



Dissertação

Mestrado em Engenharia Civil – Construções Civas

*Avaliação da qualidade do serviço prestado no  
abastecimento público de água na cidade de Porto  
Novo, Cabo Verde*

**Dario Fortes Monteiro**

Leiria, Setembro de 2017





Dissertação

Mestrado em Engenharia Civil – Construções Civas

*Avaliação da qualidade do serviço prestado no  
abastecimento público de água na cidade de Porto  
Novo, Cabo Verde*



Parte deste trabalho foi apresentado em conferência: Monteiro, Dario; Gomes, Ricardo; Santos, Aristides; Pujol, Damià (2017). “Avaliação da qualidade do serviço prestado no abastecimento de água na cidade de Porto Novo, Cabo Verde”, in Atas do SILUSBA 2017, Porto (Portugal), 13-15 setembro, Edição em CD-ROM.

**Dario Fortes Monteiro**

Dissertação de Mestrado realizada sob a orientação do Doutor Ricardo de Jesus Gomes, Professor da Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Leiria e coorientação do Engenheiro Aristides Santos, da empresa Águas De Ponta Preta em Cabo Verde.

Leiria, Setembro de 2017



# Agradecimentos

---

Agradeço aos meus pais Luís Monteiro e Antónia Fortes, por tudo o que fizeram, e continuam a fazer para que hoje esta conquista fosse possível. Desde a minha saída de Cabo Verde que acreditaram em mim e me incentivaram a ir cada vez mais além, ultrapassando vários obstáculos para que eu me tornasse o que eu sou hoje. Aos meus familiares em Cabo Verde por todo o apoio, amizade e carinho dispensados em todos os momentos da minha vida, em especial ao Manuel Andrade e Lúcia Andrade pelo cuidado que sempre tiveram comigo. Aos meus familiares em Portugal e em França, pelo acolhimento, apoio, amizade e carinho durante a minha passagem e estadia pela Europa, em especial ao meu irmão Widson Monteiro, às minhas tias e primos.

Ao meu orientador, o Professor Doutor Ricardo Gomes, por mostrar-se incansável sempre que foi solicitado para que este trabalho se concretizasse, e na qualidade de amigo pelo apoio que sempre demonstrou.

Um especial agradecimento ao Dr. Damiá Pujol e ao Eng.º Aristides Santos da empresa Águas da Ponta Preta S.A., pelo apoio durante a realização do trabalho, sobretudo por facultarem o material de apoio e pelos esclarecimentos. Ao Dr. Paulo Jorge Fortes Évora dos Serviços Autónomos de Água e Saneamento de Porto Novo (SAAS-PN) pelo apoio prestado durante a realização deste trabalho. Um especial agradecimento à equipa técnica dos SAAS-PN pelo apoio no levantamento e localização das principais infraestruturas da rede de abastecimento de água na cidade de Porto Novo.

Agradeço o apoio do Eng.º Romildo Baptista residente em Porto Novo pela disponibilidade que o mesmo teve, sempre que foi solicitado.

Aos meus amigos e colegas da Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Leiria (ESTG/IPLeiria) pela amizade, companheirismo e momentos de descontração durante estes dois anos, em especial a Lamine Torres, Andrea Rodrigues e Sandra Almeida, que me ajudaram na minha integração na cidade e na comunidade académica.

A todos os professores do curso de mestrado em Engenharia Civil – Construções Civas pelos conhecimentos transmitidos, pela simpatia e atenção dispensada à minha pessoa. Aos funcionários da ESTG/IPLeiria, que sempre foram simpáticos, justos e atenciosos comigo.

Os meus sinceros Muito Obrigado a todos.

*Esta página foi intencionalmente deixada em branco*

# Resumo

---

Em Cabo Verde o acesso à rede pública de abastecimento de água tem aumentado consideravelmente ao longo dos últimos anos, principalmente nos meios urbanos. No que se refere à distribuição de água na cidade de Porto Novo, na ilha de Santo Antão, o serviço é assegurado pela Câmara Municipal, através dos Serviços Autónomos de Água e Saneamento de Porto Novo (SAAS-PN), onde recentemente se tem registado grandes volumes de perdas de água que ocorrem essencialmente nos ramais de ligação. O valor global dessas perdas estima-se que poderá rondar os 35%. Com a assinatura de um memorado de entendimento entre a Câmara Municipal de Porto Novo e o Governo Central, onde se estipula que a empresa Águas de Porto Novo (APN) possa vir a assumir a gestão da distribuição de água potável na cidade de Porto Novo, há a necessidade de avaliar a qualidade do serviço prestado, por forma a serem tomadas as medidas necessárias para reduzir o valor global das perdas técnicas e comerciais e, por conseguinte, melhorar o desempenho global do sistema.

Na presente dissertação são apresentados os resultados da avaliação da qualidade do serviço prestado no abastecimento público de água na cidade de Porto Novo, tendo como referência as boas práticas no setor – *benchmarking*. Primeiro, são apresentados e discutidos os resultados do cálculo de indicadores de desempenho. Posteriormente, o comportamento hidráulico do sistema é estudado com recurso a um modelo matemático de simulação hidráulica, utilizando o software EPANET2.0. Através da análise e interpretação dos indicadores de desempenho e dos resultados obtidos a partir do modelo de simulação, são identificados os principais problemas de funcionamento do sistema e são propostas algumas soluções de curto e a médio prazo capazes de melhorar o seu desempenho global.

**Palavras-chave:** Abastecimento de água; Indicadores de desempenho; Modelação hidráulica; EPANET2.0

*Esta página foi intencionalmente deixada em branco*

# Abstract

---

In Cape Verde, the access to the water supply network has increased considerably over the last few years, especially in urban areas. Regarding to the water distribution in the city of Porto Novo, on the island of Santo Antão, the water service is provided by the Town Hall, through the Autonomous Water and Sanitation Services of Porto Novo (SAAS-PN), where it has recently been registered large volumes of water losses occurring essentially at the connecting branches. The overall value of these losses it is estimated that it could be around 35%. With the signing of a protocol of intent between the Town Hall of Porto Novo and the Government, where it is stipulated that the company “*Águas de Porto Novo (APN)*” can assume the management of potable water distribution in the city of Porto Novo, there is a need to evaluate the quality of the service provided in order to take the necessary measures to reduce the overall value of technical and commercial losses and at the same time improve the overall performance of the system.

In the present dissertation are presented the results of the evaluation of the quality of the service provided in the public water supply in the city of Porto Novo, having as reference the international good practices – benchmarking. First, the results of the calculation of performance indicators are presented and discussed. Posteriorly, the hydraulic behavior of the system is studied using a mathematical model of hydraulic simulation using the EPANET2.0 software. Through the analysis of the performance indicators and the results obtained from the simulation model, the main problems of the system are identified and some short- and medium-term solutions are proposed that can improve their overall performance.

**Keywords:** Water supply; Performance indicators; Hydraulic modelling; EPANET2.0

*Esta página foi intencionalmente deixada em branco*

# Índice

---

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	<b>I</b>
<b>RESUMO</b> .....	<b>III</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>V</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b> .....	<b>IX</b>
<b>ÍNDICE DE QUADROS</b> .....	<b>.xi</b>
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>1</b>
1.1. Organização do trabalho .....	2
<b>2. REVISÃO LITERÁRIA</b> .....	<b>5</b>
2.1. Evolução dos sistemas públicos de abastecimento de água .....	5
2.2. Componentes dos sistemas públicos de abastecimento de água .....	10
2.2.1. Captação .....	11
2.2.2. Tratamento .....	12
2.2.3. Adução .....	13
2.2.4. Armazenamento .....	14
2.2.5. Distribuição .....	15
2.3. Gestão e exploração de sistemas públicos de abastecimento de água .....	18
2.3.1. Zonas de Medição e Controlo .....	19
2.3.2. Gestão da pressão .....	21
2.3.3. Balanço Hídrico .....	23
2.3.4. Sistema de indicadores de desempenho .....	27
2.4. Modelação e simulação hidráulica .....	32
2.4.1. Importância dos modelos de simulação hidráulica .....	33
2.4.2. Construção de modelos de simulação hidráulica .....	33
2.4.3. Calibração de modelos de simulação hidráulica .....	35
2.4.4. Softwares de modelação e simulação hidráulica .....	37
2.5. Análise custo/benefício .....	41
2.5.1. Custo de investimento .....	42
2.5.2. Custo de exploração .....	42
2.5.3. Benefício .....	42

<b>3.</b>	<b>SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA NA CIDADE DE PORTO NOVO .....</b>	<b>43</b>
3.1.	Localização e caracterização geográfica.....	43
3.2.	Caracterização do sistema de abastecimento público de água .....	47
3.3.	Cálculo de indicadores de desempenho.....	54
3.3.1.	Balanço Hídrico .....	54
3.3.2.	Indicadores de desempenho utilizados pela ERSAR .....	56
3.4.	Modelação e simulação hidráulica .....	59
3.4.1.	Construção do modelo de simulação hidráulica.....	59
3.4.2.	Análise dos resultados do modelo de simulação hidráulica .....	63
3.4.2.1.	Cenário 1.....	68
3.4.2.2.	Cenário 2.....	72
3.4.2.3.	Cenário 3.....	75
3.4.3.	Apresentação dos resultados .....	78
<b>4.</b>	<b>CONCLUSÃO.....</b>	<b>81</b>
<b>5.</b>	<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>83</b>
<b>6.</b>	<b>ANEXOS .....</b>	<b>87</b>
6.1.	Anexo I – Indicadores de desempenho .....	87
6.2.	Anexo II – Pré-dimensionamento de condutas adutoras .....	90

# Índice de figuras

---

Figura 1. Componentes dos sistemas públicos de abastecimento de água. ....	10
Figura 2. Representação esquemática dos diferentes tipos de redes de distribuição de água. .....	16
Figura 3. Delimitação de ZMCs. ....	20
Figura 4. Padrão de consumo diário típico para uma zona residencial. ....	26
Figura 5. Representação esquemática dos componentes do sistema de avaliação da qualidade do serviço de abastecimento de água prestado pelas entidades gestoras. ....	29
Figura 6. Representação esquemática da localização de Cabo Verde. ....	43
Figura 7. Acessibilidade física ao serviço de abastecimento público de água em Cabo Verde. .....	45
Figura 8. Representação esquemática da localização da cidade de Porto Novo. ....	46
Figura 9. Representação esquemática dos núcleos urbanos da cidade de Porto Novo. ....	47
Figura 10. Unidades de RO na central de produção de água dessalinizada da APN. ....	48
Figura 11. Localização dos reservatórios de distribuição de água e estações elevatórias na cidade. ....	49
Figura 12. Reservatórios de distribuição de água e bombas hidráulicos. ....	49
Figura 13. Vista da cidade de Porto Novo, a partir do reservatório N°2. ....	50
Figura 14. Válvula Redutora de Pressão, colocada a jusante do reservatório N°1 e a montante da rede de distribuição de água. ....	50
Figura 15. Válvula de seccionamento (1); Ventosa (2) ....	51
Figura 16. Descarga de fundo. ....	51
Figura 17. Boca-de-incêndio na zona do Armazém (1); Boca-de-incêndio na zona de Chã de Itália (2); Boca-de-incêndio na zona de Chã de Matinho (3) ....	52
Figura 18. Contador mecânico à saída do reservatório N°1(1); Contador no ramal de ligação do Hotel Art Risort (2). ....	52
Figura 19. Exemplo de um contador volumétrico. ....	53
Figura 20. EE-SAAS-PN na zona de Chã de Galinheira. ....	53
Figura 21. Modelo de simulação hidráulica do sistema de abastecimento de água. ....	59
Figura 22. Janelas do editor das propriedades dos principais componentes do sistema. ....	60
Figura 23. Fatores de ponta mensal para o consumo doméstico. ....	61

Figura 24. Fator de ponta mensal para os serviços hoteleiros e estabelecimentos de ensinos. .....	62
Figura 25. Localização dos diâmetros das tubagens ao longo da rede de distribuição. ....	62
Figura 26. Estimativa do caudal ao longo da rede no mês de fevereiro.....	64
Figura 27. Estimativa do caudal ao longo da rede no mês de agosto.....	64
Figura 28. Pressões médias de serviço na rede de distribuição de água durante o mês de fevereiro. ....	65
Figura 29. Pressões médias de serviço na rede de distribuição de água durante o mês de agosto. ....	65
Figura 30. Delimitação das Zonas de Pressão.....	67
Figura 31. Delimitação das Zonas de Medição e Controlo (ZMCs). ....	68
Figura 32. Traçado das condutas adutoras do Cenário 1.....	69
Figura 33. Pressões médias de serviço na rede de distribuição de água durante o mês de fevereiro. ....	71
Figura 34. Pressões médias de serviço na rede de distribuição de água durante o mês de agosto. ....	71
Figura 35. Traçado das condutas adutoras do Cenário 2.....	72
Figura 36. Pressões médias de serviço na rede de distribuição de água durante o mês de fevereiro. ....	74
Figura 37. Pressões médias de serviço na rede de distribuição de água durante o mês de agosto. ....	74
Figura 38. Traçado da conduta adutora do Cenário 3. ....	75
Figura 39. Pressões médias de serviço na rede de distribuição de água durante o mês de fevereiro. ....	77
Figura 40 Pressões médias de serviço na rede de distribuição de água durante o mês de agosto. ....	77

# Índice de quadros

---

Quadro 1. Componentes do Balanço Hídrico.....	24
Quadro 2. Componentes do Caudal Mínimo Noturno.....	26
Quadro 3. Dados utilizados no apoio ao cálculo dos indicadores de desempenho de uma entidade gestora de serviços de abastecimento público de água. ....	30
Quadro 4. Indicadores de qualidade do serviço de abastecimento de água.....	31
Quadro 5. Fases para a construção de um modelo de simulação hidráulica. ....	34
Quadro 6. Principais funcionalidades do Epanet 2.0, HydroCAD, WaterGEMS, Strumap e SynerGEE.....	38
Quadro 7. Evolução da densidade populacional (Habitantes/km <sup>2</sup> ) por ilha.....	44
Quadro 8. Balanço Hídrico Anual dos SAAS-PN (considerando água adquirida à APN e a água proveniente de furos e nascentes). ....	55
Quadro 9. Balanço Hídrico Anual dos SAAS-PN (considerando apenas a água adquirida à APN).....	55
Quadro 10: Resultados do cálculo de indicadores de desempenho dos SAAS-PN.....	56
Quadro 11. Equipa proposta para uma maior produtividade da entidade gestora.....	58
Quadro 12. Dados referente ao consumo mensal registado/faturado por cliente no ano de 2015. ....	60
Quadro 13. Propriedades dos nós do modelo de simulação hidráulica. ....	61
Quadro 14. Diâmetros das tubagens utilizadas na rede. ....	62
Quadro 15. Características das tubagens utilizadas na rede .....	63
Quadro 16. Variação dos caudais na rede de distribuição no mês de menor e maior consumo .....	64
Quadro 17. Pré-dimensionamento da conduta adutora gravítica do Cenário 1 .....	70
Quadro 18. Estimativa da classe de resistência da conduta adutora gravítica do Cenário 170	
Quadro 19. Especificações técnicas da conduta adutora gravítica do Cenário 1 .....	70
Quadro 20. Pré-dimensionamento da conduta adutora gravítica do Cenário 2.....	73
Quadro 21. Pré-dimensionamento da conduta adutora gravítica do Cenário 3.....	76
Quadro 22. Estimativa da classe de resistência da conduta adutora gravítica do Cenário 376	
Quadro 23. Especificações técnicas da conduta adutora gravítica do Cenário 3 .....	76
Quadro 24. Consumo no mês de fevereiro e agosto, em cada ZMC .....	78

Quadro 25. Pressão a jusante das VRPs .....	79
Quadro 26. Pressão média de serviço para cada ZMC (m).....	79
Quadro 27. Classificação da área de intervenção.....	87

**Avaliação da qualidade do serviço prestado no  
abastecimento público de água na cidade de Porto  
Novo, Cabo Verde**

**Introdução**

**Capítulo 1**



# 1. Introdução

---

Em Cabo Verde, devido à localização geográfica, à configuração arquipelágica e ao relevo muito acidentado, desde sempre houve uma carência de água em quantidade e qualidade para consumo – sendo necessário recorrer a poços, galerias e furos para abastecer a população. Com os avanços tecnológicos têm surgido outros meios não convencionais para a obtenção de águas para o consumo humano nos grandes centros urbanos, como por exemplo o recurso à dessalinização da água do mar. Em Cabo Verde a primeira central de dessalinização foi instalada na ilha do Sal em 1959 e tinha uma capacidade de produção de 21,6 m<sup>3</sup>/dia (Santos et al., 2014).

Atualmente o sector da água em Cabo Verde encontra-se em processo de reforma institucional. Para além dos serviços autónomos municipais, vários operadores atuam no sector de produção e distribuição de água em Cabo Verde como é o caso da Empresa de Eletricidade e Água de Cabo Verde (ELECTRA), Águas Fogo e Brava (AGUABRAVA), Água e Energia de Boavista (AEB), Águas de Ponta Preta (APP) e Águas de Porto Novo (APN), registando, todos os anos, um aumento da disponibilidade de água.

A Águas de Porto Novo é uma empresa produtora independente de água potável e representa a primeira parceria público-privada no país para promover, desenvolver e operar uma infraestrutura hidráulica destinada a um serviço básico. Foi constituída em 2005, entre o Estado de Cabo Verde, o Município de Porto Novo e a empresa Águas de Ponta Preta, que atua como sócio tecnológico. Desde 2007, ano de entrada em funcionamento da Instalação dessalinizadora de Água do Mar (IDAM), recorre à tecnologia de dessalinização da água do mar “*Reverse Osmosis*” (Santos et al., 2014). A central tem uma capacidade de produção de 1.000 m<sup>3</sup>/dia e de abastecimento de água a uma população de 10.000 habitantes por dia – para abastecimento público na cidade de Porto Novo (ilha de Santo Antão).

Na cidade de Porto Novo, a distribuição da água para consumo é assegurada pelos Serviços Autónomos de Água e Saneamento de Porto Novo (SAAS-PN). Por forma a melhorar a gestão do serviço público de distribuição de água na cidade de Porto Novo, recentemente foi assinado um protocolo de intenção entre a Câmara Municipal de Porto Novo e o Governo Central, onde se estipula que a APN possa vir a assumir a gestão da distribuição de água potável na cidade de Porto Novo. Nos últimos anos, a APN e os SAAS-

PN têm tomado iniciativas conjuntas no sentido de encontrar soluções que reduzam o valor global das perdas de água na rede de distribuição, cujo valor estima-se que atualmente poderá rondar os 35%.

Tendo por base as boas práticas no setor, na presente dissertação será avaliada a qualidade do serviço prestado pela SAAS-PN, por forma a serem tomadas medidas necessárias para reduzir o valor global das perdas técnicas e comerciais e ao mesmo tempo melhorar o desempenho global do sistema de abastecimento de água. Primeiro, são apresentados e discutidos os resultados do cálculo de indicadores de desempenho entre os quais, o cálculo do Balanço Hídrico Anual. Posteriormente, o comportamento hidráulico do sistema é estudado com recurso a um modelo matemático de simulação hidráulica, utilizando o software EPANET2.0, por forma a identificar os principais problemas de funcionamento do sistema e propor soluções de curto e a médio prazo capazes de melhorar o seu desempenho global.

## **1.1. Organização do trabalho**

---

Este documento está organizado em quatro capítulos principais, sendo que, cada capítulo está subdividido em várias secções. No quinto capítulo é apresentada a bibliografia consultada. O sexto capítulo diz respeito aos anexos que serviram de base para a realização do trabalho.

Capítulo 1 – Faz parte da atual secção do documento, no qual se faz referência à importância do assunto abordado neste trabalho e os objetivos a alcançar.

Capítulo 2 – Aborda o estado de arte alusivo a este tema, com especial destaque para as temáticas relacionadas com a evolução, componentes, gestão e exploração dos sistemas públicos de distribuição de água. Nesta secção são ainda apresentados os princípios subjacentes à modelação e simulação hidráulica dos sistemas públicos de distribuição de água.

Capítulo 3 – Neste capítulo são estudadas as condições de funcionamento e operação do sistema público de abastecimento de água na cidade de Porto Novo, que inclui a caracterização do sistema, a análise de indicadores de desempenho e a análise dos resultados obtidos a partir do modelo de simulação hidráulica, por forma a identificar os principais

problemas de funcionamento e operação do sistema e propor soluções de curto e a médio prazo capazes de melhorar o seu desempenho global.

Capítulo 4 – Refere-se às principais conclusões que resultam da análise e interpretação dos resultados apresentados no Capítulo 3.



**Avaliação da qualidade do serviço prestado no  
abastecimento público de água na cidade de Porto  
Novo, Cabo Verde**

**Sistemas públicos de abastecimentos de água**

**Capítulo 2**



## 2. Revisão literária

---

### 2.1. Evolução dos sistemas públicos de abastecimento de água

---

É um facto de que ao longo dos tempos, e de forma a colmatar a escassez de água potável no planeta, os sistemas públicos de abastecimento de água têm sofrido uma constante transformação. Porque, embora o globo terrestre seja constituído essencialmente por água, apenas uma parte dessa água está em condições adequadas para poder ser utilizada pelo Homem. Nunes et al. (2009) aborda a questão sobre a escassez da água no planeta, e faz referência, que do volume total da água no planeta, 97% corresponde a água salgada e apenas 3% é água doce. Destes 3%, os glaciares e icebergs representam 77% do total, a água subterrânea representa 22% e as águas superficiais representam apenas 1%. Tendo em conta tal situação, onde uma pequeníssima parcela da água no planeta é de fácil acesso e encontra-se em condições adequadas para poder ser utilizada pelo Homem, há uma crescente necessidade para se fazer a sua gestão de forma racional e sustentável, para que toda a população do planeta tenha direito à água potável e ao saneamento (United Nations, 2010).

A resolução aprovada pelo Conselho de Direitos Humanos das Nações Unidas, em 28 de julho de 2010, demonstra a indignação desta organização em relação à escassez de água no planeta e ao facto de ainda existir aproximadamente 884 milhões de pessoas sem acesso a água potável. Facto que segundo alguns autores está relacionado com o crescimento excessivo da população e as mudanças climáticas, embora outros autores tenham uma abordagem diferente sobre o assunto como é o caso de Tundisi (2008) e Sá Marques e Sousa (2011) onde referem que a crise da escassez de água doce em si, não é devido à inexistência de água suficiente no planeta, mas devido à má gestão e exploração dos recursos hídricos de que dispomos. Sá Marques e Sousa (2011) referem ainda que o problema da escassez de água doce está relacionado com o facto da dispersão temporal/geográfica dos recursos hídricos no planeta se encontrar desfasada das necessidades, onde dois terços do escoamento superficial ocorrem em regime de cheias. Por esta razão é cada vez mais necessário uma correta gestão e exploração dos recursos hídricos, por forma a fazer face às necessidades atuais e, simultaneamente, preservar os recursos naturais disponíveis para as gerações futuras. A distribuição temporal/geográfica da água no planeta está relacionada com o ciclo hidrológico, que se trata de uma sequência fechada dos processos envolvidos no movimento

contínuo da água entre a terra e a atmosfera. Ao longo deste ciclo, a água evapora-se sob o efeito da radiação solar a partir dos oceanos e da superfície da terra, entra na circulação atmosférica sob a forma de vapor e desloca-se devido à ação do vento, retorna à superfície na forma de precipitação, neve e granizo. Uma parte da precipitação infiltra-se para o interior do solo, possibilitando a recarga dos aquíferos, a água que não se infiltra fica retida na vegetação, à superfície do solo ou vai alimentar a rede hidrográfica que por sua vez conduz essas águas em direção a lagos ou para os oceanos, de onde se evapora novamente, dando assim início a um novo ciclo (Heath, 1983; Mijares, 1989).

Devido à dispersão temporal/geográfica dos recursos hídricos no planeta, há países onde se verifica um excesso de água, levando a que este recurso não seja devidamente valorizado, enquanto outros países enfrentam níveis críticos no que se refere à disponibilidade de água potável. Como exemplo, refira-se as regiões do Médio Oriente e África, onde a população em países como a Tunísia e a Argélia, vivem com menos de 500 m<sup>3</sup> de água doce por ano. Estudos recentes evidenciam ainda que até o ano de 2025 a crise de água no Quênia, Tanzânia e Uganda venha a atingir níveis críticos (Makaya e Hensel, 2014). Estes casos de estudo demonstram mais uma vez a importância de se adotarem medidas que permitam uma gestão e exploração adequada dos recursos hídricos e a melhoria do desempenho dos sistemas públicos de abastecimento de água e de saneamento.

