2008.
- [15] Sardinha J, Serranito F, Donnelly A, Marmelo V, Saraiva P, Dias N, et al. Controlo Ativo de Perdas de Água. 2ªed. Lisboa: EPAL, Empresa Portuguesa das Águas Livres S.A.; 2017.

- [16] “Conteúdos da unidade curricular de Sistemas de Abastecimento de Água, da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto - 2019/2020.”
- [17] Comissão Especializada de Sistemas de Distribuição de Água (CESDA). Eficiência dos Sistemas de Abastecimento de Água - Gestão de Pressões. Lisboa: APDA - Associação Portuguesa de Distribuição e Drenagem de Águas; 2014.
- [18] Miranda DM. Metodologia de redução de perdas reais de água em sistemas de reduzida dimensão [dissertação]. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto; 2018.
- [19] Ministério das Obras Públicas, Transportes e Comunicações. Decreto-Lei nº207/94 de 6 de Agosto. Diário da República n.º 194/1995, Série I-B.
- [20] SIGA - Solução Integrada de Gestão de Água. Plano Estratégico de Redução de Perdas; Detecção e Controlo de Fugas. 2015.
- [21] Martins JP, Cunha R. Projecto Porto Gravítico: Reformulação de um Sistema de Abastecimento de Água Centenário. 2^{as} Jornadas de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto; 2007.
- [22] Ramos H, Covas D, Araújo L. Válvulas redutoras de pressão e produção de energia. 7^o Congresso da Água. APRH: Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos; 2004.
- [23] Edwards D, Hansom M. Guide Modelling. CRC Press; 1990.
- [24] Coelho ST, Loureiro D, Alegre H. Modelação e Análise de Sistemas de Abastecimento de Água. Instituto Regulador de Águas e Resíduos, Laboratório Nacional de Engenharia Civil; 2006.
- [25] Farley M, Wyeth G, Ghazali ZBM, Istandar A, Singh S. The Manager's Non-Revenue Water Handbook - A Guide to Understanding Water Losses. Ranthill Utilities Berhad and the United States Agency for International Development; 2008.
- [26] Figueiredo, MMP. Modelação numérica de perdas reais de água em redes de distribuição. 7^{as} Jornadas de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto; 2012.

7

Anexos

Anexo 1 – Consumos anuais por contador

troço	Local	Morada	Nº	m³/ano	L/s
17.2	200	Beco da Canle	15	19.00	0.00060
17.2	201	Beco da Canle	20	192.00	0.00609
3	146	Beco da Fonte		43.00	0.00136
11	91	Beco da Fonte do Outeiro	37	9.00	0.00029
3	145	Beco da Fonte	35	119.00	0.00377
15	125	Beco da Manga		39.00	0.00124
15	127	Beco da Manga		4.00	0.00013
15	213	Beco da Manga	16	0.00	0.00000
35	16	Beco da Seca	30	48.00	0.00152
19	115	Beco de Bouços	49	66.00	0.00209
19	111	Beco de Bouços	84	8.00	0.00025
23	113	Beco de Roriz	113	2.00	0.00006
23	101	Beco de Roriz	35	31.00	0.00098
27	5	Beco do Castanhal	23	5.00	0.00016
27	193	Beco do Castanhal	58	1.00	0.00003
27	3	Beco do Castanhal	57	18.00	0.00057
27	4	Beco do Castanhal	60	6.00	0.00019
9.2	162	Beco do Caxuigo	44	14.00	0.00044
9.2	161	Beco do Caxuigo	60	126.00	0.00399
19.2	212	Beco do Pocigo		35.00	0.00111
19.2	205	Beco do Pocigo	24	106.00	0.00336
19.2	176	Beco do Pocigo	44	88.00	0.00279
18.2	174	Beco do Pocigo	6	10.00	0.00032
28	1	Beco do Regedor	28	207.00	0.00656
28	7	Beco do Regedor	54	102.00	0.00323
31	210	Beco do Santo António	32	0.00	0.00000
33	22	Beco Entre Quinteiros	56	5.00	0.00016
33	27	Beco Entre Quinteiros	30	3.00	0.00010
33	26	Beco Entre Quinteiros	9	0.00	0.00000
5.2	219	Caminho do Outeiro Ferro	20	1.00	0.00003
5.2	100	Caminho do Outeiro Ferro	41	135.00	0.00428
16	207	Rua da Breia		22.00	0.00070
5.2	99	Rua da Breia	727	72.00	0.00228
14.2	183	Rua da Breia	1136	53.00	0.00168
14.2	157	Rua da Breia	1196	0.00	0.00000
15	129	Rua da Breia	134	97.00	0.00307
15	130	Rua da Breia	160	22.00	0.00070
12	203	Rua da Breia	428	17.00	0.00054
5.2	98	Rua da Breia	702	14.00	0.00044
3.2	73	Rua da Breia	860	11.00	0.00035