Os primeiros sistemas hidráulicos consistiam em conduzir a água para os campos de cultivo, o que proporcionou o aumento da produção desses campos de cultivo. As cidades foram crescendo junto aos rios onde os terrenos eram mais férteis para a prática da agricultura e, desta forma, foram sendo desenvolvidas técnicas hidráulicas, em pequena e grande escala, por forma a dar resposta às necessidades de água para uso doméstico e para a agricultura, bem como para o controle de inundações e para o transporte de mercadorias (Hickey, 2008). No que diz respeito aos sistemas urbanos de abastecimento público de água, segundo Angelakis e Zheng (2015) foram implementados pela primeira vez durante a Idade do Bronze (cerca de 3200-1100 AC) em Creta, ilhas Egípcias. Desde então, os sistemas de abastecimento público de água foram sendo progressivamente melhorados, dando-se como exemplo os avanços introduzidos pelos Romanos, que ao herdarem as técnicas de outros povos, desenvolveram-na ainda mais, por forma a captar e transportar a água a grandes distâncias para as cidades através de aquedutos (Hickey, 2008). Walski et al. (2003) descrevem vários eventos históricos que contribuíram para o desenvolvimento dos sistemas de abastecimento público de água ao longo do último milénio. É exemplo disso mesmo: os

princípios de Bernoulli, desenvolvido em 1738, sobre os princípios energéticos utilizados nos modelos hidráulicos; as primeiras bases para equações de perda de carga em condutas desenvolvida por Antonie Chezy em 1770; as equações de perda de carga para o escoamento laminar em pequenos tubos desenvolvidas por Hagen-Poiseuille em 1839; vários pesquisadores, incluindo Louis Navier, George Stokes, Augustin de Cauchy e Simeon Poisson em 1843 desenvolveram as equações diferenciais que descrevem o movimento dos fluidos; a evolução da equação da perda de carga em 1845, desenvolvida por Darcy-Weisbach; criação em 1881 da “*American Water Works Association*”; distinção entre o escoamento laminar e turbulento em 1883 por Osborne Reynolds, através do número de Reynolds, para quantificar as condições sob as quais cada tipo de escoamento existe; desenvolvimento da equação de Hazen-Williams em 1906 e Colebrook-White em 1938. Estes e outros eventos demonstram a importância dada aos sistemas de abastecimento público de água no passado e que permitiram o desenvolvimento de softwares de modelação de tais sistemas a partir da década de 60s.

Segundo Gonçalves (2013), em Portugal os serviços públicos de abastecimento de água foram criados na segunda metade do século XIX, em regime de concessão dos serviços devido a questões de saúde pública, nomeadamente no controlo às epidemias de febre tifoide e cólera nos centros urbanos em consequência das más condições sanitárias e do consumo de água imprópria para o uso humano. Em 1855 surgiram no Porto várias companhias a candidatar-se a projetos de execução de obras de captação, elevação, transporte e distribuição domiciliária e em Lisboa a partir de 1868 a empresa privada “Companhia de Águas de Lisboa” (CAL) foi concessionária no abastecimento público de água à cidade. A partir de então foram várias as cidades que adotaram as mesmas medidas, como por exemplo: Coimbra, Setúbal, Viseu, Faro, Matosinhos, Santarém, Chaves, Abrantes e Cascais. A responsabilidade durante longos anos foi sempre atribuída e assumida pelas autarquias, apesar de depender do financiamento do Estado Central. Em 1960, e de forma a expandir os sistemas públicos de distribuição de água domiciliária a todo o país, foi criado o “Plano de Abastecimento de Água às Populações Rurais” e posteriormente para responder às carências técnicas existentes nos municípios mais rurais, sobretudo do interior do País, em 1976 criaram os Gabinetes de Apoio Técnico (GAT), que desempenharam um papel crucial na elaboração de projetos de execução, de cadernos de encargos e no acompanhamento das obras de execução das redes nas aldeias, em que nalguns casos era o único recurso técnico ao dispor das autarquias.

Desde então os serviços públicos de abastecimento de água em Portugal sofreram uma evolução notável, com a criação de estratégias para assegurar a sustentabilidade dos investimentos, garantindo a melhoria do ambiente, o aumento da eficiência e o desenvolvimento do setor de abastecimento de água (Frade et al., 2015). Atualmente está em curso o Plano Estratégico de Abastecimento de Água e de Saneamento de Águas Residuais (PENSSAR) direcionado para a gestão e exploração eficiente dos recursos hídricos, promovendo junto da população o acesso a serviços públicos de água de qualidade e adequado às suas necessidades, com custos socialmente aceitáveis.

Em Cabo Verde, desde a colonização do arquipélago, um dos problemas mais graves consiste no abastecimento público de água potável à população. Depois da independência em 1975, o Governo Central adotou medidas com o intuito de criar estratégias de gestão, criando em 1984 o “Código Das Águas”, que estabelece as bases gerais do regime jurídico de propriedade, proteção, conservação, desenvolvimento e administração do serviço prestado à população (Lima, 2013). Desde então o Governo tem vindo a implementar várias reformas legislativas no sector da água e saneamento, como é o caso da criação em 2004 dos critérios e normas de qualidade da água e a sua classificação, bem como os sistemas de controlo da qualidade da água para o consumo humano. Mais recentemente em 2015 foi criado o Plano Estratégico Nacional de Água e Saneamento - PLENAS, aprovado na Resolução do Conselho de Ministros nº.10/2015, de 20 de fevereiro, que define as políticas para o sector da água e saneamento para um horizonte de 15 anos, pelo que persistirá até 2030. Este Plano reconhece o direito à água como um direito humano fundamental e tem como objetivos: garantir o desenvolvimento sustentável dos recursos naturais e do meio ambiente; assegurar a todos o direito à água; promover a melhoria das condições de abastecimento público de água, de saneamento e de higiene, bem como promover a equidade e a igualdade de género e a proteção das camadas sociais mais desfavorecidas.

Até então em Cabo Verde, tem-se verificado uma lacuna no que se refere a regulamentação para a definição das condições técnicas a que devem obedecer a conceção, dimensionamento, construção e exploração dos sistemas públicos de distribuição de água e de drenagem de águas residuais e pluviais, de forma a assegurar o seu bom funcionamento. Face ao exposto, foi proposto a criação do regulamento geral de sistemas públicos de distribuição de água e de drenagem de águas residuais e pluviais (RSPDADARP), aplicáveis à prestação de serviços de abastecimento e de saneamento e que se encontra neste momento em revisão por parte do Conselho de Ministro Cabo-verdiano. Facto que, no entanto, levou-

me a utilizar a legislação Portuguesa (Decreto Regulamentar nº.23/95, de 23 de agosto) para a definição das condições técnicas no presente trabalho.

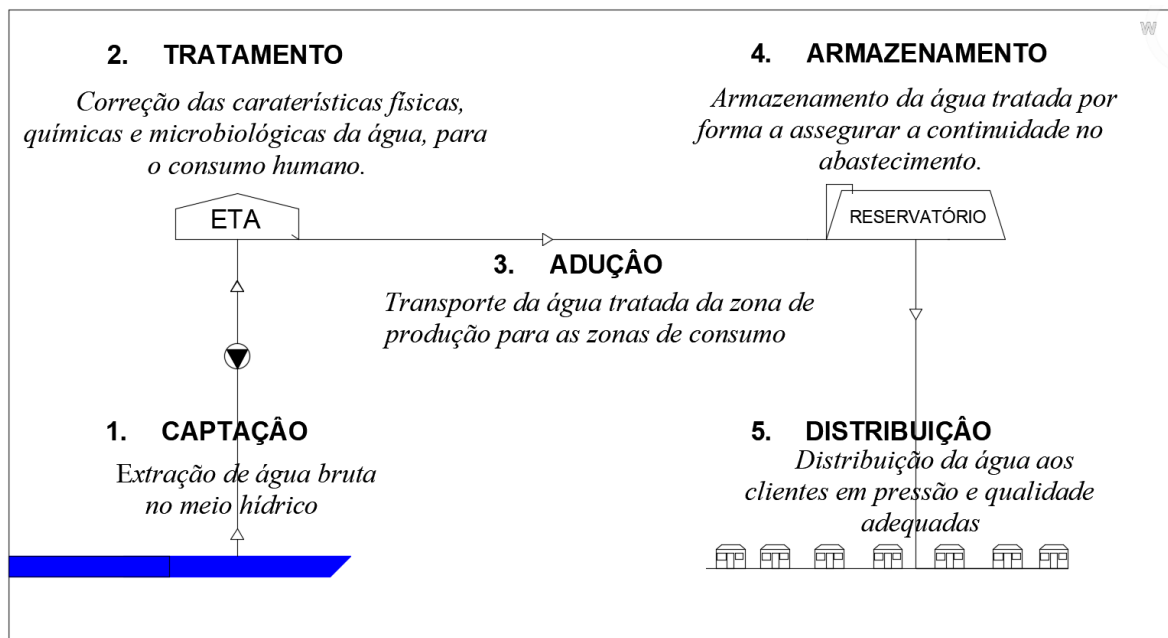
Atualmente a revisão do quadro jurídico e institucional do sector da água e saneamento de Cabo Verde enquadra-se no âmbito da concretização do segundo Compacto do Millennium Challenge Account (MCA-II), acordado entre a República de Cabo Verde e os Estados Unidos da América, através do Millennium Challenge Corporation (MCC). O MCC é um programa do governo Norte-americano que se destina a combater a pobreza mundial – para um país poder recorrer a este apoio, o Governo Norte-americano verifica se são cumpridos alguns critérios rigorosos de boa governação, democracia e transparência no Estado que pretenda receber a ajuda financeira (MCA-Cabo Verde II). A nível internacional, Cabo Verde tem sido sempre louvado pelo seu trabalho sério e pela sua gestão inteligente dos poucos recursos disponíveis e/ou postos à sua disposição, facto que levou a que lhe fosse concedido o segundo Compacto cujo valor ascende a 117,8 milhões de dólares americanos, dos quais 110,1 milhões de dólares financiados pelo MCC e 7,7 milhões pelo Governo de Cabo Verde.

Neste quadro, quanto aos sistemas públicos de abastecimento de água em Cabo Verde, procedeu-se à revisão do anteprojeto do Código da Água elaborado em 2004, com base numa nova estrutura proposta pelos consultores da MCA em agosto de 2013, a criação da Agência Nacional de Água e Saneamento (ANAS) e do Conselho Nacional da Água e Saneamento (CNAS), estudos sobre a qualidade de água no país, bem como vários investimentos nos operadores de água e saneamento no sentido de resolver as principais lacunas que os mesmos enfrentam, entre as quais se destacam: problemas no que toca ao abastecimento público de água potável em várias localidades, pelo que a população é obrigada a recorrer a fontenários, chafarizes, galerias, nascente e poço para adquirir água para o consumo e saneamento; abastecimento de água intermitente; níveis elevados de perdas de água; dificuldade em assegurar o fornecimento de água potável.

Outro fator crucial que obriga a uma adequada gestão dos recursos hídricos no país é o crescimento dos principais centros urbanos e zonas rurais, que tem vindo a acontecer nos últimos anos. É justamente neste contexto que ainda há um longo percurso a fazer, de forma a garantir a todos o acesso à água e ao saneamento, bem como a qualidade e a regularidade da sua prestação. Por outro lado, com as alterações propostas durante os últimos anos, o Governo Central tem como objetivo criar várias estratégias de gestão para fornecer à população água em quantidade e qualidade adequada para o consumo humano.

## 2.2. Componentes dos sistemas públicos de abastecimento de água

É certo que, quando se trata de abastecimento público de água o objetivo foi, e será sempre, encontrar soluções para que a água chegue ao seu destino com qualidade e quantidades suficiente. Neste contexto tem-se procurado cada vez mais a eficácia e a eficiência dos sistemas de abastecimento público de água, que abrange as seguintes etapas desde a captação até ao utilizador final (ver, Figura 1): captação, tratamento, adução, armazenamento e distribuição (Teixeira et al., 2006). Cada uma destas etapas tem na sua composição, obras de construção civil, equipamentos elétricos e eletromecânicos, acessórios, instrumentação e equipamentos de automação e controle (Martins, 2014). Rodrigues (2012) classifica os sistemas públicos de abastecimento de água em duas categorias: sistemas na “vertente em alta” e sistemas na “vertente em baixa”. O primeiro corresponde, a um conjunto de infraestruturas destinadas essencialmente à captação, tratamento, armazenamento e adução de água para abastecimento público. O segundo corresponde a um conjunto de infraestruturas destinadas essencialmente à distribuição de água pelos consumidores finais, podendo em alguns casos integrar algumas infraestruturas de captação, tratamento, armazenamento e/ou adução (Alegre et al., 2013).



*Figura 1. Componentes dos sistemas públicos de abastecimento de água.  
Adaptado de Rodrigues (2012)*

## 2.2.1 Captação

---

Segundo Heath (1983) a captação é um dos componentes fundamentais dos sistemas de abastecimento público de água. No que se diz respeito à captação de água doce, ela pode ser extraída a partir de captações subterrâneas, superficiais e de situações em que se recorre ao armazenamento da água das chuvas. Uma outra forma de obter água para consumo humano, é através da água do mar, após um pré-tratamento através da dessalinização.

A captação da água subterrânea ocorre em duas zonas distintas: 1) na zona não saturada que fica imediatamente abaixo da superfície, contendo água e ar (Harter, 2003); 2) e na zona saturada que fica abaixo da zona não saturada e é a responsável, na maioria das vezes, pelo abastecimento dos poços e nascentes (Heath, 1983; Cunha, 2007) e a captação é feita através de perfurações no solo a diferentes profundidades (Heath, 1983). A água à superfície está conectada hidraulicamente à água subterrânea devido à percolação, embora as interações sejam difíceis de observar e medir (Alley et al., 1998), razão pela qual os caudais de água subterrânea aparecem à superfície formando os lagos, zonas húmidas, baias e rios.

O aproveitamento das águas da chuva para consumo doméstico é cada vez mais praticado em países como os Estado Unidos, Alemanha, Austrália, Malásia, Índia e o Japão (May, 2004), com o objetivo de reduzir o consumo de água potável e o custo de fornecimento da mesma. Segundo Bertolo (2006) os métodos para recolha, armazenamento e utilização da água da chuva devem incluir um projeto adequado e uma correta operação e manutenção de todo o sistema, por forma a evitar eventuais fontes de contaminação da rede pública de abastecimento de água. Fazem parte destes sistemas os seguintes elementos: superfície de recolha, normalmente é o telhado/terraço das residências; os órgãos de condução das águas da chuva, donde se destacam as caleiras e algerozes, tubos de queda e os coletores prediais; os dispositivos de primeira lavagem, impedindo que após a primeira chuvada o pó/sedimentos se acumulem no reservatório; o reservatório, que tem como objetivo reter as águas da chuva; e ainda o sistema de tratamento, atendendo ao fim a que se destina a água.

Segundo Santos (2013) a dessalinização é um processo de produção de água apropriada ao consumo humano, indústria e para a agricultura, e está relacionada com a remoção do sal existente na água do mar. A água do mar tem normalmente salinidade na gama de 35 000 a 45 000 ppm. O limite permitido de salinidade da água para consumo humano de 500 ppm e para a agricultura e equipamentos desportivos, este limite pode chegar aos 1 000 ppm. Atualmente esta técnica tem vindo a ser cada vez mais utilizada, não só nas

Regiões do Médio Oriente e Norte de Africa (onde a procura de água é elevada e outras fontes de abastecimento são limitadas), mas também em países onde a dessalinização era impensável no passado, como por exemplo em Espanha.

## 2.2.2. Tratamento

---

Desde pequeno que ouvimos a importância da água para a essência da vida, mas para utilizá-la para o consumo, esta deve possuir características que a torna adequada, segura e acessível. Por essa razão, para alcançar a qualidade de água para o consumo humano, as águas captadas nos meios hídricos, são transportadas através da adução por bombas de impulsão ou por gravidade para as Estações de Tratamento de Água (ETAs), com o objetivo de remover contaminantes que são insalubres ou indesejáveis para consumo (Epa, 2011). O tipo de tratamento e os produtos químicos utilizados dependem dos contaminantes presentes na água e da legislação em vigor.

Segundo Martins (2014), o sistema de tratamento de água mais convencional consiste nos seguintes processos: coagulação, floculação, sedimentação, filtração e desinfecção. A coagulação consiste na adição de produtos químicos que têm por finalidade agrupar as partículas em suspensão de dimensões microscópicas existente na água (Santos, 2013). A dimensão deste tipo de partículas e o facto de serem portadoras de carga elétrica superficial, torna difícil a sua remoção por ação da gravidade. Por esta razão, é necessário recorrer a um agente coagulante, por forma a provocar a desestabilização das partículas coloidais. A floculação consiste na adição de produtos químicos que têm por finalidade a formação de agregados maiores e mais pesados (flóculos), devido a agitação moderada da água. Os flocos formados no processo de coagulação - floculação são acumulados no fundo dos decantadores por ação da gravidade e posteriormente removidos (Rodrigo et al., 2007). A filtração destina-se à remoção do material em suspensão e substâncias coloidais da água, podendo também verificar-se redução bacteriana e alterações das características da água. O processo de filtração pode ser classificado em filtração rápida ou lenta, consoante a velocidade de filtração. Quanto à pressão, ainda se subdivide em filtração por gravidade ou em pressão, consoante os filtros são abertos ou fechados, sendo nestes últimos a água aplicada sob pressão (Simas et al., 2005). A desinfecção da água destinada ao consumo humano tem por objetivo a inativação de microrganismos patogénicos ou de outros organismos indesejáveis. Existem vários processos de desinfecção, desde os tratamentos físicos por aplicação de

radiação ultravioleta, até aos químicos que utilizam agentes oxidantes como o ozono, o cloro gasoso, o dióxido de cloro, o hipoclorito de sódio e o hipoclorito de cálcio (Rodrigo et al., 2007).

Outro processo de tratamento que vem sendo cada vez mais utilizado para a produção de água potável, é a dessalinização da água do mar, face às previsões de escassez e ao aumento do consumo de água global (Sousa et al., 2014). Os processos de tratamento mais conhecidos são: processos de membrana, nomeadamente a *Reverse Osmose (RO)*, *Membrana de Eletrodialise (ED)*, e os processos térmicos, como por exemplo a *Vapor Compression (VC)*, *Multi-stage Flash (MSF)* e *Multi-effect distillation (MED)*. Estes processos (basicamente) consistem na remoção do sal existente na água do mar ou água salobra para obter a água com as características apropriadas para o consumo humano (Epa, 2011).

### 2.2.3. Adução

---

A adução refere-se a um conjunto de condutas destinadas ao transporte de água desde a origem até à rede de distribuição e interliga a fase de captação, tratamento e armazenamento de água em reservatórios por meio de condutas adutoras que podem ser canais e galerias, em superfície livre, ou condutas em pressão (Bertolo, 2006; Martins, 2014). Nas condutas em pressão o escoamento é efetuado por ação da gravidade e/ou por ação de bombas hidráulicas, sendo que, quando se recorre a bombas hidráulicas existe um custo acrescido e relacionado com a construção de estações elevatórias.

Atendendo à complexidade e ao custo de investimento envolvido, a implementação de um sistema adutor requer que seja cumprido um conjunto de regras para a escolha do traçado e do material da tubagem, bem como para a estimativa do caudal de dimensionamento (Botelho, 2014). Segundo Sá Marques e Sousa (2011), na conceção do traçado de condutas adutoras deve-se ter em consideração vários aspetos, entre eles: 1) Análise da extensão de cada um dos possíveis traçados; 2) Possibilidade de reduzir os efeitos do golpe de aríete; 3) Pressões nos diversos troços; 4) Características do terreno, do ponto de vista de facilidade de abertura de vala, da resistência da fundação e da sua agressividade; 5) Existência de caminhos públicos; 6) Perigo de implementar as condutas junto de árvores com raízes fasciculadas; 7) Necessidade de respeitar as inclinações mínimas de 3‰ nos troços

ascendentes e de 5% nos troços descendentes. A escolha do material para as tubagens resulta da análise ponderada de vários fatores de ordem técnico-económica, tais como: 1) Expectativa de vida útil ou durabilidade; 2) Resistência às pressões internas e externas; 3) Resistência à corrosão, tanto interior como exterior; 4) Rugosidade do interior do tubo; 5) Diâmetros existentes no mercado e o seu custo unitário; 6) Experiência adquirida na sua aplicação; 7) Facilidade no seu transporte, manuseamento e montagem. A estimativa do caudal de dimensionamento para os sistemas públicos de abastecimento de água é feita tendo por base algumas considerações prévias, tais como: 1) horizonte de projeto; 2) período diário de adução; 3) volume diário a transportar e a capacidade de reserva do sistema.

## 2.2.4. Armazenamento

---

O padrão de consumo varia ao longo do tempo e está relacionado com o tipo de utilizador: doméstico, industrial, comercial, serviços públicos e instalações desportivas. Por forma a dar resposta às solicitações do sistema, há necessidade de armazenar a água em reservatórios, em determinados pontos estratégicos da rede, por forma a reduzir as perdas de carga durante os períodos de maior consumo, e desta forma assegurar a continuidade do abastecimento da água (Bertolo, 2006). A legislação Portuguesa classifica os reservatórios em três categorias (RGSPDADAR, 1995): 1) consoante a sua função – de distribuição ou equilíbrio, de regularização de bombagem e de reserva para combate a incêndio; 2) consoante a sua implantação – enterrados, semienterrados e elevados; 3) consoante a sua capacidade – pequenos, médios e grandes, respetivamente, para volumes inferiores a 500 m<sup>3</sup>, compreendidos entre 500 m<sup>3</sup> e 5000 m<sup>3</sup> e superiores a este último valor.

Segundo Nestmann e Stelzer (2007), as dimensões dos reservatórios devem ser calculadas com base no caudal do dia de maior consumo, devendo a capacidade do reservatório ser calculada para cobrir as flutuações horárias ao longo do dia. Sá Marques e Sousa (2011) enunciam a importância de garantir reservas para fazer face a interrupções do abastecimento de água (para operações de reparação ou manutenção) e para o combate a incêndios, sendo o volume total do reservatório superior ao caudal médio diário anual do aglomerado. Assim, a capacidade total de um reservatório resulta da soma da capacidade de regularização dos consumos e da capacidade de reserva de emergência para avarias e ao combate ao incêndio. A capacidade para regularização depende das flutuações de consumo que se devem regularizar por forma a minimizar os investimentos do sistema adutor e do

reservatório, já a capacidade de reserva de emergência deve ser a maior dos valores necessários para combate ao incêndio ou para avarias. Segundo o Regulamento Português, o volume de água de reserva para combate a incêndio é dado em função do grau de risco de ocorrência e propagação de incêndio, enquanto a reserva de água para avaria deve ser fixada admitindo que: 1) a avaria se dá no período mais desfavorável, mas não em simultaneamente em mais de uma conduta; 2) a sua localização demora entre uma a duas horas quando a conduta é acessível, e demora mais meia hora por cada quilómetro de conduta não acessível por veículos motorizados; 3) a reparação demora entre quatro e seis horas, incluindo-se neste tempo o necessário para o esvaziamento da conduta, reparação propriamente dita, reenchimento e desinfecção. No que se refere à capacidade mínima exigida para o armazenamento de água no sistema é dada pela equação:  $V_{mínimo} = K \cdot Q_{md}$ , onde:  $Q_{md}$  é o caudal médio diário do aglomerado e K é um coeficiente adimensional dado em função do número de habitante no aglomerado. Para aglomerados populacionais superiores a 100000 habitantes adota-se o fator de segurança igual a 1,0. Para aglomerados populacionais compreendidos entre 10000 e 100000 habitantes é igual a 1,25. Para aglomerados populacionais compreendidos entre 1000 e 10000 habitantes é igual a 1,5 (RGSPDADAR, 1995).

### 2.2.5. Distribuição

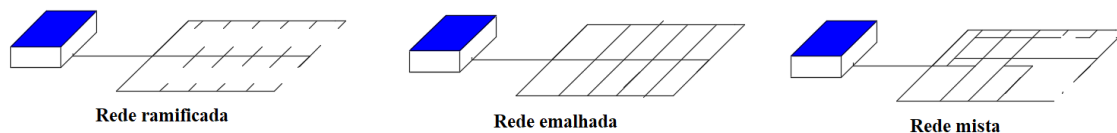
---

A rede de distribuição de água é composta por um conjunto de ativos infraestruturais, entre eles, as condutas, válvulas, reservatórios e bombas hidráulicas, que garantem o transporte de água desde os reservatórios de montante até aos diferentes pontos de consumo, com caudal e pressões adequadas.

A legislação Portuguesa, na abordagem sobre o dimensionamento de redes de distribuição de água, faz referência à importância de se tentar tanto quanto possível minimizar os custos de investimento, que deve ser conseguida através de uma combinação criteriosa dos diâmetros. Refere ainda a necessidade de se ter em consideração as seguintes disposições: 1) a velocidade de escoamento para o caudal de ponta no horizonte de projeto não deve exceder o valor calculado pela expressão:  $V = 0,127 D^{0,4}$  – D é o diâmetro interior da tubagem; 2) a velocidade de escoamento para o caudal de ponta no ano de início de exploração do sistema não deve ser inferior a 0,30 m/s e nas condutas onde não seja possível verificar este limite devem prever-se dispositivos adequados para descarga periódica; 3) a

pressão máxima, estática ou de serviço, em qualquer ponto de utilização não deve ultrapassar os 600 kPa medida ao nível do solo; 4) não é aceitável grande flutuação de pressões ao longo do dia, impondo-se uma variação máxima de 300 kPa; 5) a pressão de serviço em qualquer dispositivo de utilização predial para o caudal de ponta não deve ser, em regra, inferior a 100 kPa, o que na rede pública e ao nível do arruamento, corresponde aproximadamente a:  $H = 100 + 40 n$ , onde: H é a pressão mínima (kPa) e n é o número de pisos acima do solo.

Relativamente ao traçado da rede em planta, Sá Marques e Sousa (2011) classifica as redes de distribuição de água em três tipos: 1) redes ramificadas, caracterizadas pelo facto de o sentido do escoamento ser bem definido e o caudal em cada secção da rede ser apenas função do consumo a jusante; 2) redes emalhadas, quando as ligações entre as condutas conduzem à formação de circuitos fechados ou malhas, o que permite que a alimentação das condutas se poder efetuar, indistintamente, pelos seus dois extremos; 3) redes mistas, quando a rede é constituída por partes ramificadas e emalhadas.