42	76	Rua da Breia	896	19.00	0.00060
2	50	Rua da Cheira	10	146.00	0.00463
4	141/224	Rua da Fonte		4.00	0.00013
2	147	Rua da Fonte	103	104.00	0.00330
2	144	Rua da Fonte	168	32.00	0.00101
2	143	Rua da Fonte	305	88.00	0.00279
2	142	Rua da Fonte	334	89.00	0.00282
2	153	Rua da Fonte	386	109.00	0.00346
2	211	Rua da Fonte	514	215.00	0.00682
37	57	Rua da Gandra	150	129.00	0.00409
2.2	118	Rua da Senhora do Amparo	150	167.00	0.00529
2.2	72	Rua da Senhora do Amparo	18	0.00	0.00000
9.2	119	Rua da Senhora do Amparo	182	42.00	0.00133
1.2	116	Rua da Senhora do Amparo	226	70.00	0.00222
2.2	117	Rua da Senhora do Amparo	66	59.00	0.00187
44	55	Rua da Tomada	23	0.00	0.00000
44	54	Rua da Tomada	25	137.00	0.00434
44	53	Rua da Tomada	34	14.00	0.00044
44	197	Rua da Tomada	51	185.00	0.00586
18	217	Rua da Veiga	255	41.00	0.00130
18	133	Rua da Veiga	314	94.00	0.00298
34	17	Rua das Eiras	161	156.00	0.00495
34	25	Rua das Eiras	200	0.00	0.00000
34	24	Rua das Eiras	189	0.00	0.00000
9	92	Rua das Lages	12	39.00	0.00124
9	93	Rua das Lages	30	10.00	0.00032
41	218	Rua de Frigueiras	50	43.00	0.00136
23	216	Rua de Roriz		11.00	0.00035
23	104	Rua de Roriz	361	30.00	0.00095
23	106	Rua de Roriz	294	53.00	0.00168
23	206	Rua de Roriz	379	39.00	0.00124
22	109	Rua de Roriz	19	97.00	0.00307
23	105	Rua de Roriz	354	150.00	0.00476
26	42	Rua de Santa Eulalia		10.00	0.00032
19	120	Rua de Santa Eulalia		298.00	0.00945
28	6	Rua de Santa Eulalia	693	22.00	0.00070
25	66	Rua de Santa Eulalia	950	17.00	0.00054
36	9	Rua de Santa Eulalia	535	19.00	0.00060
25	8	Rua de Santa Eulalia	583	32.00	0.00101
5	154	Rua de Santa Eulalia	2793	70.00	0.00222
22	194	Rua de Santa Eulalia	1099	115.00	0.00365
22	108	Rua de Santa Eulalia	1197	27.00	0.00086
22	110	Rua de Santa Eulalia	1207	132.00	0.00418

19	112	Rua de Santa Eulalia	1240	1.00	0.00003
19	134	Rua de Santa Eulalia	1376	8.00	0.00025
19	137	Rua de Santa Eulalia	1452	89.00	0.00282
20	124	Rua de Santa Eulalia	1675	101.00	0.00320
17	135	Rua de Santa Eulalia	1742	3.00	0.00010
17	208	Rua de Santa Eulalia	1755	96.00	0.00304
13	121	Rua de Santa Eulalia	1796	73.00	0.00231
13	204	Rua de Santa Eulalia	1824	18.00	0.00057
43	12	Rua de Santa Eulalia	188	11.00	0.00035
13	131	Rua de Santa Eulalia	1891	15.00	0.00048
13	132	Rua de Santa Eulalia	1902	23.00	0.00073
4	148	Rua de Santa Eulalia	2075	61.00	0.00193
13	84	Rua de Santa Eulalia	2186	2.00	0.00006
43	61	Rua de Santa Eulalia	223	26.00	0.00082
13	86	Rua de Santa Eulalia	2244	0.00	0.00000
7	199	Rua de Santa Eulalia	2276	41.00	0.00130
6	81	Rua de Santa Eulalia	2279	90.00	0.00285
45	56	Rua de Santa Eulalia	25	14.00	0.00044
5	150	Rua de Santa Eulalia	2882	40.00	0.00127
5	151	Rua de Santa Eulalia	2940	87.00	0.00276
43	34	Rua de Santa Eulalia	297	1.00	0.00003
41	70	Rua de Santa Eulalia	330	49.00	0.00155
39	58	Rua de Santa Eulalia	359	1.00	0.00003
39	65	Rua de Santa Eulalia	389	49.00	0.00155
39	47	Rua de Santa Eulalia	392	55.00	0.00174
39	33	Rua de Santa Eulalia	431	32.00	0.00101
38	63/222	Rua de Santa Eulalia	444	19.00	0.00060
38	15	Rua de Santa Eulalia	468	54.00	0.00171
39	59	Rua de Santa Eulalia	481	113.00	0.00358
45	198	Rua de Santa Eulalia	5	143.00	0.00453
38	71	Rua de Santa Eulalia	500	47.00	0.00149
39	10	Rua de Santa Eulalia	511	18.00	0.00057
35	13	Rua de Santa Eulalia	568	4.00	0.00013
35	14	Rua de Santa Eulalia	592	141.00	0.00447
35	192	Rua de Santa Eulalia	634	0.00	0.00000
30	44	Rua de Santa Eulalia	710	60.00	0.00190
28	43	Rua de Santa Eulalia	725	166.00	0.00526
29	52	Rua de Santa Eulalia	734	28.00	0.00089
26	41	Rua de Santa Eulalia	756	24.00	0.00076
25	39	Rua de Santa Eulalia	767	21.00	0.00067
26	40	Rua de Santa Eulalia	772	136.00	0.00431
25	38	Rua de Santa Eulalia	799	126.00	0.00399
25	36	Rua de Santa Eulalia	902	43.00	0.00136

25	45	Rua de Santa Eulalia	1020	11.00	0.00035
43	67	Rua de Santa Eulalia	103	278.00	0.00881
25	46	Rua de Santa Eulalia	1050	42.00	0.00133
1	140/223	Rua de Santa Eulalia	3028	148.00	0.00469
25	37	Rua de Santa Eulalia	823	67.00	0.00212
25	23	Rua de Santa Eulalia	916	45.00	0.00143
25	35	Rua de Santa Eulalia	992	6.00	0.00019
31	62	Rua de Santo Estevão	101	0.00	0.00000
18.2	188	Rua de Santo Estevão	1056	237.00	0.00751
18.2	169	Rua de Santo Estevão	1071	70.00	0.00222
18.2	173	Rua de Santo Estevão	1102	15.00	0.00048
20.2	155	Rua de Santo Estevão	1128	18.00	0.00057
22.2	177	Rua de Santo Estevão	1128	68.00	0.00216
20.2	178	Rua de Santo Estevão	1132	16.00	0.00051
20.2	181	Rua de Santo Estevão	1137	0.00	0.00000
22.2	179	Rua de Santo Estevão	1194	96.00	0.00304
21.2	209	Rua de Santo Estevão	1195	1.00	0.00003
21.2	182	Rua de Santo Estevão	1199	83.00	0.00263
22.2	180	Rua de Santo Estevão	1209	43.00	0.00136
30	28	Rua de Santo Estevão	43	39.00	0.00124
32	29	Rua de Santo Estevão	54	44.00	0.00139
31	64	Rua de Santo Estevão	147	144.00	0.00456
30	220	Rua de Santo Estevão	26	113.00	0.00358
13	123	Rua de Santa Eulalia	942	181.00	0.00574
31	221	Rua de Santo Estevão	68	50.00	0.00159
42	49	Rua do Gadanha	64	21.00	0.00067
42	48	Rua do Gadanha	237	8.00	0.00025
44	11	Rua do Gadanha	942	224.00	0.00710
21	138	Rua do Gamoal	55	25.00	0.00079
10	90	Rua do Outeiro	181	0.00	0.00000
22	89	Rua do Outeiro	219	92.00	0.00292
8	95	Rua do Outeiro	120	110.00	0.00349
8	83	Rua do Outeiro	20	70.00	0.00222
8	82	Rua do Outeiro	51	4.00	0.00013
8	87	Rua do Outeiro	54	30.00	0.00095
8	88	Rua do Outeiro	63	14.00	0.00044
16.2	167	Rua dos Meirins	103	0.00	0.00000
18.2	168	Rua dos Meirins	112	22.00	0.00070
15.2	159	Rua dos Meirins	149	125.00	0.00396
11.2	160	Rua dos Meirins	186	35.00	0.00111
11.2	190	Rua dos Meirins	215	47.00	0.00149
10.2	186	Rua dos Meirins	229	0.00	0.00000
10.2	187	Rua dos Meirins	238	105.00	0.00333