**Figura 2.** Representação esquemática dos diferentes tipos de redes de distribuição de água. Adaptado de Sá Marque e Sousa (2011)

Os materiais utilizados na tubagem diferem consoante o tipo de aplicação, donde se destacam os materiais metálicos, termoplásticos e cimentos (Reinemann, 2004). Quanto aos metálicos destacam-se (Trifunovic, 2008): 1) os tubos em ferro fundido, que apesar de ser um dos materiais mais utilizados no transporte de água sob pressão, devido ao seu custo, a sua utilização tem vindo a diminuir nas últimas décadas. A sua principal desvantagem está relacionada com a baixa resistência à corrosão externa e interna e o ferro faz com que a qualidade da água se deteriore. 2) os tubos de aço, fabricados através da soldagem de chapas ou faixas de aço longitudinalmente ou sob a forma de espiral (grandes diâmetros), ou sem costura de um tarugo de aço (pequenos diâmetros). Em comparação com o ferro fundido, e com o mesmo diâmetro interno, são mais fortes, mais flexíveis e possuem paredes mais finas. Consequentemente, eles são mais leves e fáceis de manusear e de colocar. Quanto aos termoplásticos no mercado encontramos, condutas em Policloreto de Vinilo (PVC), condutas em Polietileno de Alta Densidade (PEAD), e condutas de plástico reforçadas com fibras de vidro (Carvalho, 2010). Os tubos de PVC são tubos flexíveis amplamente utilizados para gamas de diâmetros até 600 mm. As propriedades deste material termoplástico dão as

seguintes vantagens: excelentes características de corrosão; peso leve; disponibilidade em peças longas; baixos custos de produção; e custos de instalação reduzidos. As desvantagens residem na redução da sua resistência ao impacto para temperaturas extremamente baixas (Trifunovic, 2008), bem como a falta de informação acerca do seu envelhecimento e a inclusão do cloro na sua constituição (Sá Marques e Sousa, 2011). Em comparação com o PVC, as condutas em PEAD apresentam as seguintes vantagens: melhor resistência ao corte; melhor desempenho sob temperaturas extremas; extrema flexibilidade; boa compatibilidade de soldagem; melhor resistência a pressões de sobretensão. Os tubos de plástico reforçado com fibras de vidro são compostos por três componentes principais: fibra de vidro, resina e areia. A resistência do tubo é derivada da ligação da fibra de vidro com a resina. O objetivo da adição de areia é o aumento da espessura da parede que melhora a rigidez do tubo, o que facilita o seu manuseio. Em comparação com os tubos de aço (do mesmo tamanho) eles são: mais leves em peso; mais flexíveis; e mais resistentes à corrosão. Quanto aos produtos em cimento destacam-se (Trifunovic, 2008): 1) tubos de fibrocimento produzidos a partir de uma mistura de fibra de amianto, areia e cimento. O efeito cancerígeno dos materiais à base de amianto utilizados na distribuição de água tem sido cuidadosamente estudado nos últimos anos. Embora não seja perigoso quando em água potável, as fibras podem ser prejudiciais quando inaladas. Portanto, a sua colocação foi proibida por lei em muitos países, devido a possíveis perigos durante a fabricação, manutenção e disposição desses tubos. As principais vantagens, em comparação com os tubos de ferro, são: liberdade de corrosão interna; geralmente melhor resistência à corrosão do solo; uma superfície interna lisa; peso mais leve; custos de produção mais baixos. 2) os tubos de cimento, caracterizados por serem tubos rígidos, utilizados principalmente para o esgoto. No abastecimento de água potável, eles são mais frequentemente colocados para o transporte de água do que para a distribuição. Tem a vantagem de transportar grandes quantidades de água sem danos ou deformação e apresentam boa resistência à corrosão. A baixa rugosidade interna permite um bom desempenho hidráulico.

## 2.3. Gestão e Exploração de Sistemas Públicos de Abastecimento de Água

---

Como se pode constatar na secção anterior, todos os componentes dos sistemas públicos de abastecimento de água têm um papel importante para que a água chegue ao utilizador, em condições próprias para o consumo. No entanto, com a escassez de água e o crescimento da população no último século, sobretudo nos centros urbanos, as entidades gestoras têm-se deparado com vários constrangimentos, entre os quais: as perdas de água nos sistemas de distribuição, devido a pressões de serviço indesejáveis, a degradação das infraestruturas ou o uso de ligações fraudulentas. Estes e outros constrangimentos têm impossibilitado o fornecimento de água potável com pressões de serviço adequadas e com um custo aceitável para os consumidores. Daí a necessidade de se criar uma nova abordagem para a gestão e exploração integrada dos recursos hídricos, de modo a ir ao encontro das metas estipuladas pela Organização das Nações Unidas, onde se espera que as entidades competentes encontrem o equilíbrio entre as políticas e as reformas institucionais que promovam a melhoria do serviço de abastecimento público de água prestado (The World Bank, 1993).

Neste sentido, algumas entidades gestoras têm vindo a implementar soluções que permitem otimizar os recursos disponíveis (recursos hídricos, financeiros e humanos), permitindo desta forma alcançarem progressivamente elevados índices de eficácia e de eficiência (Alegre et al., 2005). A eficácia mede até que ponto os objetivos de gestão, definidos específica e realisticamente, foram cumpridos. A eficiência mede até que ponto os recursos disponíveis são utilizados de modo otimizado para a produção do serviço.

Atualmente um dos principais desafios para as entidades gestoras está relacionado com a redução do valor global das perdas (água não faturada), causadas principalmente pelas roturas que ocorrem nos ramais de ligação e devido às ligações indevidas à rede. É neste contexto, que em Portugal, algumas entidades gestoras, instituições de ensino superior, o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e a Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos (ERSAR), tem vindo a trabalhar em conjunto, com o intuito de otimizar os serviços públicos de abastecimento de água. É o caso dos projetos IGPI e iPerdas, que consiste numa rede de partilha de conhecimento e de boas práticas, para aumentar a eficiência dos sistemas. Como abordado no Plano Estratégico de Abastecimento de Água e

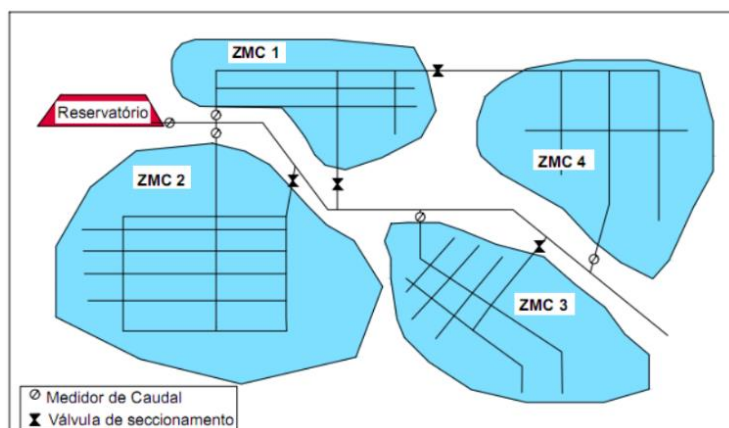
de Saneamento de Águas Residuais (PENSAAR), e para otimizar os serviços públicos de abastecimento de água, as entidades gestoras devem adotar medidas adequadas e eficientes, que permitam: 1) racionalizar os investimentos de modo a que estes não superem os benefícios resultantes; 2) e implementar boas práticas operacionais e de gestão (Frade et al., 2015). Neste contexto, a implementação de Zonas de Medição e Controlo na análise do funcionamento da rede (para determinar as zonas onde se registam os principais problemas ao nível das perdas), a gestão da pressão (para garantir a continuidade no fornecimento da água com adequados níveis de pressão e a redução das roturas devido a excesso de pressão), a aplicação do balanço hídrico (para ter uma consciência do valor global das perdas) e os indicadores de desempenho (para fazer uma comparação do desempenho das entidades gestoras), são algumas práticas que permitem a gestão e exploração dos sistemas de abastecimento público de água de forma mais eficiente e eficaz.

### **2.3.1. Zonas de Medição e Controlo**

---

A implementação de Zonas de Medição e Controlo (ZMCs) consiste na divisão da rede de distribuição de água em zonas de menor dimensão, devidamente caracterizadas. À entrada e saída das ZMCs devem existir medidores de caudal, de forma a obter a informação detalhada do balanço de caudais e o padrão de consumos (Alegre et al., 2005; Pereira, 2012). Segundo Gomes (2011) as ZMCs contribuem também para a identificação das perdas ao longo da rede bem como para identificar as tendências de consumo a médio e a longo prazo, e direcionar o investimento para as zonas da rede com menor desempenho.

Alegre et al. (2005) e Gomes (2011), referenciam que o conceito de ZMCs foi utilizado pela primeira vez no Reino Unido, na década 70, no âmbito das estratégias de redução de perdas de água. Desde então, esta técnica tem vindo a ser aplicada em inúmeras entidades gestoras a nível mundial, pelas vantagens que apresenta. Quanto às desvantagens das ZMCs, estas estão relacionadas principalmente com o acréscimo do número de condutas de extremidade, que poderão afetar a qualidade da água, bem como com os custos de instalação das condutas e das estações de monitorização.



**Figura 3.** Delimitação de ZMCs.  
Adaptado de Alegre (2005).

No que se refere à quantificação das perdas de água, normalmente utiliza-se dois métodos baseados no balanço hídrico: 1) o método dos caudais totais, onde se faz a contabilização volumétrica do caudal à entrada/saída de cada zona, durante um determinado período de tempo (mensal ou anual); 2) o método dos caudais noturnos, em que se faz a contabilização volumétrica do caudal à entrada/saída de cada zona durante a noite, período de menor consumo, com o objetivo de caracterizar as várias componentes do consumo e das perdas. Caso se verifique uma variação acentuada do caudal durante o período noturno, fora do normal, deverão ser tomadas as devidas ações no sentido de perceber se diz respeito a um consumo excepcional, a um consumo não autorizado ou ainda a uma rutura na rede. Geralmente, caso o consumo se mantenha durante vários dias consecutivos, provavelmente está relacionada com a ocorrência de uma ou mais ruturas na rede.

Antes de delimitar uma ZMC é importante fazer um planeamento preliminar com o máximo rigor possível, utilizando o cadastro da rede e recorrendo a modelos de simulação hidráulica da rede (Pereira, 2012), bem como ter em atenção a topologia da rede, a densidade populacional, a densidade de ramais e adotar uma configuração que permita a redução do número de válvulas de seccionamento, sem por em causa, é claro, a qualidade do serviço prestado (Alegre et al., 2005).

No mercado existe vários instrumentos de medição utilizados para monitorizar os caudais em escoamentos sob pressão, que funcionam por princípios mecânicos, elétricos ou eletromagnéticos (Lopes, 2013). Segundo Henriques et al. (2006) são denominados de caudalímetros e estes podem ser: 1) eletromagnéticos, que utiliza a condutividade elétrica do líquido para a medição do caudal baseada na Lei de indução de Faraday. Esta Lei estabelece que a tensão induzida através de um condutor elétrico, quando se move através

de um campo magnético faz com que uma tensão elétrica seja induzida no líquido, que é proporcional à velocidade do escoamento e, conseqüentemente, também ao caudal (Hofmann, 2011); 2) ultrassônicos, que quando utilizados em escoamentos sob pressão, emite ondas ultrassônicas, que se propagam através do líquido, recebe-as depois de terem sofrido a influência do escoamento e usa o resultado dessa influência para medir o caudal (Henriques et al., 2006); 3) deprimogêneos, também denominado de caudalímetro de pressão diferencial é apropriado para medição de caudais de gases e líquidos. O equipamento funciona segundo o princípio "tubo de Venturi". Basicamente, trata-se de um tubo que sofre uma redução de forma, através do qual é possível determinar a velocidade de passagem de um fluido ou gás através da detecção da diferença entre a pressão dinâmica e estática, medidas a montante e jusante de um elemento primário, e de um segundo elemento que é basicamente um manómetro diferencial dotado de meios de cálculo do caudal (Henriques et al., 2006).

### **2.3.2. Gestão da Pressão**

---

Quando se faz um dimensionamento de uma rede de distribuição de água, este é feito de modo a garantir a pressão mínima de serviço para as situações mais desfavoráveis, ou seja, para o período de maior consumo. Mas nestas circunstâncias, durante os períodos de menor consumo (geralmente, durante o período noturno), poderão ocorrer situações em que as pressões de serviço são muito superiores ao requerido para fazer face ao consumo. Tal efeito é responsável pelo aumento do número de roturas nas condutas e, conseqüentemente, o aumento do valor global das perdas de água no sistema (Alegre et al., 2005). Para corrigir este tipo de problema, geralmente recorre-se à gestão da pressão na rede, que poderá ser implementada através de um dos seguintes procedimentos (Gomes, 2011): otimização do funcionamento de estações elevatórias; instalação de grupos de elevação com velocidade variável; divisão da rede em zonas de pressão, em função das condições topográficas; e ainda, através da instalação de dispositivos de redução da pressão.

Os benefícios associados a uma correta gestão da pressão são conhecidos e podem ser comprovados através de uma das metodologias publicadas na literatura da especialidade (Alegre et al., 2005; Lopes, 2013): redução do caudal das perdas; estabilidade da pressão na rede de distribuição; proteção do estado estrutural da rede e redução do número de novas roturas; redução dos custos associados aos materiais e à garantia dos caudais de incêndio. Embora a gestão da pressão se mostre muito vantajoso, deve-se ter uma especial atenção na

sua aplicação uma vez que uma má gestão da pressão provoca alguns constrangimentos entre os quais: a perda da faturação; o enchimento deficiente dos reservatórios em períodos noturnos; a falta de pressão em edifícios altos; e o mau funcionamento de válvulas reductoras de pressão ( Pimpão, 2012; Lopes, 2013). De seguida serão abordados alguns dos procedimentos mais utilizados para efetuar a gestão da pressão nas redes públicas de distribuição de água.

#### **i) Zonas de Medição e Controlo**

As Zonas de Medição e Controlo, tal como descrito na secção 2.3.1., são um instrumento que controla caudais através da sectorização da rede de distribuição num conjunto de zonas, permitindo controlar a entrada e saída de água, em campanhas de medição de caudais. Com a sectorização da rede de distribuição de água através de válvulas de seccionamento e introdução de medidores de caudal à entrada do sistema, permite por um lado, obter informações mais precisa acerca dos caudais e dos consumos, como também proporcionar uma diminuição da pressão na rede com a redução do número de pontos de entrada de água no sistema.

#### **ii) Zonas de Pressão**

As zonas de pressão correspondem às zonas da rede de distribuição de água que visam impedir que as pressões ultrapassem os limites recomendados e/ou pré-estabelecidos. Nota-se, então, que uma rede de distribuição de água pode ser dividida em várias zonas de pressão para atendimento das condições técnicas a serem satisfeitas, como por exemplo a criação de patamares de pressão quando o desnível topográfico é muito acentuado, permitindo desta forma limitar a pressão em cada uma das zonas criadas. Os patamares de pressão poderão ser definidos através da utilização de reservatórios intermédios (elevados ou apoiados) ou pela instalação de válvulas reductoras de pressão.

#### **iii) Válvulas Redutoras de Pressão**

As Válvulas Redutoras de Pressão (VRPs) permitem ajustar a pressão a jusante da sua instalação. Podem ser instaladas à entrada de ZMCs ou em qualquer ponto da rede de distribuição de água. Existem vários tipos de VRPs, entre os quais, de atuação mecânica, elétrica ou hidráulica (Alegre et al., 2005; Pimpão, 2012).

As VRPs disponíveis no mercado podem ser agrupadas em quatro tipos (Alegre et al., 2005; Gomes, 2011): 1) VRP com pressão à saída fixa – é utilizada quando se pretende, estabilizar a pressão a jusante, mantendo a pressão constante e igual a um determinado valor pré-estabelecido, qualquer que seja a pressão a montante; 2) VRP com pressão à saída modulada por tempo – é utilizada quando se verifica grandes flutuações de pressões ao longo do tempo, e para cada intervalo de tempo, a válvula vai funcionar com uma pressão à saída diferente. Por exemplo, para ajustar a pressão de serviço durante o período noturno e diurno, quando a variação de pressão assim o justificar; 3) VRP com pressão à saída modulada pelo caudal – é utilizada quando se pretende que a pressão à saída da VRP seja definida de acordo com a variação do padrão do consumo – sendo necessário estar associada a um medidor de caudal, para uma maior flexibilidade no controlo; 4) VRP com pressão à saída modulada em função da pressão – VRP controlada através de telemetria, via telefone ou rádio, em função da pressão medida num ponto crítico da rede. Por ponto crítico entende-se a zona do sistema onde será mais difícil garantir a pressão mínima de funcionamento durante as horas de maior consumo.

#### **iv) Bombas Sobrepressoras**

São utilizadas para aumentar a pressão numa determinada zona específica da rede. São ativadas ou desativadas consoante o consumo, podendo ser unidades de velocidade variável, promovendo assim um sistema eficaz de controlo da pressão (Alegre et al., 2005; Lopes, 2013).

### **2.3.3. Balanço Hídrico**

---

Só por si, o volume total de perdas de água constitui um forte indicador de desempenho para as entidades gestoras. Neste contexto, o cálculo do Balanço Hídrico, quando aplicado durante um determinado período de tempo (geralmente, 12 meses), permite dar uma estimativa global do volume correspondente a cada uma das componentes do consumo e das perdas, em função do volume total de água que entra no sistema (Alegre e Covas, 2010; Gomes, 2011; Pereira, 2012). No Quadro 1, apresenta-se a terminologia padrão desenvolvida pela *International Water Association* (IWA), para o cálculo do Balanço Hídrico (Lambert e Hirner, 2000):

**Quadro 1. Componentes do Balanço Hídrico.**  
Adaptado de Lambert e Hirner (2000).

A	B	C	D	E
Água entrada no sistema (m3/Ano)	Consumo autorizado (m3/Ano)	Consumo autorizado faturado (m3/Ano)	Consumo faturado medido (m3/Ano)	Água faturada (m3/Ano)
			Consumo faturado não medido (m3/Ano)	
	Consumo autorizado não faturado (m3/Ano)	Consumo não faturado medido (m3/Ano)	Consumo não faturado não medido (m3/Ano)	Água Não faturada (m3/Ano)
			Uso não autorizado (m3/Ano)	
	Perdas aparentes (m3/Ano)	Perdas reais (m3/Ano)	Erros de mediação (m3/Ano)	
			Fugas nas condutas de distribuição (m3/Ano)	
	Fugas e extravasamentos em reservatórios (m3/Ano)	Fugas nos ramais de ligação (m3/Ano)		

O cálculo do Balanço Hídrico Anual pressupõe os seguintes procedimentos:

**Passo 0:** definir os limites exatos do sistema a auditar; definir as datas de referência;

**Passo 1:** determinar o volume de água entrada no sistema e introduzi-lo na Coluna A.

**Passo 2:** determinar o consumo faturado medido e o consumo faturado não medido e incluir na Coluna D; introduzir o total destes como consumo autorizado faturado (Coluna C) e como água faturada (Coluna E).

**Passo 3:** calcular o volume de água não faturada (Coluna E) subtraindo a água faturada (Coluna E) à água entrada no sistema (Coluna A).

**Passo 4:** definir o consumo não faturado medido e o consumo não faturado não medido na Coluna D; registrar o total em consumo autorizado não faturado na Coluna C.

**Passo 5:** somar os volumes correspondentes ao consumo autorizado faturado e ao consumo autorizado não faturado da Coluna C; introduzir o resultado como consumo autorizado (Coluna B).

**Passo 6:** calcular as perdas de água (Coluna B) como a diferença entre a água entrada no sistema (Coluna A) e o consumo autorizado (Coluna B).

**Passo 7:** avaliar, usando os melhores métodos disponíveis, as parcelas do uso não autorizado e dos erros de medição (Coluna D), somá-las e registar o resultado em perdas aparentes (Coluna C).

**Passo 8:** calcular as perdas reais (Coluna C) subtraindo as perdas aparentes (Coluna C) às perdas de água (Coluna B).

**Passo 9:** avaliar as parcelas das perdas reais (Coluna D) usando os melhores métodos disponíveis e soma-las e comparar com o resultado das perdas reais (Coluna C).

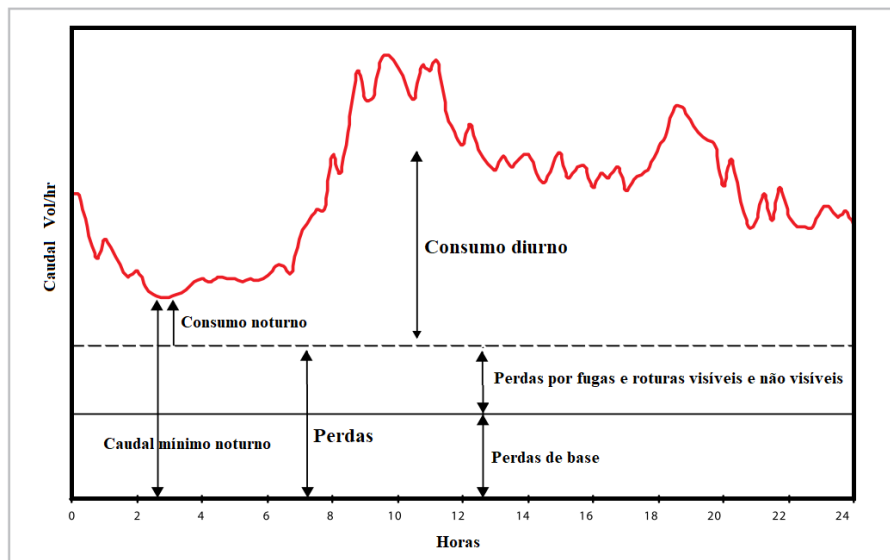
A redução do valor global das perdas representa (atualmente) um dos principais desafios para as entidades gestoras de distribuição de água. Na terminologia padrão desenvolvida pela IWA, o volume de água considerado perdido é obtido através da diferença entre o volume de água registado à entrada do sistema e o volume correspondente ao consumo autorizado, durante um determinado período de tempo. O mesmo subdivide-se em perdas reais e perdas aparentes (Pimpão, 2012)

As perdas reais dizem respeito à água que se perde através de fugas/roturas nas condutas, através das fugas e extravasamento dos reservatórios ou ainda através das operações de manutenção e reparação. As fugas/roturas estão relacionadas sobretudo com o mau estado de conservação das infraestruturas e com as pressões de serviço elevadas. As perdas aparentes dizem respeito aos consumos não autorizados, como por exemplo ligações ilícitas e erros de medição. Os erros de medição estão relacionados com vários fatores, entre eles: erros de medição por deficiente dimensionamento ou instalação dos contadores; erros de leitura ou de registo; erros de medição por avaria dos dispositivos de medição; e ainda leituras em falta por dificuldade de acesso aos contadores de ramal (Alegre et al., 2005).

#### **i) Caudal Mínimo Noturno**

O cálculo do Caudal Mínimo Noturno (CMN) é semelhante ao cálculo do Balanço Hídrico, mas aplica-se durante o período noturno, quando a maior parte da população não está ativa e os consumos existentes podem ser mais facilmente medidos. Autores como Farley et al. (2008) e Alegre (2010) referem que nos períodos entre as 2 e as 4 horas da manhã, cerca de 70 a 90% do caudal à entrada do sistema, é devido às perdas de água na rede de distribuição de água. No Quadro 2 está representada a metodologia proposta para estimativa das várias componentes do consumo e das perdas de água durante o período

noturno, e que resultou da experiência adquirida no Reino Unido durante vários anos de investigação. Para melhorar a eficiência do método, a rede de distribuição de água deverá estar sectorizada, por forma a permitir o controlo e monitorização dos caudais e, conseqüentemente, detetar as variações de qualquer aumento súbito do caudal à entrada do sistema, que possa estar relacionado com uma nova fuga na rede de distribuição ou na presença de consumos noturnos não previsto (Lopes, 2013).



**Figura 4.** Padrão de consumo diário típico para uma zona residencial. Adaptado em Farley et al. (2008).

**Quadro 2.** Componentes do Caudal Mínimo Noturno. Extraído em Gomes (2011)

Caudal mínimo noturno (m <sup>3</sup> /h)	Caudal e/ou estimado no ponto de entrega (m <sup>3</sup> /h)	Consumo médio e/ou estimado (m <sup>3</sup> /h)	Grandes consumos não domésticos (m <sup>3</sup> /h)
			Pequenos consumos não domésticos (m <sup>3</sup> /h)
	Perdas a montante do ponto de entrega (m <sup>3</sup> /h)	Perdas no ramal de ligação a jusante do ponto de entrega (m <sup>3</sup> /h)	Perdas reais (m <sup>3</sup> /h)
	Serviço de manutenção, lavagem de filtros e limpeza de reservatórios (m <sup>3</sup> /h)		

- Caudal medido e/ou estimado no ponto de entrega: caudal medido/estimado no ponto de entrega, durante o período de menor consumo;
- Perdas a montante do ponto de entrega: diferença entre o caudal mínimo noturno e o caudal medido e/ou estimado no ponto de entrega. Corresponde às perdas no ramal de ligação a montante do ponto de entrega e ainda às perdas na rede de distribuição, no armazenamento, na adução e no tratamento;
- Consumo medido e/ou estimado: corresponde ao somatório do consumo autorizado, medido e/ou estimado, ao nível do ponto de entrega. Corresponde aos grandes consumos não-domésticos, pequenos consumos não-domésticos e consumos domésticos;
- Perdas reais: diferença entre o caudal mínimo noturno e o consumo medido e/ou estimado. Inclui as perdas de água a montante e a jusante do ponto de entrega;
- Perdas no ramal de ligação a jusante do ponto de entrega: corresponde à diferença entre o caudal medido e/ou estimado no ponto de entrega e o consumo medido e/ou estimado. Corresponde ao volume das perdas de água na rede predial, a jusante do ponto de entrega.

### 2.3.4. Sistema de Indicadores de Desempenho

---

Em 2008 um grupo de especialistas fez um levantamento sobre o valor das perdas em várias entidades gestoras de vários países e concluíram que globalmente todos os anos mais de 32 biliões de metros cúbicos de água tratada eram perdidos devido às fugas/ruturas nas redes de distribuição e mais de 16 biliões de metros cúbicos de água não eram faturados. Sendo que em alguns países em desenvolvimento, essa perda representa 50-60% da água fornecida, com uma média global estimada em 35%. (Farley et al., 2008; Makaya e Hensel, 2014).

Mas esta problemática há muito que vem sendo estudada, com o intuito de se encontrar soluções que permitam diminuir o valor global das perdas em sistemas públicos de abastecimento de água. Para diminuir tais perdas, e aumentar o desempenho das entidades gestoras, primeiro será necessário fazer uma avaliação do serviço prestado e neste contexto, ultimamente, têm vindo a ser propostos vários indicadores de desempenho e metodologias de *benchmarking* para avaliar o desempenho das entidades gestoras (Alegre et al., 2004; Makaya e Hensel, 2014).

Os indicadores de desempenho foram propostos pela primeira vez em 1997, pela Associação Internacional de Sistemas de Abastecimento de Água, atualmente designada por “*International Water Association (IWA)*”. O seu principal foco foi direcionado para as perdas em sistemas públicos de abastecimento de água, tendo sido publicado em 2000 a primeira geração de indicadores de desempenho (Alegre et al., 2004; Lambert et al., 2014). Os indicadores de desempenho não é mais do que uma medida quantitativa de um aspeto particular do desempenho da entidade gestora ou do seu nível de serviço, utilizado no apoio à monitorização da eficiência e da eficácia das entidades gestoras (Alegre et al., 2013). Assim, através da criação de uma abordagem internacional padronizada para o cálculo do desempenho das entidades gestoras é possível comparar o desempenho entre entidades gestoras e dentro da própria entidade gestora e assim definir as estratégias mais adequadas que permitam melhorar o seu desempenho ( Farley et al., 2008; Lambert et al., 2014).

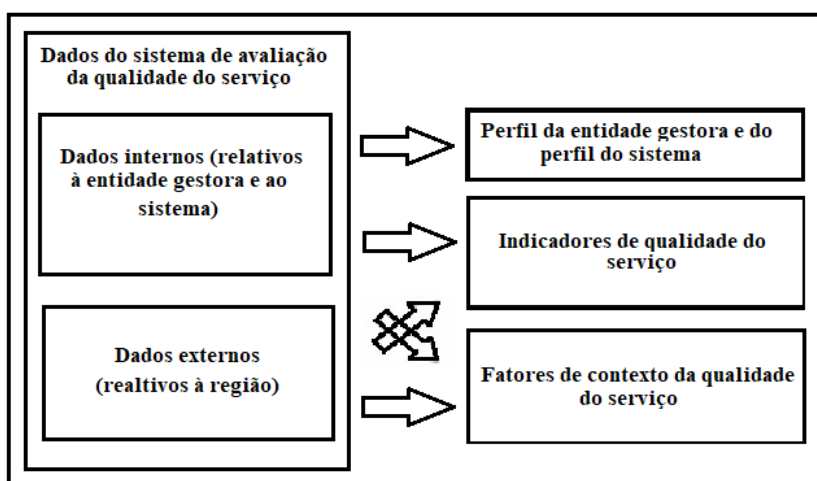
Em 2013 foi publicado a 2.<sup>a</sup> geração do sistema de avaliação da qualidade do serviço, que resultou da análise crítica do sistema de indicadores adotado na 1.<sup>a</sup> geração entre 2004 e 2010, e tendo em conta os conhecimentos e a experiência internacional adquiridos ao longo dos anos (Alegre et al., 2013). As principais alterações dizem respeito: à redução do número de indicadores de vinte para dezasseis; introdução de alguns ajustes na terminologia/definição de alguns indicadores, dados e alguns valores de referência; e ainda, foram definidos com maior clareza os critérios de atribuição de níveis de fiabilidade dos dados.

Mais recentemente, foi publicado a 3.<sup>a</sup> geração do sistema de avaliação da qualidade do serviço que apresenta um conjunto de indicadores adaptados ao programa PENSAAR 2020 e inclui ainda um conjunto de alterações, quer ao nível da estrutura de alguns indicadores, quer ao nível do ajustamento dos valores de referência utilizados para a avaliação dos indicadores, que decorre de correções identificadas ao longo de cinco anos de aplicação do atual sistema (2.<sup>a</sup> geração). As principais alterações, face à 2.<sup>a</sup> geração do sistema de avaliação da qualidade do serviço de abastecimento de água, dizem respeito: 1) diminuição do número de indicadores de dezasseis para catorze; 2) os indicadores "Cumprimento do licenciamento de captações" e "Adequação da capacidade do tratamento" deixam de ser avaliados e passam a constituir indicadores de perfil do sistema; 3) procedeu-se ao desdobramento do índice de conhecimento infraestrutural e de gestão patrimonial (ICIGP) em dois índices: Índice de conhecimento infraestrutural (ICI) e Índice de gestão patrimonial de infraestruturas (IGPI); 4) desenvolvimento do Índice de Valor da

Infraestrutura (IVI); 5) aprofundamento do cálculo do balanço hídrico através do reporte com carácter obrigatório de algumas parcelas, que constituem novos dados da 3.ª geração do sistema de avaliação da qualidade do serviço (ERSAR, 2017).

### i) Componentes do sistema de avaliação da qualidade do serviço

O sistema de avaliação da qualidade do serviço de abastecimento de água prestado aos utilizadores, que tem vindo a ser implementado em Portugal pela ERSAR, é constituído por um conjunto de indicadores de qualidade do serviço e informações de apoio à interpretação dos resultados com base nos dados fornecidos pelas entidades gestoras (Alegre et al., 2013). A figura 5 representa esquematicamente os componentes do sistema de avaliação da qualidade do serviço e os fluxos de dados que ocorrem.



*Figura 5. Representação esquemática dos componentes do sistema de avaliação da qualidade do serviço de abastecimento de água prestado pelas entidades gestoras.  
Extraído em Alegre (2013)*

No Quadro 3, estão representados os principais dados utilizados no apoio ao cálculo dos indicadores de desempenho de uma entidade gestora de serviços de abastecimento público de água (Alegre et al., 2013).

**Quadro 3.** Dados utilizados no apoio ao cálculo dos indicadores de desempenho de uma entidade gestora de serviços de abastecimento público de água.  
Adaptado de Alegre (2013)

Simbologia	Descrição	Simbologia	Descrição
dAA01.ab	Identificação da entidade gestora	dAA31.ab	Comprimento medio das condutas
dAA02.ab	Modelo de Governação	dAA32.ab	Condutas reabilitadas nos últimos cinco anos (Km)
dAA03.b	Utilizador do sistema	dAA33.b	Ramais de ligação
dAA04.ab	Tipologia da área de intervenção	dAA34.ab	Captação de água subterrânea (nº)
dAA05.ab	Composição acionista	dAA35.ab	Captação de água superficial/mar (nº)
dAA06.ab	Período de vigilância do contrato	dAA36.ab	Estação elevatória (nº)
dAA07.b	Alojamento com utilizadores efetivos (Nº Utilizadores)	dAA37.ab	Estação de tratamento (nº)
dAA08.b	Alojamento com serviço disponível não efetivo (Sistema em baixa)	dAA38.ab	Outras instalações de tratamento
dAA09.ab	Alojamento existente	dAA39.ab	Reservatórios (nº)
dAA10.ab	Reclamações e sugestões	dAA40.ab	Capacidade de reserva de água na adubação de distribuição (m3)
dAA11.ab	Respostas a reclamações	dAA41.ab	Sobreutilização de estação de tratamento
dAA12.b	Falha no abastecimento	dAA42.ab	Subutilização de estações de tratamento (m3)
dAA13.ab	Avaria em condutas (nº medio/ano)	dAA43.ab	Capacidade total das estações de tratamento (m3/ano)
dAA14.ab	Água entrada no sistema (m3/ano)	dAA44.ab	Índice de conhecimento infraestrutural e de gestão patrimonial
dAA15.b	Consumo autorizado (m3/ano)	dAA45.ab	Lamas com destino adequado (t/ano)
dAA16.b	Água faturado (m3/ano)	dAA46.ab	Lamas armazenadas iniciais (T/ano)
dAA17.ab	Água não faturado (m3/ano)	dAA47.ab	Lamas produzidas no sistema (t/ano)
dAA18.ab	Perdas reais	dAA48.ab	Lamas de outros sistemas (t/ano)
dAA19.ab	Água captadas em captações licenciadas (m3/ano)	dAA49.ab	Lamas armazenadas finais (t/ano)
dAA20.ab	Água captada (m3/ano)	dAA50.ab	Rendimento e ganhos totais (\$/ano)
dAA21.a	Água tratada exportada (m3/ano)	dAA51.ab	Gastos totais (\$/ano)
dAA22.ab	Análise obrigatórias realizados à qualidade da água	dAA52.b	Encargos médio com o serviço de abastecimento de água (\$/ano)
dAA23.ab	Análise realizadas aos parâmetros com valor paramétrica	dAA53.ab	Rendimento médio disponível familiar (SCVE/ano)
dAA24.ab	Análises obrigatórias regulamentares á qualidade da água	dAA54.ab	Tarifa aprovada (SCVE/m3)
dAA25.ab	Análise realizados em comprimento do valor paramétrico	dAA55.ab	Certificação de sistemas de gestão ambiental (ISO 14001)
dAA26.ab	Consumo de energia para bombeamento	dAA56.ab	Certificação de sistemas de gestão de qualidade (ISO 9001)
dAA27.ab	Fator de uniformidade	dAA57.ab	Certificação de sistemas de gestão da segurança e saúde no trabalho (OHSAS 18001)
dAA28.ab	Produção própria de energia	dAA58.ab	Outras certificações
dAA29.ab	Consumo de energia (KW)	dAA59.ab	Pessoal afeto ao serviço de abastecimento de água (nº)
dAA30.ab	Comprimento total de condutas	dAA60.ab	Pessoal em Outsourcing afeto ao serviço de abastecimento de água (nº)

O sistema de avaliação que tem vindo a ser implementado pela ERSAR é constituído por três grupos de indicadores de qualidade do serviço, a saber (Farley et al., 2008; Alegre et al., 2013): 1) Indicadores que traduzem a adequação da interface com o utilizador; e que têm como objetivo avaliar a acessibilidade (física e económica) e a qualidade do serviço prestado aos utilizadores; 2) Indicadores que traduzem a sustentabilidade da gestão do serviço; e que têm como propósito avaliar se estão a ser tomadas as medidas básicas para que a prestação do serviço seja sustentável; 3) Indicadores que traduzem a sustentabilidade ambiental; com a finalidade de avaliar o nível dos aspetos ambientais associados às atividades da entidade gestora, no que se refere a utilização dos recursos ambientais e na prevenção da poluição.

No Quadro 4 são apresentados os 16 indicadores para a avaliação da qualidade do serviço de abastecimento de água numa entidade gestora, incluindo a simbologia utilizada pela ERSAR na 2ª geração do sistema de avaliação da qualidade do serviço.

*Quadro 4. Indicadores de qualidade do serviço de abastecimento de água.  
Extraído em Alegre (2013)*

<b>Simbologia</b>	<b>Descrição</b>
<b>1</b>	<b>Adequação da interface com o utilizador</b>
1.1	Acessibilidade do servisse ao utilizador
AA01	Acessibilidade física do Serviço (%)
AA02	Acessibilidade económica do serviço (%)
1.2	Qualidade do serviço prestado ao utilizador
AA03	Ocorrência de falhas no abastecimento (nº/1000 Ramais, ano)
AA04	Água segura (%)
AA05	Resposta a reclamação e sugestões (%)
<b>2</b>	<b>Sustentabilidade da gestão do serviço</b>
2.1	Sustentabilidade económica
AA06	Cobertura dos gastos totais
AA07	Adesão ao serviço (%)
AA08	Água não faturada (%)
2.2	Sustentabilidade infraestrutural
AA09	Adequação da capacidade de tratamento (%)
AA10	Reabilitação das condutas (%/ano)
AA11	Ocorrência de avarias em condutas (nº/100 Km Ano)
2.3	Produtividade física dos recursos humanos
AA12	Adequação dos recursos humanos (nº/1000 Ramais)
<b>3</b>	<b>Sustentabilidade Ambiental</b>
3.1	Eficiência na utilização de recursos ambientais
AA13	Perdas reais de água (m3/Km.dia) (L/ramal.dia)
AA14	Cumprimento do licenciamento das captações (%)
AA15	Eficiência energética das estações energéticas (Kwh/(m3*100m))
3.2	Eficiência na prevenção da poluição
AA16	Destino das lamas de tratamento (%)

## 2.4. Modelação e Simulação Hidráulica

---

A modelação e simulação hidráulica advêm da evolução das tecnologias e descobertas ao longo do último século, na conceção e operação de sistemas de distribuição de água. A disponibilidade de modelos sofisticados e acessíveis permite que hoje em dia seja possível entregar a água captada da fonte aos clientes de forma confiável, eficiente e segura (Trifunovic, 2008).

Segundo Paluszczyszyn (2015) um modelo matemático para a simulação hidráulica de um sistema de distribuição de água, consiste num algoritmo numérico, que permite relacionar todas as variáveis de estado do sistema. Estes permitem, com uma margem de erro estimável, analisar e prever o comportamento hidráulico e os parâmetros de qualidade da água no sistema, a partir das características dos seus componentes, da sua forma de operação e dos consumos solicitados (Teixeira et al., 2006). São normalmente realizadas quando não é prático que o sistema real seja diretamente submetido a experimentação ou com a finalidade de avaliar um sistema antes de ser realmente construído. Além disso, para situações em que a qualidade da água é um problema, testar diretamente um sistema pode ser dispendioso e um risco potencialmente perigoso para a saúde pública (Trifunovic, 2008). Deste modo é possível antecipar vários problemas nos sistemas em fase de projeto ou mesmo existentes, e propor soluções e investimentos com um maior rigor e clareza.

As simulações hidráulicas podem ser estáticas ou dinâmicas. A simulação estática processa-se quando a simulação é efetuada para um determinado instante específico. Este tipo de análise pode ser útil para determinar o efeito a curto prazo do caudal de incêndio. A simulação em período alongado ou dinâmica, ocorre quando se efetua uma simulação sequencial, que traduz os acontecimentos em vários instantes durante o período de simulação. Este tipo de análise permite ao projetista modelar as condições de operação dos reservatórios, regular as pressões em todo o sistema em resposta à procura e às estratégias de controlo automático formuladas pelo modelador ( Trifunovic, 2008; Olaia, 2012).

## **2.4.1. Importância dos Modelos de Simulação Hidráulica**

---

Embora os modelos de simulação hidráulica sejam mais comuns para a análise dos sistemas de distribuição de água, existem também modelos que podem ser utilizados para analisar uma variedade de outros sistemas de condutas em pressão como, por exemplo, sistemas de refrigeração industrial, oleodutos ou qualquer rede que transporta um fluido. No que se refere às redes de distribuição de água, estes são utilizados para determinar quais os projetos mais urgentes e onde se deve investir o capital disponível de modo a garantir a qualidade do serviço no futuro, como por exemplo: reabilitação de sistemas existentes, dimensionamento; estudos de proteção contra incêndio; análise da qualidade da água; eficiência energética; e usos operacionais diários, incluindo treinamento do operador à resposta de emergência (Trifunovic, 2008; Zhe et al., 2015).

Paluszczyszyn (2015) destaca ainda que os modelos de simulação hidráulica são importantes na determinação das características dos componentes dos sistemas de distribuição de água tais como os diâmetros das tubagens, níveis de água nos reservatórios ou parâmetros característicos das bombas, através da utilização das equações de compatibilidade entre os vários parâmetros e critérios hidráulicos do projeto, nomeadamente pressões e velocidades mínimas e máximas, para os caudais na rede.

## **2.4.2. Construção de Modelos de Simulação Hidráulica**

---

A construção de um modelo matemático de simulação hidráulica de uma rede de distribuição de água é feita a partir do cadastro da rede, que contém todos os componentes do sistema e as características físicas desses componentes (Teixeira et al., 2006; Trifunovic, 2008). O Quadro 5 resume a metodologia proposta por Alegre e Covas (2010), para a construção de um modelo matemático de simulação hidráulica. Sumariamente, a metodologia proposta consiste numa primeira etapa em identificar o problema, os elementos que compõem o sistema e as interações entre os componentes. Numa segunda etapa, escolher o tipo de modelo mais apropriado, atendendo aos objetivos do estudo, e na etapa seguinte desenvolver e implementar as técnicas computacionais mais adequadas para resolver o

problema. Por último, efetuar a calibração do modelo de modo a que os parâmetros obtidos a partir da simulação hidráulica correspondem aos mesmos valores medidos *in situ*.

*Quadro 5. Fases para a construção de um modelo de simulação hidráulica.  
Extraído em Alegre e Covas (2010)*

<b>Estratégia para a construção de um modelo de simulação hidráulica</b>	
<b>Fase A</b>	Planeamento do Modelo
<b>Fase B</b>	Construção do modelo: Descrição física do sistema
<b>Fase C</b>	Construção do modelo: Consumo
<b>Fase D</b>	Construção do modelo: Controle operacional
<b>Fase E</b>	Implementação da solução-base
<b>Fase F</b>	Calibração do modelo
<b>Fase G</b>	Exploração do modelo

Os modelos matemáticos de simulação hidráulica estabelecem as condições de equilíbrio hidráulico, que se baseia em duas leis fundamentais da mecânica de fluídos, a lei de conservação da massa e a lei da energia. Sá Marques e Sousa (2011) descrevem três formulações matemáticas, para a análise do comportamento hidráulico em sistemas de distribuição de água, a saber:

- 1) Formulação com as Equações dos Nós: Considera como incógnitas as cotas piezométricas em cada nó de junção da rede de distribuição e aplica-se a lei de conservação da massa a cada nó de junção. Os caudais são expressos em função das cotas piezométricas a montante e a jusante de cada troço.
- 2) Formulação com as Equações das Malhas: Esta formulação baseia-se nas equações que resultam da aplicação da lei da energia a cada malha e as incógnitas são as correções de caudal a aplicar aos troços que constituem cada malha.
- 3) Formulação com as Equações dos Troços: Esta formulação baseia-se na aplicação da lei de conservação da massa a cada nó de junção e da lei da energia a cada malha, considerando como incógnitas os caudais em cada conduta.

Devido a complexidade desses sistemas, é necessário recorrer a métodos iterativos para a sua resolução e Sá Marques e Sousa (2011) descrevem algumas desses métodos, a citar: 1) o método de Hardy-Cross – para resolução do sistema de equações das malhas; 2) o método de Newton-Raphson – para resolução do sistema de equações dos nós; 3) o método da Teoria Linear – para resolução do sistema de equações dos troços.

### 2.4.3. Calibração de Modelos de Simulação Hidráulica

---

Os modelos matemáticos de simulação hidráulica são desenvolvidos para reproduzir o comportamento hidráulico de um sistema existente ou prever a resposta de um sistema novo tendo em conta um conjunto de solicitações atuais ou futuras, o modo de operação e funcionamento do sistema e ainda as alterações das características físicas do sistema. Se se tratar de um sistema existente há a necessidade de calibrar o modelo, ou seja, ir ajustando alguns parâmetros desconhecidos no modelo por forma a aproximar, tanto quanto possível, os resultados obtidos no modelo com os mesmos valores medidos *in situ* (Teixeira et al., 2006; Alves, 2012).

Gomes (2011) descreve três tipos de modelos usados para a calibração de modelos de simulação hidráulica e de parâmetros de qualidade da água:

- 1) Modelos de procedimento iterativo: Estes algoritmos baseiam-se em procedimentos de tentativa e erro onde os parâmetros desconhecidos no modelo são atualizados a cada passo de cálculo, com recurso a equações analíticas para ajuste desses parâmetros.
- 2) Modelos explícitos: Nestes algoritmos os componentes de cálculo do equilíbrio hidráulico da rede são obtidos através da resolução analítica do sistema de equações não lineares, sendo que o ajuste de cada parâmetro do modelo depende das grandezas observadas ao longo da rede para um dado cenário de consumo.
- 3) Modelos implícitos: Estes algoritmos consistem na utilização de uma função objetivo, onde esta será minimizada de forma implícita, permitindo desta forma determinar os erros (ou variáveis desconhecidas) através da comparação entre os valores calculados e medidos *in situ*.

Como descrito anterior, quando se trata de sistemas existentes, há a necessidade de comparar os resultados obtidos no modelo, e aproxima-los tanto quanto possível dos valores registados *in situ*. Para isso é necessário proceder a uma campanha de medições específicas para a calibração do modelo, como por exemplo a medição da pressão, do caudal ou através de testes na rede (Teixeira et al., 2006; Alves, 2012).

### **i) Medição de pressão**

A medição da pressão pode ser efetuada com equipamentos fixos ou portáteis instalados em marcos de água, bocas-de-incêndio e bocas de rega. Trata-se de um procedimento muito importante, uma vez que permite a monitorização do comportamento hidráulico do sistema. (Teixeira et al., 2006; Lopes, 2013). Os principais tipos de medidores de pressão utilizados em entidades gestoras são os transdutores ou manómetros, podendo estes ser analógicos ou digitais, com leitura instantânea ou com a capacidade de registo através de datalogger.

### **ii) Medição de caudal**

A medição de caudais num sistema de distribuição de água é efetuada através de caudalímetros de diversos tipos, sendo estes colocados à entrada/saída de reservatórios, à entrada/saída de zonas de medição e controlo, em estações elevatórias e ainda nos ramais de ligação. Existem vários tipos de caudalímetros no mercado sendo que os mais utilizados são os medidores: mecânicos; eletromecânicos; eletromagnéticos não-intrusivos; ultrassónicos não-intrusivos; e os medidores de intrusão, eletromecânicos ou eletromagnéticos, montados na extremidade de uma haste que é inserida na conduta através de uma tomada em carga (Teixeira et al., 2006).

### **iii) Teste de rede**

Quando se pretende obter estimativas para certos parâmetros do sistema de distribuição de água é aplicado um conjunto de práticas de aplicação caso-a-caso, para a construção e calibração de modelos de simulação hidráulica, é exemplo disso: 1) testes de perda de cargas; 2) testes de desempenho da bomba; 3) testes de qualidade da água (Teixeira et al., 2006; Trifunovic, 2008).

Os testes de perda de carga destinam-se a estimar ou ajustar os valores atribuídos à rugosidade interna das tubagens, e podem ser realizados usando as leituras de pressão de dois manómetros de pressão padrão para determinar a perda de carga ao longo do comprimento do tubo – por exemplo, entre duas bocas-de-incêndio (são medidas as pressões em ambas as bocas-de-incêndios, e a perda de carga é calculada através da diferença de cotas piezométricas entre os dois pontos). Conhecido o caudal, o diâmetro e a distância entre os dois pontos de medição da pressão, através da aplicação de uma das leis de resistência, é possível estimar a rugosidade interior das tubagens (Teixeira et al., 2006; Trifunovic, 2008).

O teste de desempenho da bomba é utilizado para verificar ou ajustar a curva de uma bomba, para poder estimar a capacidade e desempenho reais, bem como para a sua eficaz representação no modelo. É estimado através dos valores de altura de elevação para um conjunto de valores de caudal, tendo em conta os seguintes parâmetros: altura de água na bomba; pressão na conduta de compressão; peso volúmico da água; velocidade do escoamento na secção; aceleração da gravidade; perda de carga (Teixeira et al., 2006).

Os testes de qualidade da água é um conjunto de parâmetros físicos e químicos que podem ser analisados em laboratório e outras medidas que podem ser feitas diretamente no campo, para a modelagem da qualidade da água (especialmente a idade da água e o rastreamento da fonte). Os testes laboratoriais são utilizados para determinar os constituintes e as reações que possam ocorrer na água. Os estudos de campo podem ser realizados para recolher dados usados na calibração de um modelo de qualidade da água, como por exemplo os diâmetros reais dos tubos – um fator importante na modelagem da qualidade da água, porque o uso de um diâmetro de tubo incorreto pode resultar em erros significativos na velocidade de previsão (Trifunovic, 2008).

#### **2.4.4. Softwares de Modelação e Simulação Hidráulica**

---

No que se refere a modelos de simulação hidráulicos, Olaia (2012) classifica-os em três tipos: 1) modelos que apresentam todos os recursos básicos para simulações em regime permanente; 2) modelos que apresentam recursos adequados à simulação de rede hidráulica em tempo estendido. Estes possuem interface gráfica amigável e controlo lógico; 3) os modelos que propõem para além das condições anteriores, a integração com o sistema SCADA (*Supervisory Control and Data Acquisition*) de supervisão e controlo operacional da rede hidráulica.