10.2	163	Rua dos Meirins	253	82.00	0.00260
10.2	214	Rua dos Meirins	312	62.00	0.00197
18.2	171	Rua dos Meirins	36	1.00	0.00003
18.2	170	Rua dos Meirins	41	10.00	0.00032
23	103	Rua dos Poços	136	32.00	0.00101
23	107	Rua dos Poços	32	42.00	0.00133
31	30	Rua Santo Estevão		2.00	0.00006
30	32	Rua Santo Estevão		259.00	0.00821
30	191	Rua Santo Estevão	30	34.00	0.00108
14.2	156	Travessa da Senhora do Sameiro		7.00	0.00022
13.2	158	Travessa da Senhora do Sameiro		43.00	0.00136
15.2	185	Travessa da Senhora do Sameiro		188.00	0.00596
14.2	202	Travessa da Senhora do Sameiro	2	79.00	0.00250
33	195	Travessa das Eiras	88	64.00	0.00203
33	18	Travessa das Eiras	46	0.00	0.00000
33	21	Travessa das Eiras	65	39.00	0.00124
33	20	Travessa das Eiras	92	41.00	0.00130
34	215	Travessa das Eiras	6	6.00	0.00019
6.2	79	Travessa de Campos	134	53.00	0.00168
3.2	74	Travessa de Campos	15	84.00	0.00266
7.2	77	Travessa de Campos	190	139.00	0.00441
7.2	78	Travessa de Campos	196	28.00	0.00089
8.2	96	Travessa de Campos	386	55.00	0.00174
6.2	75	Travessa de Campos	63	29.00	0.00092
		Total		11119.00	0.35247

Anexo 2 – Dia de menor consumo - fatores horários

Dia de Menor Consumo						
Hora	21/10/2020			22/09/2020		
	Rede 1			Rede 2		
	m3/h	L/s	fh	m3/h	L/s	fh
00:00	0.600	0.168	0.657	0.700	0.196	2.024
01:00	0.500	0.140	0.548	0.500	0.140	1.446
02:00	0.600	0.168	0.657	0.500	0.140	1.446
03:00	0.500	0.140	0.548	0.500	0.140	1.446
04:00	0.600	0.168	0.657	0.500	0.140	1.446
05:00	0.600	0.168	0.657	0.500	0.140	1.446
06:00	0.700	0.196	0.767	0.500	0.140	1.446
07:00	0.800	0.224	0.876	0.600	0.168	1.735
08:00	0.800	0.224	0.876	0.800	0.224	2.313
09:00	0.800	0.224	0.876	0.800	0.224	2.313
10:00	1.000	0.280	1.095	0.800	0.224	2.313
11:00	0.900	0.252	0.986	0.800	0.224	2.313
12:00	0.700	0.196	0.767	0.800	0.224	2.313
13:00	0.800	0.224	0.876	0.800	0.224	2.313
14:00	0.800	0.224	0.876	0.800	0.224	2.313
15:00	0.600	0.168	0.657	0.800	0.224	2.313
16:00	0.900	0.252	0.986	0.700	0.196	2.024
17:00	0.700	0.196	0.767	0.700	0.196	2.024
18:00	1.000	0.280	1.095	0.700	0.196	2.024
19:00	0.700	0.196	0.767	0.800	0.224	2.313
20:00	0.800	0.224	0.876	1.100	0.308	3.180
21:00	1.000	0.280	1.095	0.900	0.252	2.602
22:00	1.100	0.308	1.205	0.900	0.252	2.602
23:00	0.700	0.196	0.767	0.700	0.196	2.024

Anexo 3 - Dia de maior consumo - fatores horários

Dia de Maior Consumo						
Hora	08/08/2020			20/08/2020		
	Rede 1			Rede 2		
	m3/h	L/s	fh	m3/h	L/s	fh
00:00	4.4	1.232	4.819	2.6	0.728	7.517
01:00	3.7	1.036	4.053	2.7	0.756	7.806
02:00	1.6	0.448	1.753	2.6	0.728	7.517
03:00	1.5	0.420	1.643	2.7	0.756	7.806
04:00	1.5	0.420	1.643	2.6	0.728	7.517
05:00	1.7	0.476	1.862	2.7	0.756	7.806
06:00	2.1	0.588	2.300	2.7	0.756	7.806
07:00	3.4	0.952	3.724	2.7	0.756	7.806
08:00	5.0	1.400	5.477	3.0	0.840	8.674
09:00	4.6	1.288	5.039	3.0	0.840	8.674
10:00	5.1	1.428	5.586	3.1	0.868	8.963
11:00	5.7	1.596	6.243	3.0	0.840	8.674
12:00	4.6	1.288	5.039	3.2	0.896	9.252
13:00	3.6	1.008	3.943	3.1	0.868	8.963
14:00	4.5	1.260	4.929	3.1	0.868	8.963
15:00	4.5	1.260	4.929	3.0	0.840	8.674
16:00	4.8	1.344	5.258	3.1	0.868	8.963
17:00	6.0	1.680	6.572	3.1	0.868	8.963
18:00	5.3	1.484	5.805	3.2	0.896	9.252
19:00	6.0	1.680	6.572	3.3	0.924	9.541
20:00	4.9	1.372	5.367	3.0	0.840	8.674
21:00	4.8	1.344	5.258	3.2	0.896	9.252
22:00	3.7	1.036	4.053	3.3	0.924	9.541
23:00	2.7	0.756	2.957	3.1	0.868	8.963

Anexo 4 – Análise do caudal mínimo noturno (considerações)

Consumo mínimo noturno =	2	l/h/contador
Rede 1		
Contadores activos =	87	
Caudal mínimo noturno =	0.048	l/s
Rede 2		
Contadores activos =	29	
Caudal mínimo noturno =	0.016	l/s

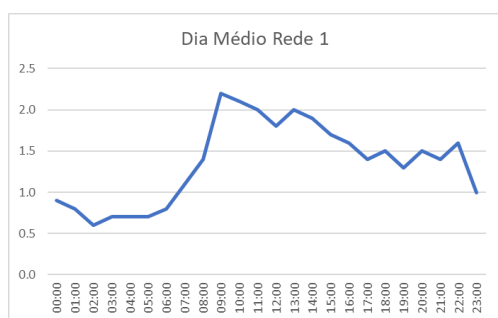
Anexo 5 – Dia de menor consumo - fatores horários com perdas