São vários os softwares disponíveis no mercado para a modelação hidráulica, e para uma maior compreensão dos mesmos, é preciso que o utilizador tenha domínio das suas funções, de modo a que seja possível explorar ao máximo os recursos disponíveis, possibilitando uma correta interpretação dos resultados. No quadro 6 é apresentado, alguns dos softwares disponíveis no mercado, dando nota da funcionalidade e das suas principais vantagens, nomeadamente: Epanet 2.0, HydroCAD, WaterGEMS, Strumap e SynerGEE.

**Quadro 6.** Principais funcionalidades do Epanet 2.0, HydroCAD, WaterGEMS, Strumap e SynerGEE  
Adaptado de Olaia (2012) e Vaz (2015)

<b>Epanet 2.0</b>	<b>Análise Hidráulica</b>		Análise estática e dinâmica Perdas de carga: Darcy-Weisbach, Manning-Striccker Modelação de vários tipos de reservatórios Modelação de qualquer tipo de válvula e bomba
	<b>Análise de qualidade</b>		Determinação da qualidade da água Identificação do percurso da água Resolução: método comandado pelo tempo Cinética das reações no seio da água e paredes da tubagem
	<b>Gestão de Dados</b>	Entrada	Com ou sem AutoCAD Padrões de consumo variados Curva de controlo da bomba Modelo de teste de dados
		Saída	Tabular ou gráfica calibração de consumo e rugosidade Ligação a: Word, Excel; Access, AutoCAD Permite personalizar relatórios e filtrar resultados
<b>Natureza</b>		Gratuito	
<b>HydroCAD</b>	<b>Análise Hidráulica</b>		Análise estática  Resolução: método iterativo Newton / Rapson Modelação de rede de emergência e serviço de incêndio
	<b>Análise de qualidade</b>		Não aplicável
	<b>Gestão de Dados</b>	Entrada	Com ou sem AutoCAD Padrões de consumo variados Número nós e traços. Ponto de adução e a sua pressão
		Saída	Tabelas Ligações a: Word, Excel, AutoCAD
<b>Natureza</b>		Comercial	
<b>WaterGEMS</b>	<b>Análise Hidráulica</b>		Análise estática e dinâmica Perdas de carga: Darcy-Weisbach, Manning-Striccker Resolução: método gradiente Modelação de rede de emergência e serviço de incêndio
	<b>Análise de qualidade</b>		Várias origens Determinação da idade da água Determinação do percurso da água Cinética das reações no seio da água e paredes da tubagem

	<b>Gestão de Dados</b>	Entrada	Com ou sem AutoCAD Número nós. traços. Bombas. Reservatórios Padrões de consumo variados Modelo de teste de dados e curva de bombas
		Saída	Tabelas, Gráficos Saída para fax, impressora. Word, Excel, Acess, AutoCAD Calibração de consumos e rugosidades
	<b>Natureza</b>		Comercial
<b>Strumap</b>	<b>Análise Hidráulica</b>		Análise estática e dinâmica Análise de fugas Relatório de desempenho configurável Balanço hídrico
	<b>Análise de qualidade</b>		Várias origens Determinação da idade da água Determinação do percurso da água
	<b>Gestão de Dados</b>	Entrada	Gráficos, Mapas, Linhas e dados de lógicas Integra informação georreferenciada  Capacidade de manipular grandes conjuntos de dados a partir de muitas fontes
		Saída	Tabelas, gráficos Permite personalizar relatórios e filtrar resultados
	<b>Natureza</b>		Comercial
<b>SynerGEE</b>	<b>Análise Hidráulica</b>		Análise estática e dinâmica Perdas de Carga: Darcy-Weisbach, Hazen-Williams, Manning-Striccker Módulo de delimitação de zonas
	<b>Análise de qualidade</b>		Várias origens Determinação da idade da água Determinação do percurso da água Determinação da concentração de 2 substâncias em simultâneos
	<b>Gestão de Dados</b>	Entrada	Padrões de consumo variados Regra de controlo Curva de bombas Módulo de gestão de clientes
		Saída	Tabelas, gráficos Permite várias vistas simultâneos Filtração dos resultados
	<b>Natureza</b>		Comercial

De uma forma geral todos os softwares têm o mesmo objetivo. O software HidroCAD difere dos outros, uma vez que a simulação hidráulica é executada em regime permanente e não é possível efetuar a análise da qualidade da água na referida simulação. Tem uma particularidade em relação ao software WaterGEMS, onde ambas possuem a capacidade de simular redes de emergências e serviços de incêndios e conseguir interagir diretamente com o AutoCAD. O Epanet é um software simples e prático, e por ser de distribuição gratuita tem sido o mais utilizado por entidades gestoras e pesquisadores que trabalha na área do planejamento, projeto, gestão e exploração de sistemas de distribuição de água. Razão pela qual foi escolhido para a realização do presente trabalho.

## 2.5. Análise Custo/Benefício

---

A crescente evolução da população no planeta, em especial nos grandes centros urbanos, faz com que, a cada ano haja uma necessidade de aumentar a disponibilidade de água potável para consumo humano. E para tal, é necessário identificar em pormenor, as diversas soluções técnicas para o funcionamento e operação dos sistemas e a avaliação dos custos e dos benefícios para cada solução proposta, por forma a priorizar os investimentos de forma mais racional.

Segundo Gomes (2011) a viabilidade económica de um projeto de investimento deve ser estudada mediante a análise de várias soluções alternativas, comparando o Valor Atual Líquido (VAL) de cada uma dessas soluções. Desde modo será possível identificar qual das soluções propostas apresenta maior retorno do capital investido e assim decidir qual das soluções se deve propor/adotar. O VAL baseia-se na soma dos custos e benefícios totais anuais estimados durante o período de vida útil do projeto e atualizados para o início do projeto, tendo como referência a taxa de atualização do capital investido. O VAL é dado pela seguinte expressão:

$$VAL = \frac{-C_{inv\ 0}}{(1+t)^0} + \sum_{i=1}^{hp} \frac{B_i - C_{inv\ i}}{(1+t)^i} + \frac{VR}{(1+t)^i}$$

Onde:  $c_{inv\ 0}$  - Custo de investimento inicial;  $C_{inv\ i}$  - custo de investimento no ano  $i$ ;  $t$  - taxa de atualização;  $hp$  - número de anos correspondente ao horizonte de projeto;  $B_i$  - benefício no ano  $i$ ;  $VR$  - valor residual ao fim do horizonte de projeto.

Se  $VAL < 0$  – significa que o projeto é inviável;

Se  $VAL = 0$  – significa que o projeto é economicamente viável, mas a rentabilidade é mínima e tem um fator de risco elevado;

Se  $VAL > 0$  – significa que o projeto é economicamente viável e permite obter um retorno financeiro adicional.

### **2.5.1. Custo de Investimento**

---

Os custos de investimento dizem respeito aos custos que são suportados no ano em que o sistema entra em funcionamento e referem-se a: realização de estudos e projetos, e fiscalização da execução das obras; aquisição dos terrenos; movimentos de terras, e levantamento e reposição de pavimentos; condutas e acessórios; maciços de amarração e ancoragens; equipamento para proteção ao choque hidráulico; estações elevatórias, incluindo equipamento eletromecânico; e juros do capital investido durante a construção. De um modo geral é dado pelo somatório dos custos referente aos serviços e os custos dos materiais (Sá Marques & Sousa, 2011).

### **2.5.2. Custo de Exploração**

---

Os custos de exploração dizem respeito a todos os encargos associados às atividades de gestão, para que seja garantido o normal funcionamento do sistema ao longo dos anos. Este pode ser subdividido em duas parcelas: 1) custos variáveis (referentes aos custos operativos, como por exemplo: energia; água; custos com produtos químicos e outros; controlo analítico); 2) custos fixo (são constituídos pelos encargos relativos com os recursos humanos, com a manutenção, gastos administrativos, investimentos e outros) (Botelho, 2014).

### **2.5.3. Benefício**

---

Para os sistemas de distribuição de água um dos objetivos é obter o retorno do capital investido e gerar capital para um investimento no futuro, através do preço definido para a venda da água. Sendo a recuperação do capital investido um benefício direto para as entidades gestoras (Botelho, 2014). Para além desse benefício direto, existe vários outros benefícios diretos e indiretos que deriva de uma eficiente gestão da entidade gestora e do sistema de distribuição de água. É exemplo disso, os benefícios económicos originados pela redução da pressão na rede, levando a uma redução da frequência de novas roturas (redução do valor global das perdas de água), redução dos custos de controlo ativo de fugas, redução do consumo de energia e redução do número de reclamações de utilizadores (Gomes, 2011).



**Avaliação da qualidade do serviço prestado no  
abastecimento de água na cidade de Porto Novo,  
Cabo Verde**

**Sistema de abastecimento público de água na cidade de Porto Novo**

**Caso de estudo**

**Capítulo 3**

### 3. Sistema de Abastecimento de Água na Cidade de Porto Novo

#### 3.1. Localização e caracterização geográfica

Cabo Verde é um arquipélago de origem vulcânica, situado a oeste do continente Africano, entre os paralelos 14° e 18° de latitude Norte e as longitudes de 22° e 26° Oeste. Localizado no oceano Atlântico, é constituído por dez ilhas, que estão a cerca de 500 km da costa ocidental de África. O arquipélago está dividido em dois grupos, dependendo da sua posição face ao vento alísio do Nordeste, o grupo de Barlavento que compreende as ilhas de Santo Antão, São Vicente, Santa Luzia, São Nicolau, Sal, Boa Vista e o grupo de Sotavento que inclui as ilhas de Maio, Santiago, Fogo e Brava (Ribeiro, 2006; Lima, 2013; Instituto Nacional de Estatística, 2015).



*Figura 6. Representação esquemática da localização de Cabo Verde. Extraído em Lima (2013)*

O clima é tropical seco, com duas estações: de chuvas (agosto a outubro) e secas (dezembro a junho), sendo os meses de julho e novembro os meses de transição (Lima, 2013; Instituto Nacional de Estatística, 2015). A precipitação média anual é de aproximadamente 230 mm, com grande oscilação anual devido à influência do deserto do Sahara.

Descobertas entre 1460 e 1462, por navegadores ao serviço da coroa Portuguesa, as ilhas do arquipélago de Cabo Verde estiveram durante aproximadamente 500 anos sob a soberania de Portugal, e serviram de palco de uma grande mestiçagem e cruzamento de influências, dando origem a uma cultura e a um modo de estar e de ser crioulo. A 5 de julho de 1975, o país tornou-se independente e desde então, tem feito um percurso visando o

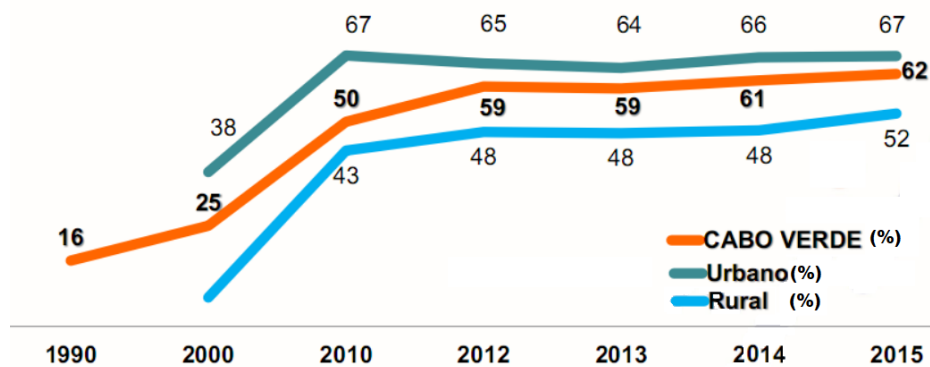
desenvolvimento socioeconómico, sendo que atualmente parte do grupo de países considerados de Rendimento Médio (Instituto Nacional de Estatística, 2015), onde se tem registado grandes conquistas em todos os setores de atividades.

Tendo por base os dados demográficos de Cabo Verde entre 2011 e 2015, observa-se que a densidade populacional tem vindo a aumentar progressivamente (ver, Quadro 7), registando-se um crescimento global da população em cerca de 5%. No entanto algumas ilhas têm vindo a perder população devido aos fluxos migratórios, levando a uma maior concentração da população nas ilhas que oferecem melhores condições de vida.

*Quadro 7. Evolução da densidade populacional (Habitantes/km<sup>2</sup>) por ilha  
Adaptado do INE (2015)*

Superfície		Densidade Populacional (Hab/km <sup>2</sup> )				
	km <sup>2</sup>	2011	2012	2013	2014	2015
Cabo Verde	4033	124	125	127	129	130
Santo Antão	779	56	55	54	53	52
S. Vicente	227	341	345	349	353	357
S. Nicolau	343	37	37	37	36	36
Sal	216	127	135	142	149	156
Boa Vista	620	16	18	20	22	23
Maio	269	26	26	26	26	26
Santiago	991	282	285	289	293	297
Fogo	476	77	77	76	76	75
Brava	64	93	92	91	90	86

O aumento da população e a escassez de recursos hídricos em Cabo Verde conduziu à necessidade de se investir cada vez mais nos sistemas de abastecimento público de água, tendo em conta o aumento do consumo de água. De acordo com os dados de 2015 do Instituto Nacional de Estatística, a rede pública de distribuição de água chega a 62% dos agregados familiares sendo que, cerca de 9% vai buscá-la à casa de vizinhos, apesar de possuir ligação à rede pública, 15% recorre a chafarizes, 6% recorre a autotanques e 8% não tem acesso a fontes de água potável, recorrendo a poços, levadas e nascentes. Na figura 7 pode-se observar a evolução do acesso à rede pública de distribuição de água, quer em Cabo Verde quer no meio rural e urbano.

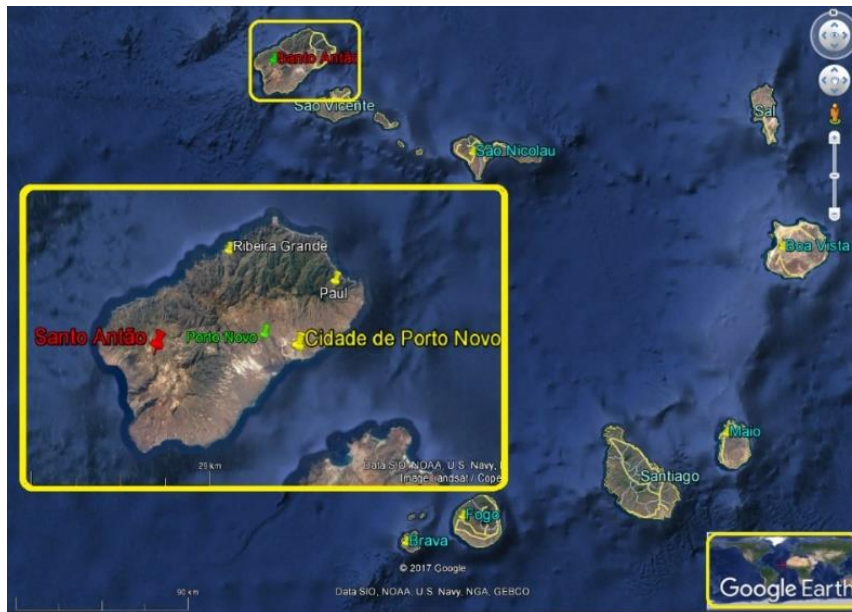


*Figura 7. Acessibilidade física ao serviço de abastecimento público de água em Cabo Verde. Extraído do INE (2015).*

Por se tratar de um país insular, a água potável disponível em Cabo Verde é escassa, pelo que houve necessidade de procurar fontes hídricas alternativas (Santos et al., 2014). Segundo Lima (2013), 70% da água utilizada no abastecimento público à população de Cabo Verde é proveniente de fontes subterrâneas (furos, galerias drenantes, nascentes e poços escavados), 25% é água dessalinizada e 5% advém de outras fontes. A este respeito refira-se ainda que nos últimos anos o Governo Central tem feito vários esforços para a construção de novas infraestruturas para o aproveitamento de recursos hídricos superficiais, em particular as barragens.

O presente caso de estudo refere-se ao sistema de abastecimento público de água na cidade de Porto Novo, ilha de Santo Antão. Ao que tudo indica a ilha terá sido descoberta por volta de 1462 e é a segunda maior ilha de Cabo Verde. Fica mais a norte do arquipélago entre a latitude 17° 12`N e 16° 55` N e longitude 24° 58`W e 25° 22`W.

A cidade de Porto Novo, localizada a Sudoeste da ilha (ver, Figura 8), pertence à freguesia de São João Batista. Sede do concelho desde 1962, cidade desde 2005, é o principal polo de desenvolvimento do concelho e da própria ilha de Santo Antão. Trata-se do maior centro urbano da ilha e é onde se situa a gare marítima que serve como saída para as outras ilhas. Segundo dados do Instituto Nacional de Estatística (2010) este centro urbano abrangia 52% da população do concelho, apresentando uma população de 9310 habitantes, sendo que à data a projeção da população para 2014 apontava para 9500 habitantes (Graça, 2015).



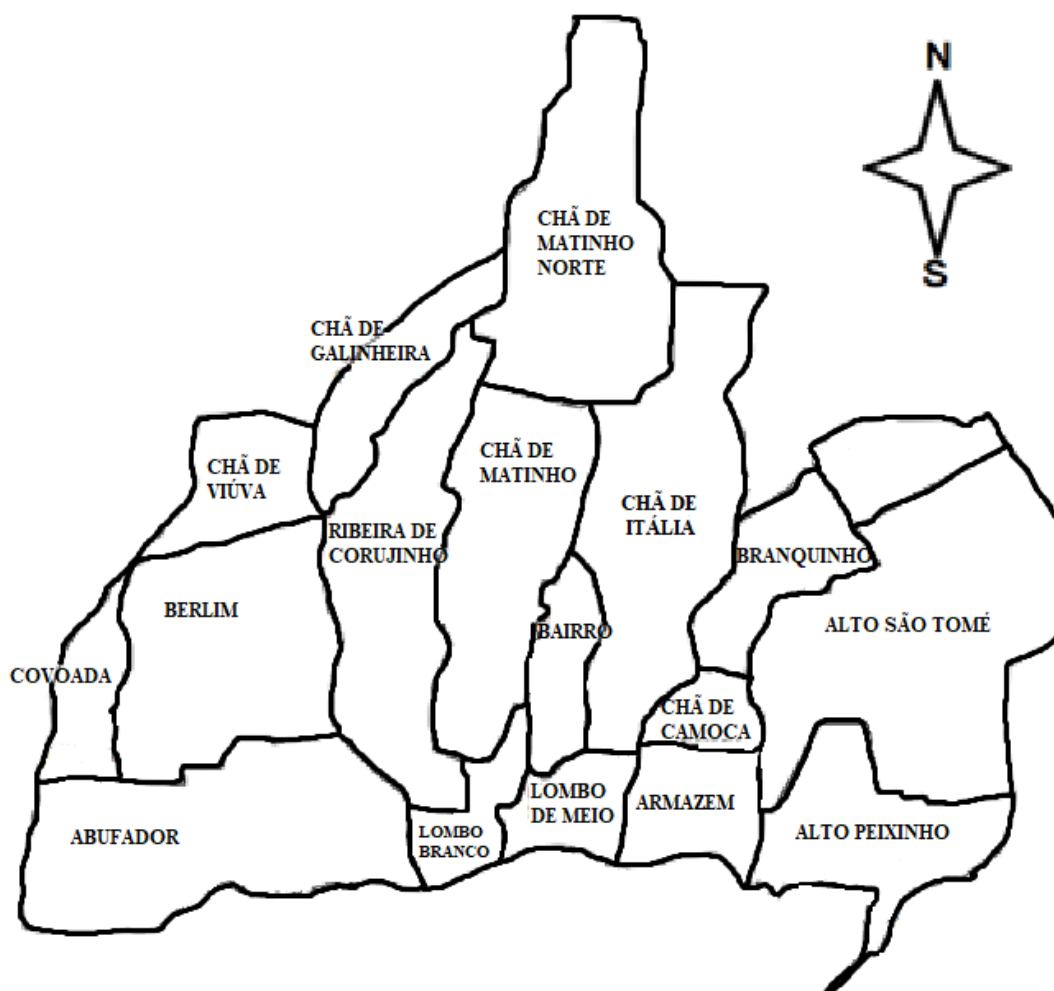
*Figura 8. Representação esquemática da localização da cidade de Porto Novo. Extraído do Google Earth*

Atualmente verificam-se alguns problemas na rede de abastecimento de água à cidade de Porto Novo, que irá obrigar a curto prazo a uma intervenção da parte da entidade gestora, que venha a gerir o sistema, de modo a aumentar a sua eficiência e eficácia. Entre os vários problemas destacam-se os seguintes: pressões de serviço a Norte da cidade insuficientes, face ao consumo (sobretudo durante os meses de maior procura); a solução da criação de uma estação elevatória na zona de Chã de Galinheira (ver, Figura 9) inviabilizada, devido a problemas de pressão de serviço insuficiente; roturas na rede de distribuição de água, sobretudo a Sul da cidade devido às pressões de serviço serem significativamente elevadas, especialmente durante o período noturno; o fornecimento de água à população muitas vezes é intermitente; embora não haja registo das mesmas, são muito as queixas (verbal) da população à entidade gestora; falta de manutenção e substituição de alguns ativos na rede de abastecimento de água (válvulas de seccionamentos, ventosas, bocas-de-incêndios, etc.).

## 3.2. Caracterização do Sistema de Abastecimento Público de Água

---

Na cidade de Porto Novo a produção de água dessalinizada é assegurada pela APN e a distribuição de água é da responsabilidade dos SAAS-PN. Atualmente os SAAS-PN tem 4.024 clientes dos quais 459 clientes são abastecidos a partir de autotanques e 3.565 clientes estão ligados à rede pública. A distribuição de água na zona urbana, cuja rede tem cerca de 24 km de comprimento em condutas de PVC (19 km) e PEAD (5 km), é feita de forma gravítica para as zonas de Armazém, Alto Peixinho, Abufador, Alto São Tomé, Branquinho, Chã de Camoca, Bairro, Chã de Itália, Lombo Branco, Ribeira de Corujinho, Berlim, Covoada, Chã de Viúva, Chã de Matinho e Chã de Galinheira, representada na figura 9.



*Figura 9. Representação esquemática dos núcleos urbanos da cidade de Porto Novo.  
(Fonte: Autor)*

A empresa APN foi criada no quadro de uma parceria público-privada, cuja sociedade é formada pelo estado de Cabo Verde (10%), Município de Porto Novo (10%) e Águas de Ponta Preta (80%). No âmbito do contrato de concessão, celebrado entre o Estado de Cabo Verde e a entidade gestora Águas de Porto Novo, esta vende água potável ao Município de Porto Novo – SAAS-PN, através de um contrato de fornecimento de água com um consumo mínimo diário de 600 m<sup>3</sup>/dia. O período de concessão é de 30 anos (Santos, 2013). A instalação de dessalinização da empresa APN (ver Figura 10), cujo início de atividade ocorreu em dezembro de 2007, tem uma capacidade instalada de produção de água dessalinizada de 2 x 500 m<sup>3</sup>/dia (350 000 m<sup>3</sup>/ano) e permite abastecer cerca de 10 000 habitantes.



**Figura 10.** Unidades de RO na central de produção de água dessalinizada da APN  
(Fonte: Autor)

O sistema de distribuição de água dos SAAS-PN tem uma capacidade de reserva de 770 m<sup>3</sup>, distribuída por quatro reservatórios (ver Figuras 11 e 12). O reservatório N°1, localizado a montante da rede de distribuição de água, foi construído com o objetivo de garantir a distribuição gravítica à cidade de Porto Novo. Tem uma capacidade de reserva de 180 m<sup>3</sup> e está à cota de 112 metros. É abastecido a partir da estação elevatória EE-APN, que está à cota 10 metros, com um caudal médio de 580 m<sup>3</sup>/dia (dados de 2015). O abastecimento é feito através de duas bombas hidráulicas, com capacidade para 32 m<sup>3</sup>/h cada.

Por forma a dar resposta aos problemas no abastecimento público de água durante os meses de maior consumo, foi construído o reservatório N°2 com uma capacidade de reserva para 300 m<sup>3</sup>, que está à cota 138 metros (ver, Figuras 11 e 12). Este reservatório foi projetado para ser abastecido a partir de uma estação elevatória (EE-SAAS-PN) que está à cota de 60 metros, na zona de Chã de Galinheira, com recurso a uma bomba hidráulica com capacidade para 10 m<sup>3</sup>/h. Atualmente verifica-se que as pressões de serviço na rede, na zona Chã de

Galinheira são insuficientes para viabilizar a solução da conduta elevatória que foi projetada para abastecer o reservatório N°2 a partir da EE-SAAS-PN. Este problema agrava-se durante os meses de julho e agosto, quando os consumos de água são mais elevados. Para fazer face a esta situação, a entidade gestora recorre a autotanques para garantir o abastecimento ao reservatório N°2, por forma a garantir o fornecimento de água a uma pequena comunidade no norte de Chã de Matinho, complexo habitacional “Casa Para Todos”, localizado a uma cota acima dos 70 metros. Quanto aos reservatórios N°3 e N°4, estes são utilizados como reserva de emergência, com uma capacidade instalada para 110 m<sup>3</sup> e 180 m<sup>3</sup>, respetivamente.



**Figura 11.** Localização dos reservatórios de distribuição de água e estações elevatórias na cidade. Extraído do Google Earth.



**Figura 12.** Reservatórios de distribuição de água e bombas hidráulicas. (Fonte: Autor)

A ilha de Santo Antão é de origem vulcânica e as encostas apresentam um relevo muito acidentado, o que de certa forma justifica o desnível topográfico verificado na cidade de Porto Novo, como se pode ver na figura 13.



**Figura 13.** Vista da cidade de Porto Novo, a partir do reservatório N°2.  
(Fonte: Autor)

Facto que implicou a colocação de uma Válvula Redutora de Pressão (VRP), à cota de 11 metros, a jusante do reservatório N°1 (ou seja, a montante da rede de distribuição de água) para controlar as pressões de serviço ao longo da rede de distribuição de água na cidade. No entanto, devido à expansão da zona urbana, sobretudo mais a norte da cidade, houve a necessidade de se ir fazendo o ajustamento da VRP de modo a garantir a pressão mínima de serviço requerida nas zonas mais a norte, sobretudo durante os meses de maior consumo – todavia, esta solução conduziu ao aumento das pressões de serviço a sul e, conseqüentemente, ao aumento do número de roturas na rede.



**Figura 14.** Válvula Redutora de Pressão, colocada a jusante do reservatório N°1 e a montante da rede de distribuição de água.  
(Fonte: Autor)

O sistema inclui ainda válvulas de seccionamento manual em vários pontos da rede, para o isolamento de condutas, evitando assim o esvaziamento de grandes extensões de

tubagem em caso de avaria. Nos pontos de cota mais elevados, existem ventosas com o objetivo de facilitar a saída de ar acumulado na rede, e descargas de fundo nos pontos de cota mais baixos, para facilitar o esvaziamento de tubagens nas operações de limpeza, desinfecção e reparação. As figuras 15 e 16 mostram alguns exemplos de acessórios na rede de distribuição de água.



**Figura 15.** Válvula de seccionamento (1); Ventosa (2)  
(Fonte: Autor)



**Figura 16.** Descarga de fundo  
(Fonte: Autor)

Na rede de distribuição de água existem três bocas-de-incêndio. A primeira está localizada na zona do Armazém, junto à Praça dos Pescadores. A segunda está localizada na zona de Chã de Itália, junto à Residência Estudantil do Porto Novo e a terceira encontra-se na zona de Chã de Matinho. A segunda e a terceira boca-de-incêndio, devido ao estado de conservação que apresentam, precisam de uma intervenção urgente para que possam funcionar em boas condições.



**Figura 17.** Boca-de-incêndio na zona do Armazém (1); Boca-de-incêndio na zona de Chã de Itália (2); Boca-de-incêndio na zona de Chã de Matinho (3)  
(Fonte: Autor)

Por forma a monitorizar o consumo de água no sistema, está instalado à saída do reservatório N°1 um contador mecânico que, para além de registar o volume de água fornecido ao sistema, contribui também para o cálculo da estimativa do volume global das perdas, através da análise da diferença entre o volume total de água registado à entrada do sistema e o volume total de água faturado/autorizado, durante um determinado período de tempo. Existe também um segundo contador no ramal de ligação ao *Hotel Art Risort*, situado na zona de Abufador, por forma a monitorizar os consumos dessa unidade hoteleira.



**Figura 18.** Contador mecânico à saída do reservatório N°1(1); Contador no ramal de ligação do *Hotel Art Risort* (2).  
(Fonte: Autor)

No que se refere aos consumos domésticos e de instalações industriais, estes são registados através de contadores volumétricos (ver Figura 19), sendo que os técnicos da SAAS-PN responsáveis pela leitura desses contadores, deslocam-se mensalmente a esses pontos de consumo para recolher essa informação, para efeitos de faturação dos consumos de água junto dos seus clientes.



**Figura 19.** Exemplo de um contador volumétrico.  
(Fonte: Autor).

A estação elevatória EE-SAAS-PN inclui a bomba hidráulica ilustrada na figura 12, componentes elétricos e uma válvula de seccionamento a jusante. Inclui também um depósito em metal (ver figura 20), que serve de reserva de água para o abastecimento ao reservatório N°2. De qualquer forma, e devido aos problemas descritos anteriormente, a estação elevatória nunca funcionou em boas condições.



**Figura 20.** EE-SAAS-PN na zona de Chã de Galinheira  
(Fonte: Autor).

## 3.3. Cálculo de Indicadores de Desempenho

---

Para avaliar a qualidade do serviço prestado no abastecimento público de água na cidade de Porto Novo (Cabo Verde), foi utilizada a abordagem aplicada em Portugal pela Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos (ERSAR), descrita na secção 2.3, no que se refere à avaliação de desempenho.

### 3.3.1. Balanço Hídrico

---

Com o objetivo de calcular a magnitude das perdas, e as suas componentes em relação ao caudal registado à entrada do sistema, foi calculado o Balanço Hídrico Anual para o ano de 2015, utilizando a terminologia recomendada pela IWA e descrita na secção 2.3.3 (Lambert e Hirner, 2000; Lambert et al., 2014). Para tal, recorreu-se aos registos do volume total de água à entrada do sistema e do consumo autorizado (faturado e não faturado, medido e não medido). O volume de água registado à entrada do sistema foi obtido a partir dos registos dos caudais mensais medidos à saída do reservatório N°1. O volume de água distribuída aos clientes com recurso a autotanques foi estimado com base na capacidade dos autotanques. Em relação a rega dos espaços verdes o cálculo teve por base as fichas de controlo de água destinada aos espaços públicos e verdes.

O Quadro 8 mostra os resultados obtidos para o serviço prestado pelos SAAS-PN, referente ao fornecimento de água à população, rega de espaços verdes e serviços de emergências. A distribuição de água é feita através da rede pública de distribuição de água da cidade, e com recurso a autotanques. Neste contexto, a utilização de autotanques tem como objetivo assegurar a distribuição de água à população que não tem acesso à rede pública de distribuição de água e ainda para a rega dos espaços verdes – com água proveniente dos furos e nascentes, em especial do furo localizado na zona de Casa do Meio, onde o tratamento da água para consumo humano é feito através de filtros. O Quadro 9 mostra os resultados do Balanço Hídrico Anual, referente apenas à água que é comprada à APN, e distribuída através da rede pública de distribuição de água da cidade, a partir do reservatório N°1.

**Quadro 8. Balanço Hídrico Anual dos SAAS-PN (considerando água adquirida à APN e a água proveniente de furos e nascentes).**

A	B	C	D	E	
Água entrada no sistema	Consumo autorizado	Consumo autorizado faturado	Consumo faturado medido APN 122390 m3/ano	Água faturada	
			0,47		
		146517 m3/ano	Consumo faturado medido Furos 9371 m3/ano 4%		146517 m3/ano
			56%	Consumo faturado não medido APN 14756 m3/ano 6%	56%
	187310 m3/ano	Consumo autorizado não faturado	Consumo não faturado medido Furos 40793 m3/ano 16%	Água Não faturada	
	72%	40793 m3/ano 16%	Consumo não faturado não medido p.d		
	Perdas de água	Perdas aparentes	Uso não autorizado p.d		
		.....	Erros de medição p.d		
		Perdas reais	Fugas nas condutas de distribuição p.d		113888 m3/ano
	73095 m3/ano		Fugas e extravasamentos em reservatórios p.d		
28%	Fugas nos ramais de ligação p.d				
260405 m3/ano					
100%					

**Quadro 9. Balanço Hídrico Anual dos SAAS-PN (considerando apenas a água adquirida à APN).**

A	B	C	D	E
Água entrada no sistema	Consumo autorizado	Consumo autorizado faturado	Consumo faturado medido APN 122599 m3/ano 58%	Água faturada
			0	
		137318 m3/ano	Consumo faturado não medido APN 14719 m3/ano 7%	
		65%	Consumo não faturado medido Furos 0,00	Água Não faturada
137318 m3/ano	Consumo autorizado não faturado	Consumo não faturado não medido 0		
65%	0	Uso não autorizado p.d		
Perdas de água	Perdas aparentes	Erros de medição p.d		
	.....	Fugas nas condutas de distribuição p.d		
	Perdas reais	Fugas e extravasamentos em reservatórios p.d	72923 m3/ano 35%	
72923 m3/ano		Fugas nos ramais de ligação p.d		
35%				
210241 m3/ano				
100%				

O cálculo do Balanço Hídrico Anual é um indicador de desempenho simples de implementar e cujos resultados permitem tirar informações relevantes para a entidade gestora, nomeadamente no que se refere à percentagem de cada uma das componentes do consumo e das perdas em relação ao caudal total registado à entrada do sistema. Da análise efetuada, verifica-se que no ano de 2015 a percentagem da água faturada foi de 56% e a percentagem da água não faturada foi de 44% (que inclui, consumos autorizados não faturados e as perdas reais e aparentes). A percentagem da água não faturada baixa para 35%, quando se considera apenas a água que é adquirida à APN e introduzida na rede pública de distribuição. Dado que o Plano Estratégico Nacional de Água e Saneamento de Cabo Verde – PLENAS (PLENAS, 2015), estabelece a necessidade de reduzir o valor global das perdas de água para valores inferiores a 20%, e sendo as perdas de água uma das componentes da

água não faturada, importa adotar os procedimentos mais adequados que permitam a curto prazo quantificar os consumos autorizados não faturados (através da instalação de contadores) e reduzir o valor global das perdas aparentes (através do combate às ligações clandestinas e substituição de contadores), para assim ser possível quantificar o valor real das perdas de água no sistema.

### 3.3.2. Indicadores de Desempenho Utilizados pela ERSAR

Segundo Farley et al. (2008), e citado em Alegre (2013), os indicadores de desempenho traduzem os aspetos mais relevantes da qualidade do serviço prestado, facilitando a avaliação do cumprimento dos objetivos e a análise da evolução do sistema ao longo do tempo. Neste enquadramento, e tal como referido anteriormente, a ERSAR definiu três grupos de indicadores de qualidade de serviço, a saber: 1) Adequação da interface com o utilizador; 2) Sustentabilidade da gestão do serviço; 3) Sustentabilidade ambiental.

No Quadro 10 são apresentados os resultados relativos à avaliação de desempenho dos SAAS-PN, no ano de 2015, utilizando a abordagem utilizada pela ERSAR, descrita na secção 2.3.4. A metodologia de cálculo, utilizada para definir cada indicador, está descrita no Anexo I.

**Quadro 10:** Resultados do cálculo de indicadores de desempenho dos SAAS-PN

Simbologia	Descrição	Resultados de 2015	
<b>1</b>	<b>Adequação da interface com o utilizador</b>		
<b>1.1</b>	<b>Acessibilidade do serviço ao utilizador</b>		
AA01	Acessibilidade física do Serviço (%)	84	Serviço Mediana
AA02	Acessibilidade económica do serviço (%)	1,9	Serviço insatisfatoria
<b>1.2</b>	<b>Qualidade do serviço prestado ao utilizador</b>		
AA03	Ocorrência de falhas no abastecimento(nº/1000 Ramais, ano)	p.d	
AA04	Água segura (%)	p.d	
AA05	Resposta a reclamação e sugestões (%)	p.d	
<b>2</b>	<b>Sustentabilidade da gestão do serviço</b>		
<b>2.1</b>	<b>Sustentabilidade económica</b>		
AA06	Cobertura dos gastos totais	0,94	Serviço Mediana
AA07	Adesão ao serviço (%)	97	Serviço de Boa Qualidade
AA08	Água não faturada (%)	44	Serviço Insatisfatoria
<b>2.2</b>	<b>Sustentabilidade infraestrutural</b>		
AA09	Adequação da capacidade de tratamento (%)	p.d	
AA10	Reabilitação das condutas (%/ano)	p.d	
AA11	Ocorrência de avarias em condutas (nº/100 Km Ano)	10430	Serviço Insatisfatoria
<b>2.3</b>	<b>Produtividade física dos recursos humanos</b>		
AA12	Adequação dos recursos humanos (nº/1000 Ramais)	8	Serviço Insatisfatoria
<b>3</b>	<b>Sustentabilidade Ambiental</b>		
<b>3.1</b>	<b>Eficiência na utilização de recursos ambientais</b>		
AA13	Perdas reais de água (L/ramal.dia)	p.d	
AA14	Cumprimento do licenciamento das captações (%)	p.d	
AA15	Eficiência energética das estações energéticas (Kwh/(m3*100m))	p.d	
<b>3.2</b>	<b>Eficiência na prevenção da poluição</b>		
AA16	Destino das lamas de tratamento (%)	p.d	

A fiabilidade dos resultados da avaliação dos indicadores de desempenho depende da quantidade e qualidade da informação disponível, e nem sempre foi possível calcular alguns dos indicadores de desempenho para o caso de estudo em análise. A este respeito foram identificados dois motivos: não houve dados suficientes que permitissem o seu cálculo, ou o mesmo não se aplica à realidade dos sistemas de abastecimento de água em Cabo Verde, ficando estes indicadores de desempenho por definir (p.d). No futuro a entidade gestora, deve adotar a estratégia mais adequada que permita recolher a informação em falta, de modo a que seja possível o cálculo desses indicadores de desempenho.

No que se refere à acessibilidade física do serviço, e apesar de ao longo dos últimos anos ter havido um forte investimento na expansão da rede pública de distribuição de água, verifica-se que ainda não se atingiu a taxa de cobertura desejável. O Quadro 10 mostra que apenas 84% dos alojamentos da cidade de Porto Novo têm acesso à rede pública de distribuição de água, sendo que 97% dos alojamentos da cidade estão ligados à rede. Um procedimento que poderá ser adotado pela entidade gestora com custos reduzidos e que permitirá melhorar a sua sustentabilidade do serviço prestado, está relacionado com a implementação de medidas que levem a população com acesso à rede pública de distribuição de água a aderir ao serviço.

Quanto à acessibilidade económica do serviço, que diz respeito ao peso do encargo médio familiar com o serviço de abastecimento de água, relativamente ao rendimento médio disponível por agregado familiar, a ERSAR estipula que para um consumo de 120 m<sup>3</sup>/ano: valores entre 0 a 0,5% são considerados satisfatórios; valores entre 0,5% e 1,0% a qualidade do serviço é considerada mediana; e valores acima de 1,0% são considerados insatisfatórios. Em Cabo Verde está estipulado no PLENAS que o preço dos serviços de água e saneamento não deve ultrapassar 5% do rendimento familiar. E que o mesmo deve ser suficiente para ter no mínimo 40 litros de água por dia (14,6 m<sup>3</sup>/ano), para o consumo doméstico e para os serviços de saneamento associado. No caso dos SAAS-PN os agregados familiares gastam em média 2%, do rendimento disponível com o serviço de abastecimento de água.

As perdas económicas ou água não faturada nos SAAS-PN rodam atualmente os 44%. Por outro lado, a entidade gestora deve gerar meios próprios para dar cobertura aos encargos que decorrem do serviço prestado, como estipulado no PLENAS, pelo que as tarifas praticadas deverão tanto quanto possível, tender a assegurar a recuperação dos custos. Neste contexto, verifica-se que a percentagem da água não faturada está aquém dos valores desejáveis, reforçando a ideia da importância da diminuição das perdas e dos consumos

autorizados não faturado, como forma de aumentar a sustentabilidade económica da entidade gestora. Verifica-se que a entidade gestora tem atualmente uma cobertura dos gastos totais de 94%, o que significa que a redução da água não faturada irá aumentar a receita o que permitirá reinvestir no sistema e/ou diminuir o valor da tarifa.

No que se refere ao nível de sustentabilidade da gestão do serviço, mais propriamente ao nível da sustentabilidade infraestrutural, está aquém das expectativas. De acordo com os dados fornecidos pela entidade gestora, ocorreram em média 8 avarias por dia no ano de 2015, para uma rede de distribuição de água com aproximadamente 28 km de comprimento. O que evidencia a necessidade de se adotarem medidas adequadas que permitam melhorar o seu desempenho.

Em termos de adequação dos recursos humanos, a análise feita, permite concluir que existe um número inadequado de funcionários afetos ao serviço de abastecimentos de água, tendo em consideração o comprimento total da rede de distribuição de água. Para tal, e de modo a melhorar os indicadores da qualidade do serviço prestado pela entidade gestora, uma equipa composta por 14 funcionários seria o mais adequado (ver, Quadro 11).

*Quadro 11. Equipa proposta para uma maior produtividade da entidade gestora*

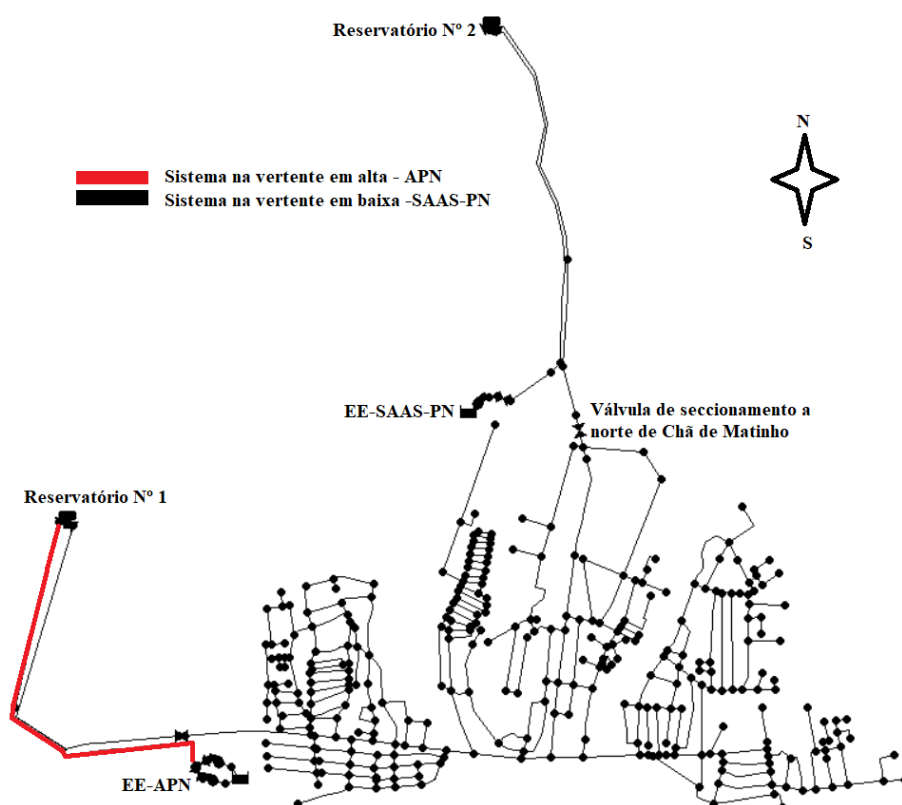
<b>CATEGORIA</b>	<b>Número</b>
Técnico em Engenharia Civil	1
Gestor Técnico em Gestão Empresarial/Contabilidade	1
Técnico de canalização/Encarregado	1
Secretariado de apoio a administração financeira	3
Responsável pelas Cobranças e inspeção domiciliar	3
Trabalhador/Servente	4
Emprega Limpeza	1
<b>Total</b>	<b>14</b>

## 3.4. Modelação e Simulação Hidráulica

### 3.4.1. Construção do Modelo de Simulação Hidráulica

O modelo de simulação hidráulica da rede de distribuição de água foi desenvolvido no software Epanet 2.0, com o objetivo de compreender o comportamento global do sistema e analisar diferentes cenários, a curto e a médio prazo, que permitam melhorar os indicadores de desempenho da entidade gestora.

O layout da rede foi desenvolvido com base no cadastro da rede, fornecido pela entidade gestora em formato AutoCAD, e importado para o Epanet utilizando a aplicação EpaCAD. Na figura 21, está representado o layout da rede, que inclui o sistema na vertente em alta (da APN) e o sistema na vertente em baixa (da SAAS-PN). A rede de distribuição de água dos SAAS-PN é abastecida por gravidade a partir do reservatório N°1. A válvula de seccionamento a norte de Chã de Matinho impede que a água proveniente do reservatório N°2 passa para as outras zonas da rede, garantido deste modo o abastecimento apenas da zona a norte de Chã de Matinho (complexo habitacional “Casa Para Todos”).



*Figura 21. Modelo de simulação hidráulica do sistema de abastecimento de água.*

Para cada um dos componentes do modelo foram atribuídas as respetivas propriedades (ver, Figura 22): nós (cota topográfica, consumo de base e padrão de consumo); troços (comprimento, material e diâmetro); reservatórios (níveis operacionais) e instalações elevatórias (curva característica das bombas hidráulicas).

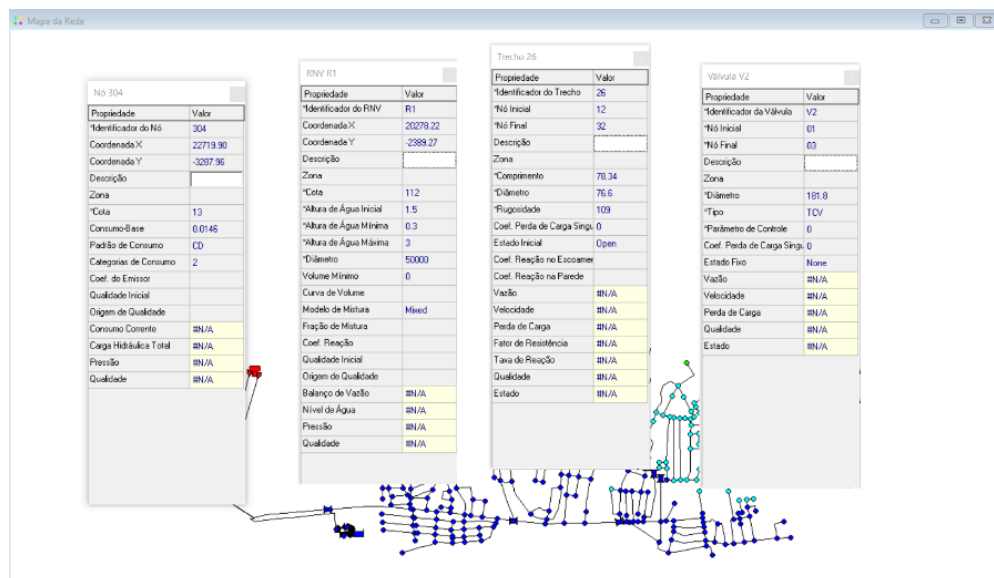


Figura 22. Janelas do editor das propriedades dos principais componentes do sistema.

O consumo de base atribuído a cada nó do modelo foi estimado tendo por base o consumo médio mensal registado/faturado por cliente em cada zona da rede, ao qual se adicionou um acréscimo de 35%, referente às perdas reais e aparentes, cuja estimativa resultou da análise do Balanço Hídrico Anual (ver, Quadro 12). O consumo de base atribuído a cada nó do modelo resultou ainda da área de influência de cada nó, isto é, o número de contadores existentes nas proximidades de cada nó no modelo.

Quadro 12. Dados referente ao consumo mensal registado/faturado por cliente no ano de 2015.

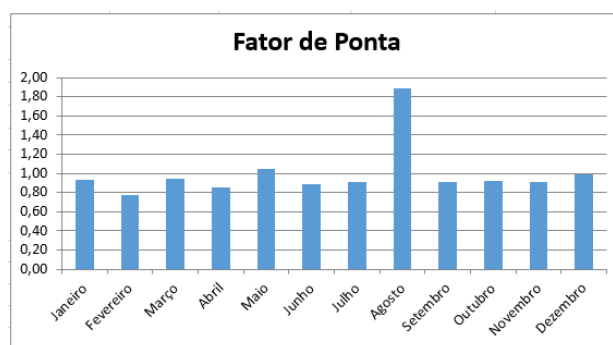
Localidade	Numero de clientes	Consumo medio por		Perdas	Caudal unitário médio mensal por cliente (m <sup>3</sup> /mês)	Caudal unitário médio mensal por cliente (l/s)
		Caudal médio anual (m <sup>3</sup> /ano)	Caudal médio mensal (m <sup>3</sup> /mês)			
Armazém	222	6163,0	514	180	3,1	0,0012
Alto Peixinho	330	11106,0	926	324	3,8	0,0015
Abufadouro	407	15929,0	1327	465	4,4	0,0017
Alto S. Tomé	387	11096,0	925	324	3,2	0,0012
Branquinho	89	2497,0	208	73	3,2	0,0012
Chã de Camoca	115	3191,0	266	93	3,1	0,0012
Avenida 5 de Julho	251	7588,0	632	221	3,4	0,0013
Chã de Itália	224	7560,0	630	221	3,8	0,0015
Lombo Branco	106	2671,0	223	78	2,8	0,0011
Ribeira de Corujinho	282	8527,0	711	249	3,4	0,0013
Berlin	322	8776,0	731	256	3,1	0,0012
Covoada	301	7959,0	663	232	3,0	0,0011
Serviços - Porto Novo	32	4783,0	399	140	16,8	0,0065
Chã de Viúva	197	5354,0	446	156	3,1	0,0012
Chã de Matinho Norte	127	4602,0	384	134	4,1	0,0016
Chã Galinheira	173	4768,0	397	139	3,1	0,0012
<b>Total</b>	<b>3565</b>	<b>112570</b>	<b>9381</b>	<b>3283</b>		
<b>Caudal total l/s</b>				<b>4,89</b>		

No Quadro 13 são apresentados os valores das cotas e dos consumos de base, introduzidos no modelo de simulação hidráulica.