Dia de Médio Consumo						
Hora	20/09/2020			05/10/2020		
	Rede 1			Rede 2		
	m3/h	L/s	fh	m3/h	L/s	fh
00:00	0.9	0.252	0.986	0.8	0.224	2.313
01:00	0.8	0.224	0.876	0.7	0.196	2.024
02:00	0.6	0.168	0.657	0.7	0.196	2.024
03:00	0.7	0.196	0.767	0.8	0.224	2.313
04:00	0.7	0.196	0.767	0.7	0.196	2.024
05:00	0.7	0.196	0.767	0.7	0.196	2.024
06:00	0.8	0.224	0.876	0.7	0.196	2.024
07:00	1.1	0.308	1.205	0.7	0.196	2.024
08:00	1.4	0.392	1.533	0.9	0.252	2.602
09:00	2.2	0.616	2.410	0.9	0.252	2.602
10:00	2.1	0.588	2.300	1.1	0.308	3.180
11:00	2.0	0.560	2.191	1.1	0.308	3.180
12:00	1.8	0.504	1.972	1.1	0.308	3.180
13:00	2.0	0.560	2.191	1.1	0.308	3.180
14:00	1.9	0.532	2.081	1.0	0.280	2.891
15:00	1.7	0.476	1.862	1.0	0.280	2.891
16:00	1.6	0.448	1.753	1.1	0.308	3.180
17:00	1.4	0.392	1.533	1.2	0.336	3.470
18:00	1.5	0.420	1.643	1.2	0.336	3.470
19:00	1.3	0.364	1.424	1.2	0.336	3.470
20:00	1.5	0.420	1.643	1.1	0.308	3.180
21:00	1.4	0.392	1.533	1.1	0.308	3.180
22:00	1.6	0.448	1.753	1.0	0.280	2.891
23:00	1.0	0.280	1.095	1.0	0.280	2.891

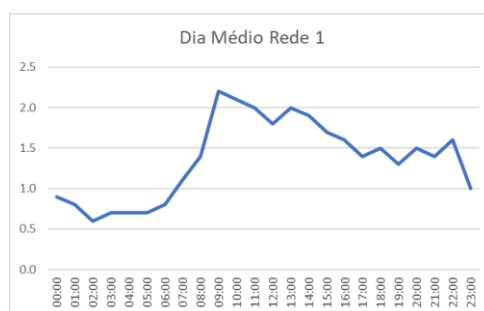
Anexo 6 – Dia de menor consumo - fatores horários sem perdas

Dia de Médio Consumo						
Hora	20/09/2020			05/10/2020		
	Rede 1			Rede 2		
	m3/h	L/s	fh	m3/h	L/s	fh
00:00	0.9	0.250	0.978	0.8	0.222	2.292
01:00	0.8	0.222	0.868	0.7	0.194	2.003
02:00	0.6	0.167	0.653	0.7	0.194	2.003
03:00	0.7	0.194	0.759	0.8	0.222	2.292
04:00	0.7	0.194	0.759	0.7	0.194	2.003
05:00	0.7	0.194	0.759	0.7	0.194	2.003
06:00	0.8	0.222	0.868	0.7	0.194	2.003
07:00	1.1	0.306	1.197	0.7	0.194	2.003
08:00	1.4	0.389	1.522	0.9	0.250	2.581
09:00	2.2	0.611	2.390	0.9	0.250	2.581
10:00	2.1	0.583	2.281	1.1	0.306	3.160
11:00	2.0	0.556	2.175	1.1	0.306	3.160
12:00	1.8	0.500	1.956	1.1	0.306	3.160
13:00	2.0	0.556	2.175	1.1	0.306	3.160
14:00	1.9	0.528	2.065	1.0	0.278	2.871
15:00	1.7	0.472	1.846	1.0	0.278	2.871
16:00	1.6	0.444	1.737	1.1	0.306	3.160
17:00	1.4	0.389	1.522	1.2	0.333	3.439
18:00	1.5	0.417	1.631	1.2	0.333	3.439
19:00	1.3	0.361	1.412	1.2	0.333	3.439
20:00	1.5	0.417	1.631	1.1	0.306	3.160
21:00	1.4	0.389	1.522	1.1	0.306	3.160
22:00	1.6	0.444	1.737	1.0	0.278	2.871
23:00	1.0	0.278	1.088	1.0	0.278	2.871

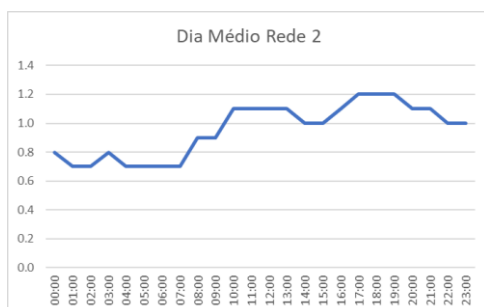
Anexo 7 – Padrão de consumos do dia médio com perdas (Rede 1)