**Quadro 13. Propriedades dos nós do modelo de simulação hidráulica.**

Identificador do Nó	Cota	Consumo-Base	ID do Nó	Cota	C-B	ID do Nó	Cota	C-B	ID do Nó	Cota	C-B
	m	LPS		m	LPS		m	LPS		m	LPS
1	10	0	51	21	0,0071	101	7	0,0102	151	37	0,002625
2	10	0	52	22	0,0047	102	6,5	0,0136	152	36	0,007874
3	10	0	53	23	0,0213	103	6	0,0102	153	38	0,002625
4	23	0	54	22	0,0189	104	4	0,0017	154	39	0,001312
5	112	0	55	22	0,0071	105	15	0,017	155	38	0,002625
6	109	0	56	26	0,0118	106	13	0,0306	156	43	0,0598
7	11	0	57	27	0,0166	107	16	0,0213	157	45	0,0407
8	11	0	58	26	0,013	108	13	0,0306	158	9	0,02734
9	13	0,0017	59	27	0,0177	109	12	0,0204	159	4	0,006562
10	13,4	0,0034	60	30	0,0177	110	12	0,017	160	5	0,00875
11	15	0,0034	61	31	0,0213	111	11	0,0255	161	7	0,02406
12	16	0,0138	62	33	0,0708	112	9	0,0323	162	17	0,0262
13	17	0,0092	63	36	0,0472	113	7	0,01094	163	19	0,0289
14	20	0,0069	64	34	0,0401	114	13	0,03281	164	26	0,0262
15	20	0,0092	65	31	0,0413	115	15	0,0393	165	31	0,0157
16	19	0,0092	66	30	0,033	116	12	0,0393	166	32	0,0315
17	20	0,0138	67	22	0,0414	117	22	0,0131	167	21	0,0157
18	18	0,0046	68	19	0,0166	118	24	0,00393	168	22	0,0315
19	20	0,0184	69	17	0,0177	119	23	0,002625	169	31	0,0079
20	25	0,0172	70	16	0,0213	120	22	0,002625	170	25	0,0315
21	28	0,023	71	16,5	0,0119	121	20	0,01969	171	33	0,0094
22	28	0,0184	72	16	0,017	122	21	0,006562	172	33	0,0157
23	29	0,0344	73	13	0,0153	123	22	0	173	39	0,0094

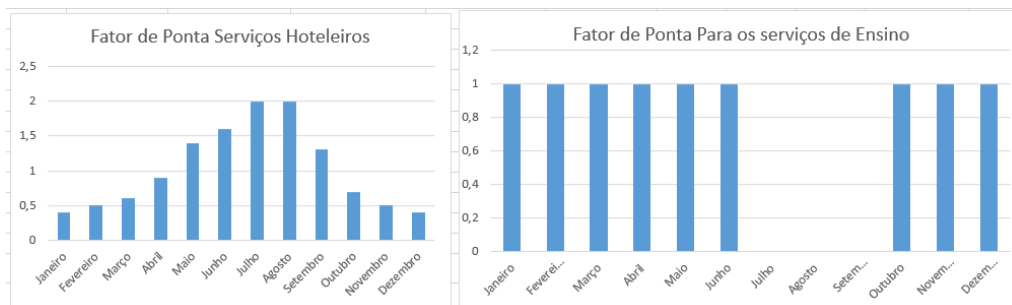
A simulação hidráulica foi definida para um período de doze meses, que corresponde a 12 fatores de ponta (ver, Figura 23), calculados com base no caudal registado à entrada do sistema e o consumo médio mensal para o ano de 2015.



**Figura 23. Fatores de ponta mensal para o consumo doméstico.**

No que se refere aos consumos localizados, foram considerados apenas os consumos de escolas e hotéis. No que se refere ao padrão de consumo mensal dos serviços hoteleiros, foi utilizada a abordagem proposta por Trifunovic (2008). Este sugere um padrão de consumo para os serviços hoteleiros durante as estações quentes e frias, tendo em conta o número de hóspedes durante o ano nas zonas balneares, típica dos serviços hoteleiros em Cabo Verde, onde o maior consumo de água ocorre durante os meses de julho e agosto. Quanto ao padrão de consumo mensal dos estabelecimentos de ensino, foi considerado um

fator de ponta constante durante o período de aulas. Neste caso, foi considerado um fator de ponta mensal 1 durante os meses em que os estabelecimentos de ensino estão em funcionamento e 0 para os meses em que não há aulas.

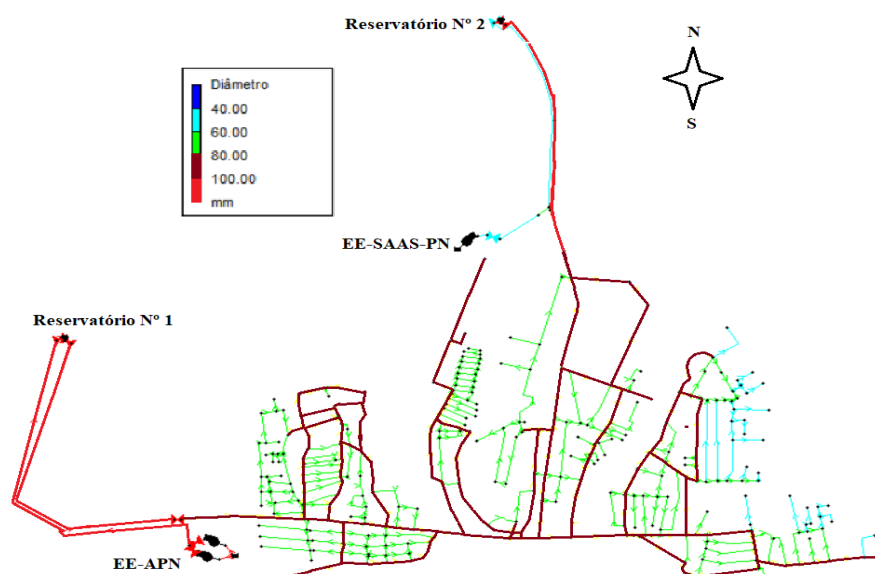


**Figura 24.** Fator de ponta mensal para os serviços hoteleiros e estabelecimentos de ensinos.

A rede de distribuição de água é composta por um conjunto de tubagens enterradas, que asseguram a distribuição da água em pressão. A rede tem cerca de 28 km de comprimento e é constituída por condutas em PVC e PEAD, com diâmetros compreendidos entre 63 e 200 mm (ver, Quadro 14).

**Quadro 14.** Diâmetros das tubagens utilizadas na rede.

Diâmetros Nominais mm	Material	Espessura mm	Diâmetro interno mm
200	PEAD	22,4	155,4
160	PEAD	17,9	124,12
110	PEAD	12,3	85,4
	PVC	8,2	93,6
90	PEAD	10,1	69,8
	PVC	6,7	76,6
75	PEAD	8,4	58,2
	PVC	5,6	63,8
63	PEAD	7,1	48,8



**Figura 25.** Localização dos diâmetros das tubagens ao longo da rede de distribuição.

Quanto à rugosidade interior das tubagens, devido ao fator de incerteza das características das tubagens, foi adotado um valor em função ao seu provável estado de conservação e tendo em conta a lei de resistência de Hazen Williams. Considerando uma idade média de 25 anos para as tubagens de PVC, uma idade média de 10 anos para as tubagens de PEAD e uma taxa anual de degradação das tubagens de 1%, foi atualizado a rugosidade interior das tubagens, de acordo com a seguinte equação:

$$R_f = R_0(1 - t)^n$$

onde:  $R_f$  – Coeficiente de rugosidade da superfície interior dos tubos no ano horizonte de projeto;  $R_0$  – Coeficiente de rugosidade da superfície interior dos tubos novos;  $t$  – Taxa anual de degradação da infraestrutura;  $n$  - Número de anos de vida útil da obra.

**Quadro 15. Características das tubagens utilizadas na rede**

Identificador do Trecho	Comprimento m	Diâmetro mm	Rugosidade	ID Trecho	Comp. m	Diâmetro mm	Rugos.	ID Trecho	Comp. m	Diâmetro mm	Rugos.
1	778	155,4	127	65	22	93,6	110	130	150	93,6	109
2	637	124,12	127	66	37	93,6	109	140	176	93,6	109
3	1250	124,12	127	67	6	93,6	109	141	139	76,6	109
4	419	93,6	109	68	23	76,6	109	142	60	76,6	109
5	24	93,6	109	69	123	76,6	109	143	80	76,6	109
6	46	76,6	109	70	29	93,6	109	144	35	93,6	109
7	43	76,6	109	71	44	93,6	109	145	59	93,6	109
8	35	76,6	109	72	66	76,6	109	146	82	76,6	109
9	121	76,6	109	73	196	93,6	109	147	81	93,6	109
10	77	76,6	109	74	98	76,6	109	148	140	93,6	109
11	97	76,6	109	75	77	76,6	109	149	219	76,6	109
12	22	69,8	127	76	41	76,6	109	150	63	76,6	109
13	53	69,8	127	77	125	76,6	109	151	36	93,6	109
14	50	69,8	127	78	47	76,6	109	152	218	93,6	109
15	118	69,8	127	79	48	76,6	109	153	178	76,6	109

Não havendo informação relativamente às condições de funcionamento das estações elevatórias EE-APN e EE-SAAS-PN, foi utilizada a metodologia descrita no Anexo II para estimar a altura manométrica. O caudal foi obtido tendo por base o caudal médio ( $Q_{med}$ ) dos consumos domésticos, industriais e as perdas na rede de distribuição. A estes, foi adicionado um incremento de 10%, para as perdas de água na conduta adutora.

$$Q_{pm} = \frac{(Q_{med} * f_{pm} + Q_{perdas}) * 1,10}{\text{horário de funcionamento da bomba}}$$

### 3.4.2. Análise dos Resultados do Modelo de Simulação Hidráulica

Para estudar a influência da variação do consumo ao longo do ano, foi analisado o comportamento hidráulico do sistema durante o mês de menor consumo (fevereiro) e o mês de maior consumo (agosto) (ver, Figura 26 e 27). Verifica-se que a zona com maior consumo

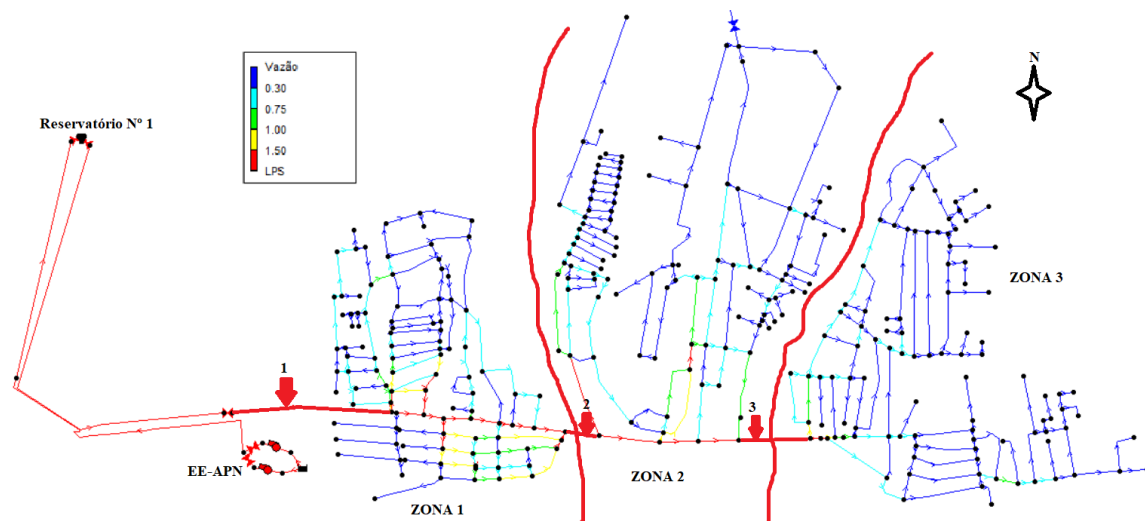
é a Zona 1, com uma variação entre o mês de fevereiro e agosto de 1,87 l/s. As Zonas 2 e 3 registaram, respectivamente, uma variação de consumo de 1,69 l/s e 1,72 l/s. Neste enquadramento, a colocação de medidores de caudal à entrada de cada zona permitirá controlar o volume de água faturado, bem como priorizar investimentos nas zonas com uma maior perda de água na rede de distribuição.

**Quadro 16.** *Variação dos caudais na rede de distribuição no mês de menor e maior consumo*

Consumo (l/s)	Zona 1	Zona 2	Zona 3
Fevereiro	1,30	1,24	1,19
Agosto	3,17	2,93	2,91
Variação de consumo	1,87	1,69	1,72

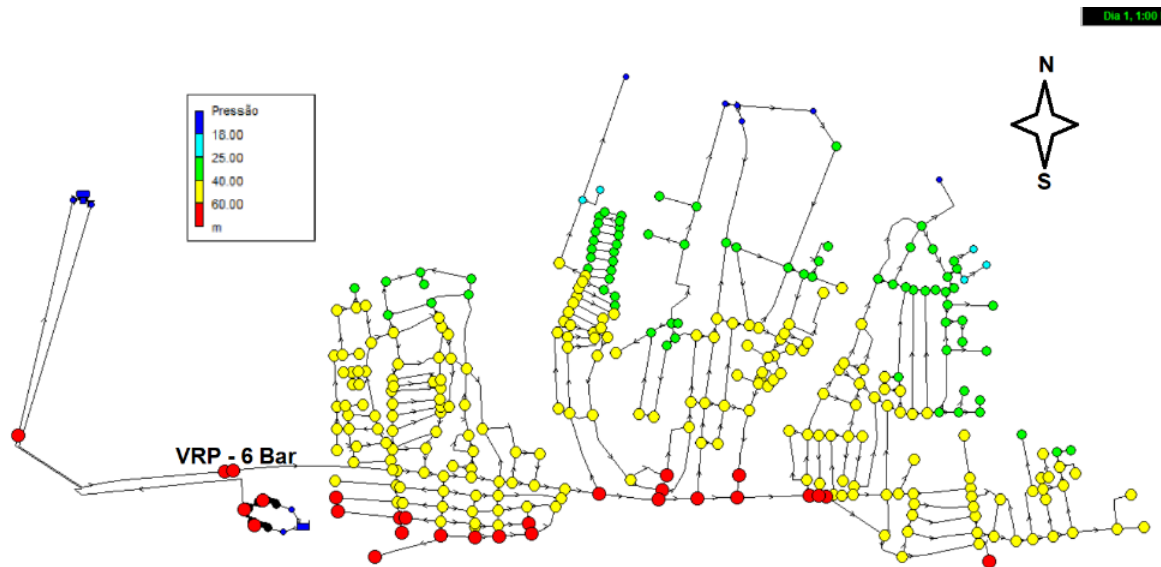


**Figura 26.** *Estimativa do caudal ao longo da rede no mês de fevereiro.*

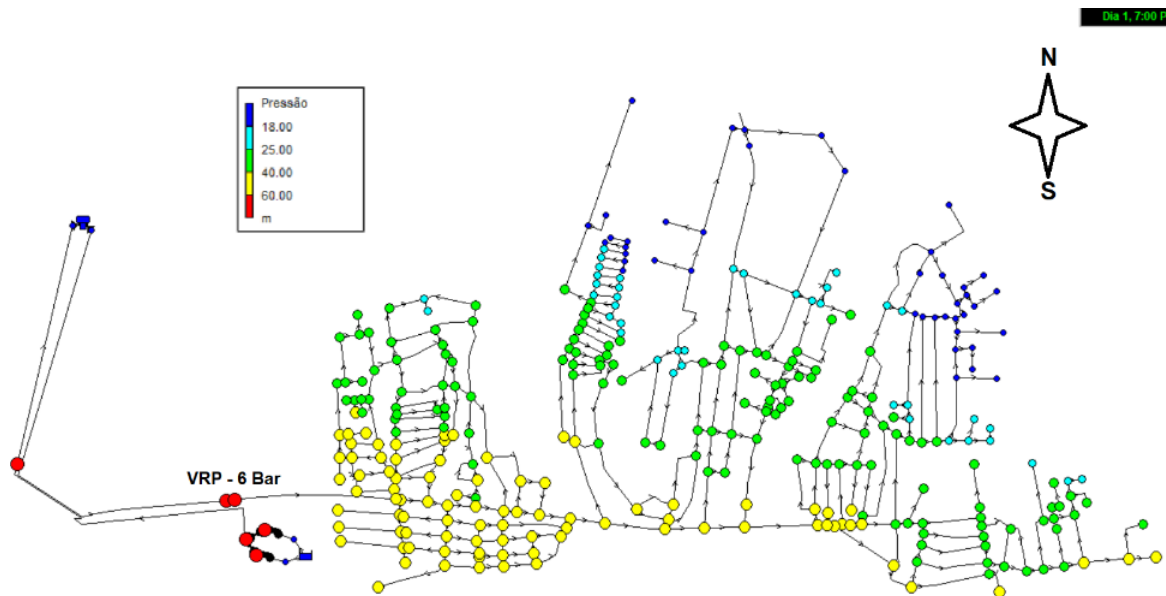


**Figura 27.** *Estimativa do caudal ao longo da rede no mês de agosto.*

A análise das pressões de serviços na rede de distribuição de água (ver, Figura 28 e 29) evidencia alguns dos problemas descritos na secção 3.1., e que são relatados pela entidade gestora e pelos clientes. Entre estes, destacam-se: as pressões elevadas nas condutas de distribuição de água na zona sul da cidade; os problemas no abastecimento de água a norte da cidade; e o mau funcionamento da estação elevatória EE-SAAS-PN, na zona de Chã de Galinheira.



**Figura 28.** Pressões médias de serviço na rede de distribuição de água durante o mês de fevereiro.



**Figura 29.** Pressões médias de serviço na rede de distribuição de água durante o mês de agosto.

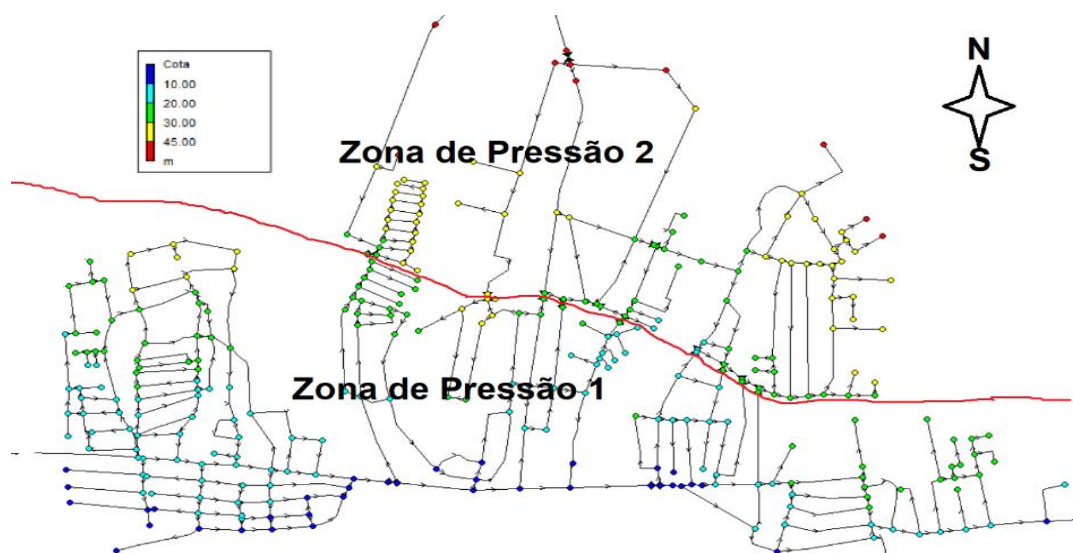
As pressões elevadas a sul da cidade, ultrapassando as pressões máximas admissíveis de 600 kPa, tendo como referência a legislação Portuguesa, são uma das razões apontadas

para o aumento do número de novas roturas na rede, sobretudo durante o período noturno (caraterizado por ter baixos consumos). Para minimizar este problema, muitas vezes o serviço é interrompido durante o período noturno.

A norte, as pressões de serviço são reduzidas, e em algumas zonas as pressões de serviço são mesmo inferiores às mínimas requeridas para fazer face ao consumo. Como é o caso da zona de Chã de Galinheira, onde para cotas acima dos 50 metros, as pressões de serviço são abaixo das mínimas exigidas, inviabilizando a solução da estação elevatória EE-SAAS-PN. Toda essa situação agrava-se durante os meses de maior consumo, entre junho a agosto, nas zonas da rede com cota acima dos 36 metros.

Foi levada em conta a pressão mínima de serviço igual a 180 kPa, o que corresponde a habitações com 2 pisos acima do solo, incluindo o piso térreo. Embora não tenha sido possível proceder à medição da pressão/caudal em vários pontos da rede, por falta de material e tempo aquando da minha deslocação a Cabo Verde, é certo que o modelo proposto apresenta algumas fragilidades, já que não se encontra devidamente calibrado. No entanto, os resultados obtidos vão ao encontro da informação recolhida junto da entidade gestora e da população, pelo que será utilizado apenas como suporte à análise do comportamento geral do sistema. Como trabalhos futuros, sugere-se que a entidade gestora realize os testes necessários que permitam a calibração do modelo e a validação das soluções que vierem a ser propostas.

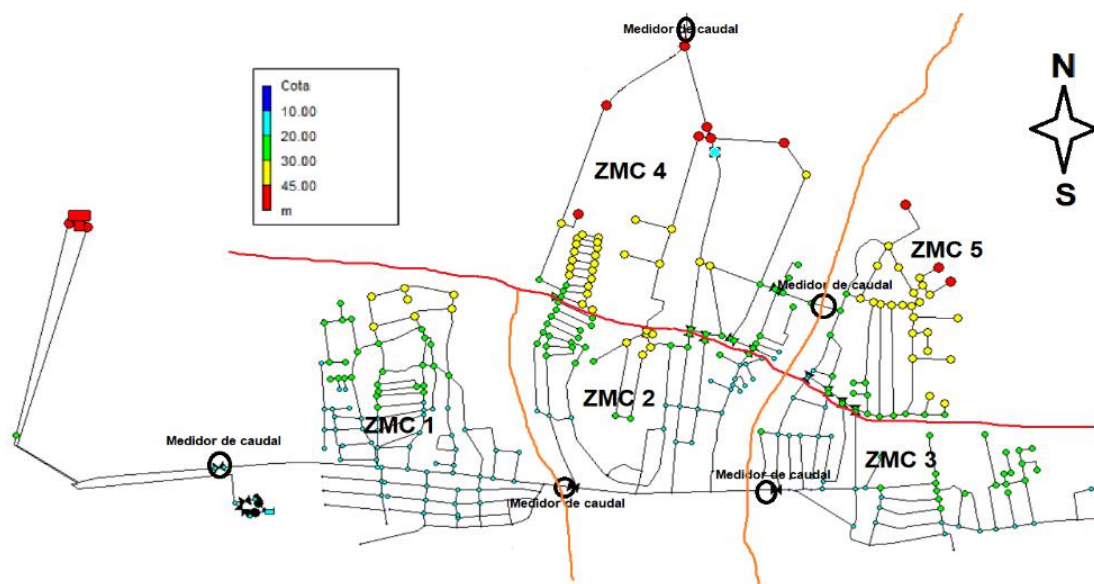
Face aos problemas identificados, e de modo a equilibrar as pressões de serviço na rede, propõe-se a criação de duas Zonas de Pressão (ver, Figura 30). Entre os critérios subjacentes à conceção de cada uma das Zonas de Pressão, destacam-se: o layout da rede e a localização das válvulas de seccionamento e os ramais de ligação; o desnível topográfico; o comportamento hidráulico do sistema; a garantia da pressão mínima de serviço, mas também a pressão máxima e a manutenção de um nível de pressões estável; e ainda, tendo por princípio reduzir o número de extremidades da rede para garantir a estabilidade dos parâmetros relacionados com a qualidade da água.



*Figura 30. Delimitação das Zonas de Pressão.*

A Zona de Pressão 1 desenvolve-se a partir do reservatório N°1 e foi concebida para reduzir as pressões de serviço a sul e, conseqüentemente, o número de roturas na rede. A Zona de Pressão 2, que será abastecida a partir do Reservatório N°2, tem como objetivo garantir a norte as pressões mínimas requeridas para fazer face ao consumo.

Por forma a monitorizar os consumos ao longo da rede de distribuição de água, cada Zona de Pressão foi posteriormente subdividida em Zonas de Medição e Controlo (ZMCs), tal como mostra a Figura 31. Entre os critérios adotados para a criação das ZMCs, destacam-se: as condições topográficas; as linhas de água; o traçado da rede; e ainda a utilização de apenas um ponto de entrada de água em cada ZMC. À entrada de cada ZMC deverá existir um medidor de caudal (por forma a obter a informação detalhada sobre os consumos) e, se necessário, uma válvula redutora de pressão para um maior controlo da pressão de serviço em cada ZMC. Desta forma, será possível reduzir a complexidade de análise da rede, maior controlo das perdas, bem como definir prioridades em termos de intervenção/investimento entre ZMCs.



*Figura 31. Delimitação das Zonas de Medição e Controlo (ZMCs).*

A Zona de Pressão 1 é formada pelas ZMC 1, ZMC 2 e ZMC 3. A ZMC 1 será constituída pelas zonas de Covoada, Berlim, Chã de Viúva e Abufador. A ZMC 2 é constituída pela zona de Lombo Branco, Lombo de Meio, Bairro e a parte sul de Ribeira de Corujinho e Chã de Matinho. A ZMC 3 é constituída pelas zonas de Armazém, Chã de Peixinho e Chã de Camoca. No que se refere à Zona de Pressão 2, esta é formada pela ZMC 4 e ZMC 5. A ZMC 4 é constituída pelas zonas de Chã de Itália, Chã de galinheira, a parte norte de Ribeira de Corujinho e Chã de Matinho. A ZMC 5 será constituída pelas zonas de Branquinho e Alto de São Tome.