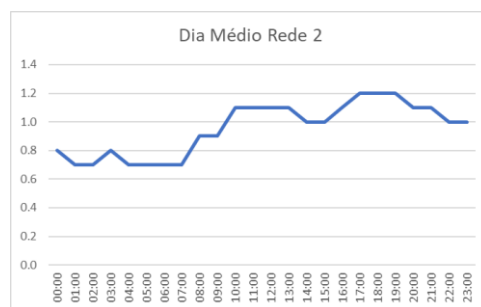
Anexo 8 – Padrão de consumos do dia médio sem perdas (Rede 2)



Anexo 9 – Padrão de consumos do dia médio com perdas (Rede 1)



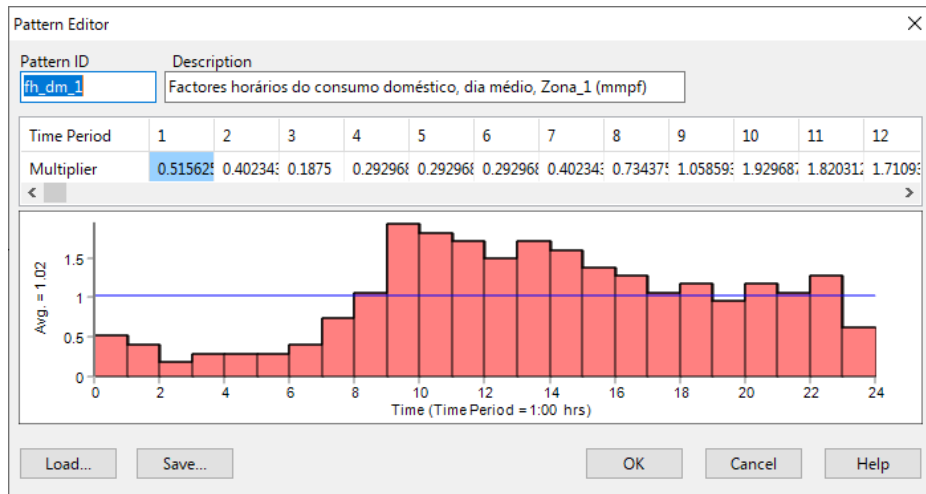
Anexo 10 – Padrão de consumos do dia médio sem perdas (Rede 2)



Anexo 11 – Determinação de caudal de perdas e caudal de consumo doméstico para o dia médio (Rede 1)

Consumo total (inclui perdas)											
Trute											
Time Series Table - Link t1				$Q_{dom,med}$		0.256		l/s		$Q_{ind,med}$	
						0.000		l/s			
Time	Flow										
Hours	LPS			fh_dom	Q _{dom}			fh_ind	Q _{ind}	Q _{perdas}	
1	00:00	0.250	0.25	0.515625	0.132			0.15	0.000	0.118	
2	01:00	0.222	0.222	0.402344	0.103			0.15	0.000	0.119	
3	02:00	0.167	0.167	0.1875	0.048			0.15	0.000	0.119	
4	03:00	0.194	0.194	0.292969	0.075			0.15	0.000	0.119	
5	04:00	0.194	0.194	0.292969	0.075			0.15	0.000	0.119	
6	05:00	0.194	0.194	0.292969	0.075			0.15	0.000	0.119	
7	06:00	0.222	0.222	0.402344	0.103			0.15	0.000	0.119	
8	07:00	0.306	0.306	0.734375	0.188			0.15	0.000	0.118	
9	08:00	0.389	0.389	1.058594	0.271			1.85	0.000	0.118	
10	09:00	0.611	0.611	1.929688	0.494			1.85	0.000	0.117	
11	10:00	0.583	0.583	1.820313	0.466			1.85	0.000	0.117	
12	11:00	0.556	0.556	1.710938	0.438			1.85	0.000	0.118	
13	12:00	0.500	0.5	1.492188	0.382			1.85	0.000	0.118	
14	13:00	0.556	0.556	1.710938	0.438			1.85	0.000	0.118	
15	14:00	0.528	0.528	1.601563	0.410			1.85	0.000	0.118	
16	15:00	0.472	0.472	1.382813	0.354			1.85	0.000	0.118	
17	16:00	0.444	0.444	1.273438	0.326			1.85	0.000	0.118	
18	17:00	0.389	0.389	1.058594	0.271			1.85	0.000	0.118	
19	18:00	0.417	0.417	1.167969	0.299			1.85	0.000	0.118	
20	19:00	0.361	0.361	0.949219	0.243			1.85	0.000	0.118	
21	20:00	0.417	0.417	1.167969	0.299			0.15	0.000	0.118	
22	21:00	0.389	0.389	1.058594	0.271			0.15	0.000	0.118	
23	22:00	0.444	0.444	1.273438	0.326			0.15	0.000	0.118	
24	23:00	0.278	0.278	0.625	0.160			0.15	0.000	0.118	
24:00:00		0.250	0.25								
		0.378 l/s		1.0168		0.26 l/s		1.0000		0.00 l/s	
		1.362 m³/h								0.118 l/s	
										WR1: 31.2%	

Anexo 12 – Fatores horários do consumo doméstico para o dia médio (Rede 1)



Anexo 13 – Determinação de caudal de perdas e caudal de consumo doméstico (Rede 2)

Consumo total (inclui perdas)											
Trute											
Time Series Table - Link t1-2				Q _{dom,med} :	0.097	l/s	Q _{ind,med} :	0.000	l/s		
Time	Flow			fh_dom	Q _{dom}		fh_ind	Q _{ind}		Q _{perdas}	
Hours	LPS										
1	00:00	0.222	0.222	0.453608	0.044		0.15	0.000		0.178	00:00
2	01:00	0.194	0.194	0.164948	0.016		0.15	0.000		0.178	01:00
3	02:00	0.194	0.194	0.164948	0.016		0.15	0.000		0.178	02:00
4	03:00	0.222	0.222	0.453608	0.044		0.15	0.000		0.178	03:00
5	04:00	0.194	0.194	0.164948	0.016		0.15	0.000		0.178	04:00
6	05:00	0.194	0.194	0.164948	0.016		0.15	0.000		0.178	05:00
7	06:00	0.194	0.194	0.164948	0.016		0.15	0.000		0.178	06:00
8	07:00	0.194	0.194	0.164948	0.016		0.15	0.000		0.178	07:00
9	08:00	0.250	0.25	0.742268	0.072		1.85	0.000		0.178	08:00
10	09:00	0.250	0.25	0.742268	0.072		1.85	0.000		0.178	09:00
11	10:00	0.306	0.306	1.329897	0.129		1.85	0.000		0.177	10:00
12	11:00	0.306	0.306	1.329897	0.129		1.85	0.000		0.177	11:00
13	12:00	0.306	0.306	1.329897	0.129		1.85	0.000		0.177	12:00
14	13:00	0.306	0.306	1.329897	0.129		1.85	0.000		0.177	13:00
15	14:00	0.278	0.278	1.041237	0.101		1.85	0.000		0.177	14:00
16	15:00	0.278	0.278	1.041237	0.101		1.85	0.000		0.177	15:00
17	16:00	0.306	0.306	1.329897	0.129		1.85	0.000		0.177	16:00
18	17:00	0.333	0.333	1.608247	0.156		1.85	0.000		0.177	17:00
19	18:00	0.333	0.333	1.608247	0.156		1.85	0.000		0.177	18:00
20	19:00	0.333	0.333	1.608247	0.156		1.85	0.000		0.177	19:00
21	20:00	0.306	0.306	1.329897	0.129		0.15	0.000		0.177	20:00
22	21:00	0.306	0.306	1.329897	0.129		0.15	0.000		0.177	21:00
23	22:00	0.278	0.278	1.041237	0.101		0.15	0.000		0.177	22:00
24	23:00	0.278	0.278	1.041237	0.101		0.15	0.000		0.177	23:00
24:00:00		0.222	0.222								
		0.265 l/s		0.9034	0.09 l/s		1.0000	0.00 l/s		0.18 l/s	
		0.954 m³/h									
										WR1:	66.9%

Anexo 14 – Fatores horários do consumo doméstico para o dia médio (Rede 2)