De seguida são apresentados alguns cenários, com o seguinte objetivo: estudar várias alternativas para a divisão da rede de distribuição de água em duas Zonas de Pressão e, se necessário, a gestão da pressão através da instalação de Válvulas Redutoras de Pressão (VRPs) – ou seja, encontrar uma solução adequada que permita ajustar as pressões de serviço na rede, durante todo o ano.

### 3.4.2.1. Cenário 1

#### i) Solução Proposta

Tendo como referência o reservatório N<sup>o</sup>1, o primeiro Cenário teve como objetivo garantir o abastecimento de água por gravidade à estação elevatória EE-SAAS-PN (à cota de 60 metros), com uma capacidade para fornecer um caudal de 4,0 l/s. A ligação da nova

conduta adutora gravítica, à conduta adutora gravítica à saída do reservatório N°1, será feita a montante da válvula redutora de pressão VRP1 (Zona de Pressão 1). A nova conduta adutora terá um comprimento de 2 km e abastece o reservatório da EE-SAAS-PN que, por sua vez, abastece o reservatório N°2 (à cota de 141 metros), através da conduta adutora elevatória existente.



*Figura 32. Traçado das condutas adutoras do Cenário 1.*

## ii) Estudo prévio da conduta adutora

O traçado da conduta adutora gravítica teve em consideração as características topográficas do local, bem como a necessidade de minimizar os custos globais de instalação. Para tal, a conduta adutora segue o traçado dos caminhos públicos (evitando assim expropriações) e utiliza as infraestruturas existentes para a transposição de obstáculos físicos (em especial o curso de água).

Adotando a metodologia descrita no Anexo II, para determinar o diâmetro económico da conduta adutora gravítica, admitiu-se um horário de funcionamento de 24 horas/dia, tendo em conta alguns critérios: o caudal médio anual para abastecer a Zona de Pressão 2; o fator de ponta correspondente ao mês de maior consumo; e a velocidade mínima requerida, tendo por base a legislação Portuguesa.

**Quadro 17. Pré-dimensionamento da conduta adutora gravítica do Cenário 1**

Cota Topográfica da EE-SAAS-PN	60	m
Cota Topográfica da VRP 1	11	m
Comprimento	2000	m
Caudal Médio	135805	l/dia/mês
Fator de Ponta	1,89	adim.
Horário de Funcionamento da EE	24	horas
Caudal de Dimensionamento	0,003	m <sup>3</sup> /s
Velocidade Mínima Requerida	0,5	m/s
<b>Diâmetro Tecnicamente Viável Máximo</b>	<b>91</b>	<b>mm</b>
Velocidade Máxima Admissível	1,5	m/s
<b>Diâmetro Tecnicamente Viável Mínimo</b>	<b>53</b>	<b>mm</b>

A conduta adutora gravítica existente entre o reservatório N<sup>o</sup>1 e a VRP 1 tem o diâmetro interno de 124 mm (diâmetro nominal de 160 mm, PEAD PN16). Para a conduta adutora gravítica entre a VRP 1 e a estação elevatória EE-SAAS-PN, os diâmetros internos admissíveis são os que pertence ao intervalo compreendido entre 53 mm e 91 mm. Tendo em conta a pressão a montante da VRP 1 (ver, Quadro 18) e ao acréscimo de pressão na conduta adutora devido ao choque hidráulico, utilizou-se como solução admissível uma conduta com diâmetro interno de 73,6 mm (diâmetro nominal de 90 mm, PEAD PN16).

**Quadro 18. Estimativa da classe de resistência da conduta adutora gravítica do Cenário 1**

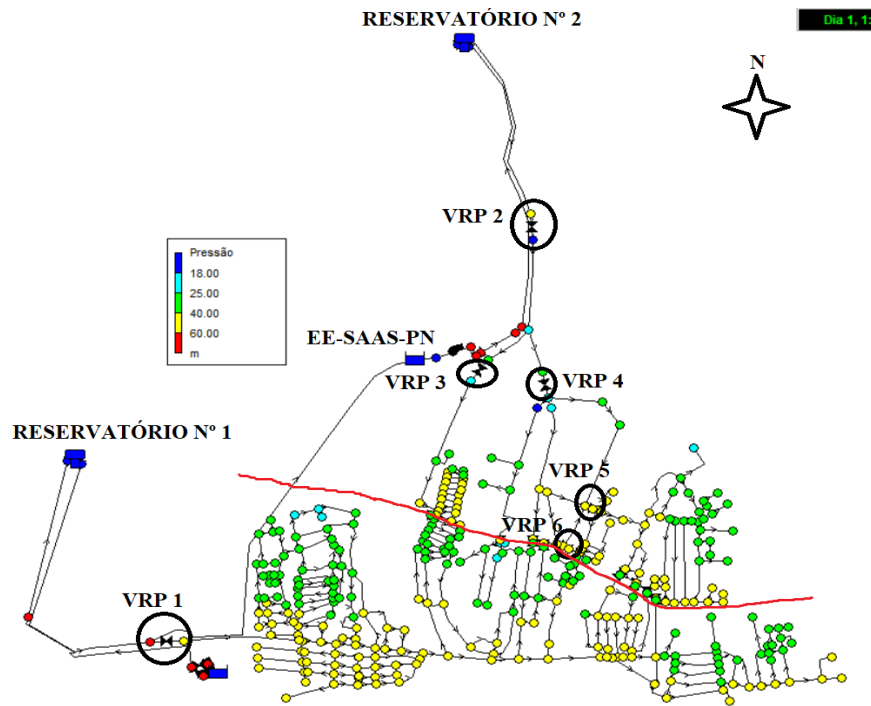
Comprimento da conduta Adutora	2000	m
Pressão máxima a montante da VRP 1	101	m c.a.
Cota topográfica da EE-SAAS-PN	60	m
Cota topográfica da VRP 1	11	m

**Quadro 19. Especificações técnicas da conduta adutora gravítica do Cenário 1**

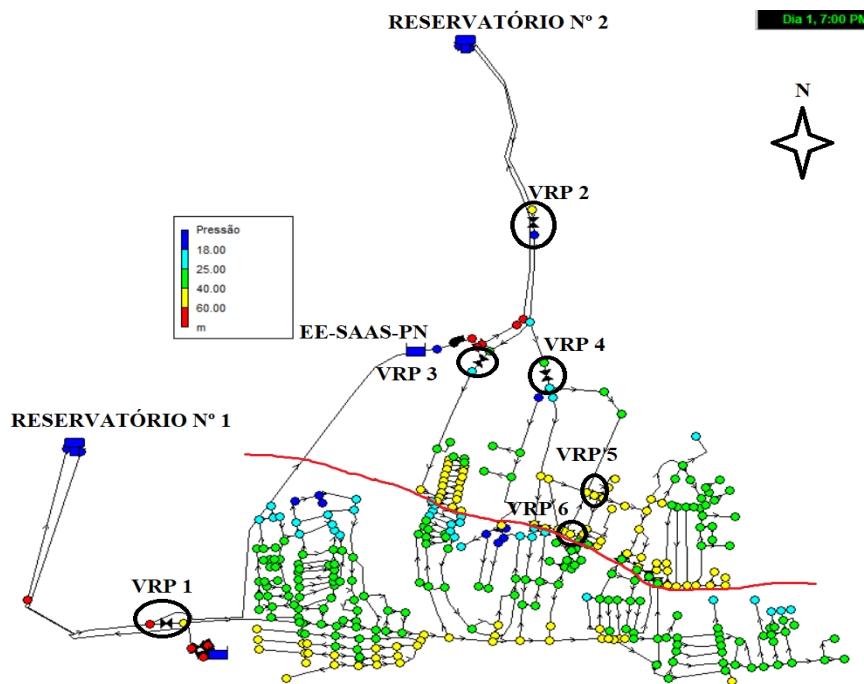
<b>Gamas de tubos PEAD - Politejo</b>	
Classe de resistência	PN16
Diâmetro nominal	90 mm
Espessura	8,2 mm
Sistema de ligação	Flanges

### **iii) Análise do comportamento hidráulico**

Tendo por base as várias ZMCs propostas, fez-se a análise das pressões de serviço depois da sectorização da rede, verificando assim a possibilidade de instalação de VRPs em pontos estratégicos, com o objetivo de controlar a pressão de serviço na rede, sem que haja grandes variações de pressão, tendo presente a legislação Portuguesa.



*Figura 33. Pressões médias de serviço na rede de distribuição de água durante o mês de fevereiro.*



*Figura 34. Pressões médias de serviço na rede de distribuição de água durante o mês de agosto.*

A análise das pressões de serviço, ao longo da rede, justifica a colocação de mais cinco VRPs na rede de distribuição de água. Na Zona de Pressão 1, deve manter-se a VRP1, reduzindo a pressão à saída para 4,7 bar. Na Zona de Pressão 2, devido à declividade da mesma, foi necessário introduzir cinco VRPs. A VRP2 com pressão à saída de 1,0 bar, a

VRP3 e VRP4 com 1,8 bar e a VRP5 e VRP6 com 4 bar. A localização das VRPs está indicada na Figura 33 e 34.

### 3.4.2.2. Cenário 2

#### i) Solução Proposta

Este Cenário foi pensado tomando em consideração o que está estipulado no PLENAS nomeadamente, no que diz respeito, à necessidade de se estudar soluções que promovam a conservação/reutilização das infraestruturas existentes, reduzindo assim os custos iniciais de investimento. Neste enquadramento, e existindo dois reservatórios que até à data estão a ser utilizados como reserva de emergência (reservatório N°3 e N°4), neste Cenário estudou-se a possibilidade de utilizar o reservatório N°3 para abastecer o reservatório N°2. A solução implica a construção de uma conduta adutora elevatória com 700 metros de comprimento entre o reservatório N°3 e a zona de Chã de Itália (com capacidade para fornecer um caudal de 4,0 l/s) que, por sua vez, liga à conduta adutora elevatória existente.

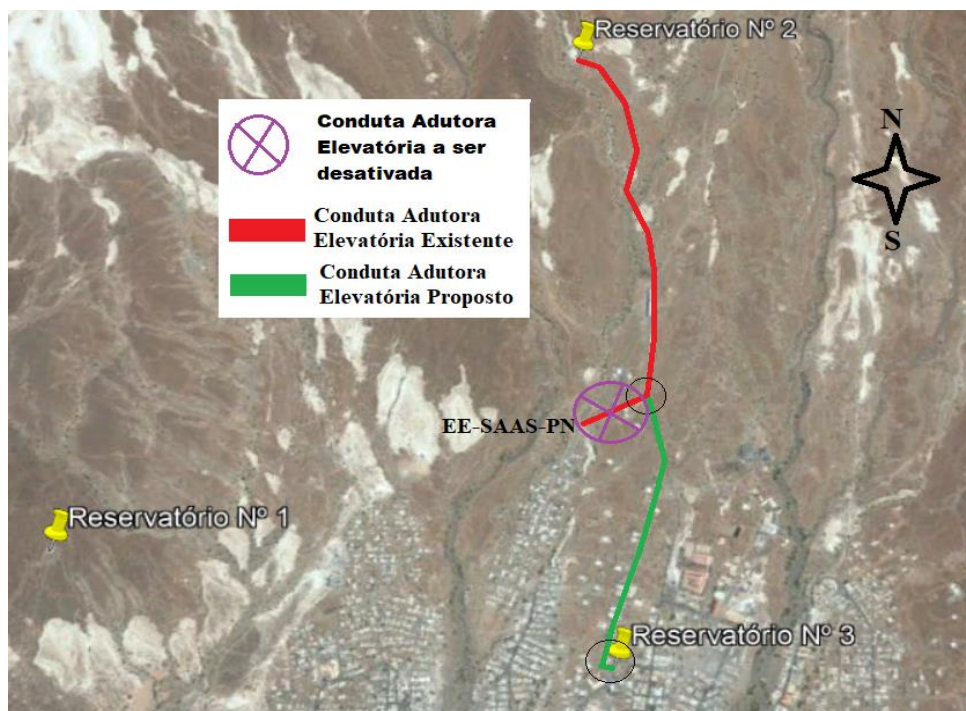


Figura 35. Traçado das condutas adutoras do Cenário 2.

## ii) Estudo prévio da conduta adutora

Como no Cenário 1, no Cenário 2 o traçado da conduta adutora elevatória até à zona de Chã de Itália, foi feito tendo em consideração as características topográficas do local e ao mesmo tempo minimizar os custos globais de instalação, utilizando os caminhos públicos existentes para a instalação da conduta.

O diâmetro da conduta adutora foi estimado com base na metodologia descrita no Anexo II, para as condutas adutoras elevatórias, admitiu-se que a instalação poderá funcionar até 20 horas/dia, tendo em consideração alguns critérios: o caudal médio anual para abastecer a Zona de Pressão 2; o fator de ponta do mês de maior consumo; e a velocidade mínima requerida, tendo por base a legislação Portuguesa.

**Quadro 20.** Pré-dimensionamento da conduta adutora gravítica do Cenário 2

Cota topográfica do reservatório N°2	141	m
Cota topográfica do reservatório N°3	35	m
Comprimento da conduta adutora	1700	m
Caudal médio	135805	l/dia/mês
Fator de ponta	1,89	adim.
Horário de funcionamento da EE	20	horas
Caudal de dimensionamento	0,004	m <sup>3</sup> /s
Velocidade mínima requerida	0,5	m/s
<b>Diâmetro tecnicamente viável máximo</b>	<b>100</b>	<b>mm</b>
Velocidade máxima admissível	1,5	m/s
<b>Diâmetro tecnicamente viável mínimo</b>	<b>58</b>	<b>mm</b>

Tendo em consideração a conduta adutora elevatória existente de 75 mm de diâmetro nominal (PEAD PN16), que liga a atual estação elevatória EE-SAAS-PN e o reservatório N°2, aptou-se por acrescentar mais 700 metros de comprimento (com as mesmas características) para estabelecer a ligação entre os dois reservatórios. Em estudos futuros deverá ser analisada a possibilidade manter o diâmetro da conduta adutora ou aumentar o diâmetro dessa conduta permitindo, desta forma, reduzir o valor global das perdas de carga. Além disso, deverá ainda ser estudado o período de funcionamento mais adequado para abastecer o reservatório N°2 e, conseqüentemente, o custo de energia elétrica na estação elevatória.

### iii) Análise do comportamento hidráulico

Tendo por base as várias ZMCs propostas, fez-se a análise das pressões de serviço depois da sectorização da rede, verificando assim a possibilidade de instalação de VRPs em pontos estratégicos, com o objetivo de controlar a pressão de serviço na rede, sem que haja grandes variações de pressão, tendo presente a legislação Portuguesa.

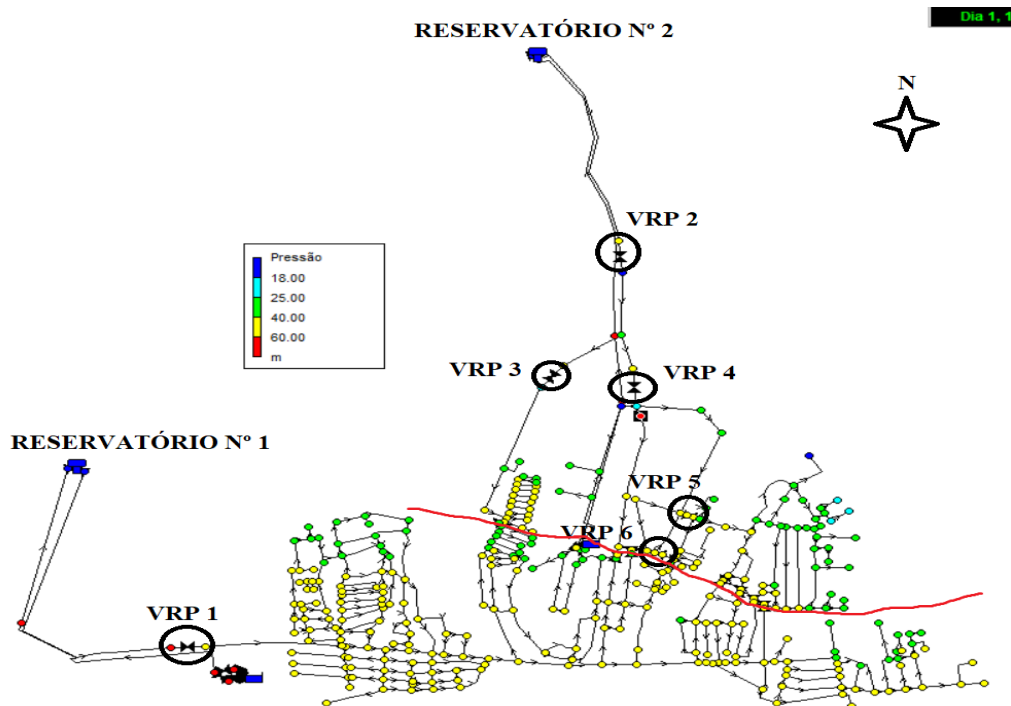


Figura 36. Pressões médias de serviço na rede de distribuição de água durante o mês de fevereiro.

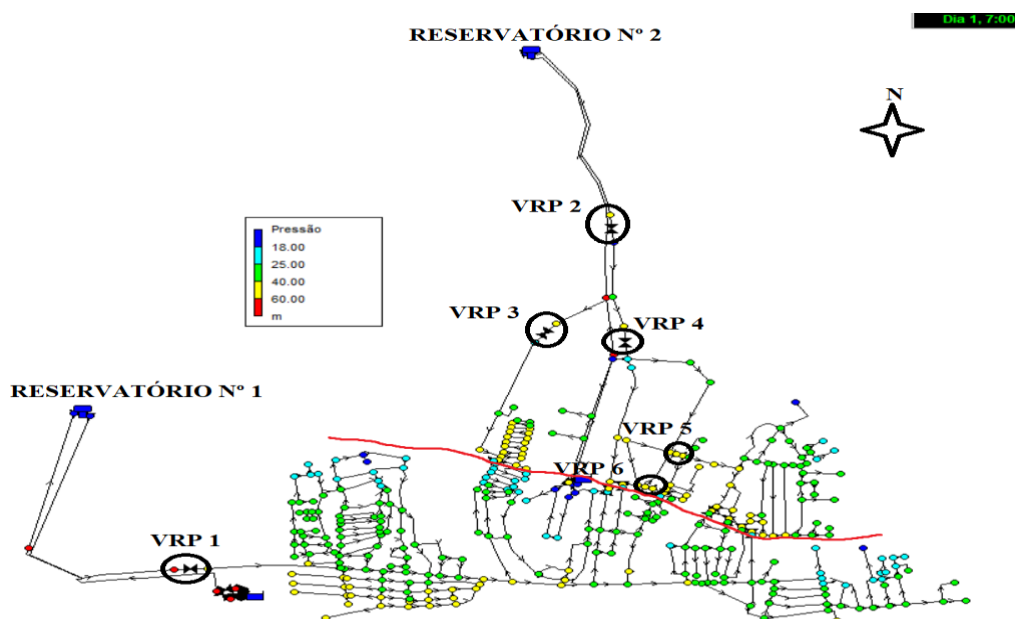


Figura 37. Pressões médias de serviço na rede de distribuição de água durante o mês de agosto.

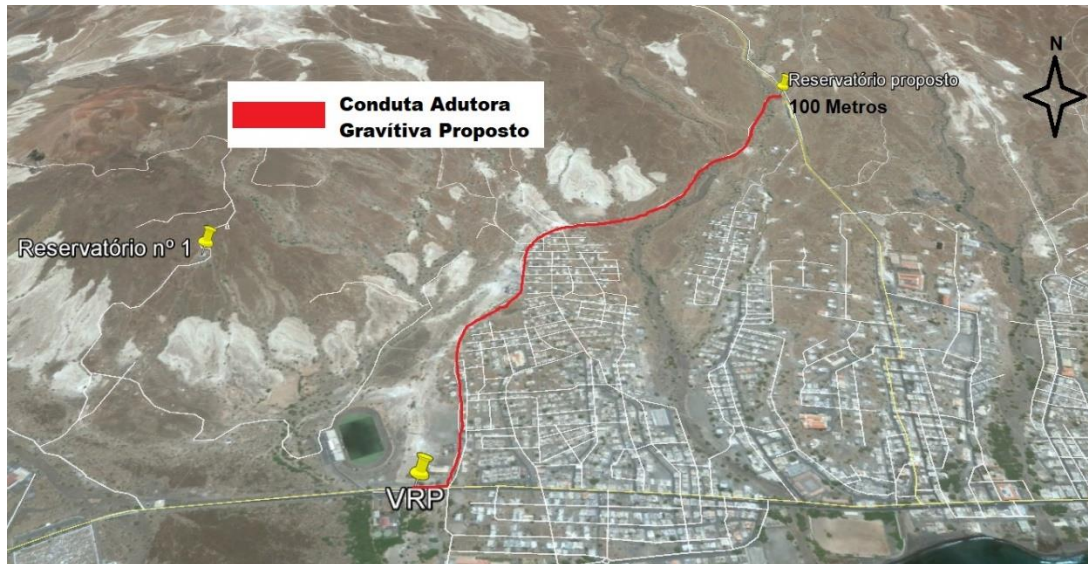
Tal como no Cenário 1, no Cenário 2 a análise das pressões de serviço na rede de distribuição de água justifica a colocação de mais cinco VRPs. Na Zona de Pressão 1 deverá manter-se a válvula redutora de pressão VRP1 e reduzir a pressão à saída para 5,5 bar, por forma abastecer o reservatório N°3 durante os meses de maior consumo. Na Zona de Pressão 2, foi necessário introduzir cinco VRPs, a VRP2, VRP3 e VRP4 com pressão à saída de 1,8 bar e a VRP5 e VRP6 com 4 bar. A localização das VRPs está indicada na Figura 36 e 37.

### 3.4.2.3. Cenário 3

---

#### i) Solução Proposta

O terceiro Cenário teve como propósito a construção de um novo reservatório com uma capacidade de reserva para 300 m<sup>3</sup> (à cota de 100 metros), para fornecer água por gravidade à Zona de Pressão 2. O mesmo deve ser abastecido a partir do reservatório N°1, através de uma conduta adutora gravítica, com um comprimento de 2,5 km. A ligação da nova conduta adutora gravítica, à conduta adutora gravítica à saída do reservatório N°1, será feita a montante da válvula redutora de pressão VRP1 (Zona de Pressão 1).



*Figura 38. Traçado da conduta adutora do Cenário 3.*

#### ii) Estudo prévio da conduta adutora

O traçado da conduta adutora gravítica teve em consideração as características topográficas do local, bem como a necessidade de minimizar os custos globais de instalação. Para tal, a conduta adutora segue o traçado dos caminhos públicos (evitando assim

expropriações) e utiliza as infraestruturas existentes para a transposição de obstáculos físicos (em especial o curso de água).

Adotando a metodologia descrita no Anexo II, para determinar o diâmetro económico da conduta adutora gravítica, admitiu-se um horário de funcionamento de 6 horas/dia de modo que o reservatório seja abastecido durante o período noturno, tendo em conta alguns critérios: o caudal médio anual para abastecer a Zona de Pressão 2; o fator de ponta correspondente ao mês de maior consumo; e a velocidade mínima requerida, tendo por base a legislação Portuguesa.

**Quadro 21. Pré-dimensionamento da conduta adutora gravítica do Cenário 3**

Cota topográfica da EE-Proposto	100	m
Cota topográfica da VRP 1	11	m
Comprimento da conduta adutora	2500	m
Caudal médio	135805	l/dia/mês
Fator de ponta	1,89	adim.
Horário de funcionamento da EE	6	m
Caudal de dimensionamento	0,012	m <sup>3</sup> /s
Velocidade mínima requerida	0,5	m/s
<b>Diâmetro tecnicamente viável máximo</b>	<b>180</b>	<b>mm</b>
Velocidade máxima admissível	1,5	m/s
<b>Diâmetro tecnicamente viável mínimo</b>	<b>110</b>	<b>mm</b>

A conduta adutora gravítica existente entre o reservatório N<sup>o</sup>1 e a VRP 1 tem o diâmetro interno de 124 mm (diâmetro nominal de 160 mm, PEAD PN16). Para a conduta adutora gravítica entre a VRP 1 e o reservatório proposto, os diâmetros internos admissíveis são os que pertence ao intervalo compreendido entre 110 mm e 180 mm. Tendo em consideração que a pressão a montante da VRP 1 (ver, Quadro 22) e o acréscimo da pressão na conduta adutora devido ao choque hidráulico, utilizou-se como solução admissível uma conduta com diâmetro interno de 163,6 mm (diâmetro nominal de 200 mm, PEAD PN16).

**Quadro 22. Estimativa da classe de resistência da conduta adutora gravítica do Cenário 3**

Comprimento da conduta adutora	2500	m
Pressão máxima a montante da VRP 1	101	m c.a.
Cota topográfica da EE-Proposto	100	m
Cota topográfica da VRP 1	11	m

**Quadro 23. Especificações técnicas da conduta adutora gravítica do Cenário 3**

<b>Gamas de tubos PEAD - Politejo</b>	
Classe de resistência	PN16
Diâmetro nominal	200 mm
Espessura	18,2 mm
Sistema de ligação	Flanges

### iii) Análise do comportamento hidráulico

Tendo por base as várias ZMCs propostas, fez-se a análise das pressões de serviço depois da sectorização da rede, verificando assim a possibilidade de instalação de VRPs em pontos estratégicos, com o objetivo de controlar a pressão de serviço na rede, sem que haja grandes variações de pressão, tendo presente a legislação Portuguesa.

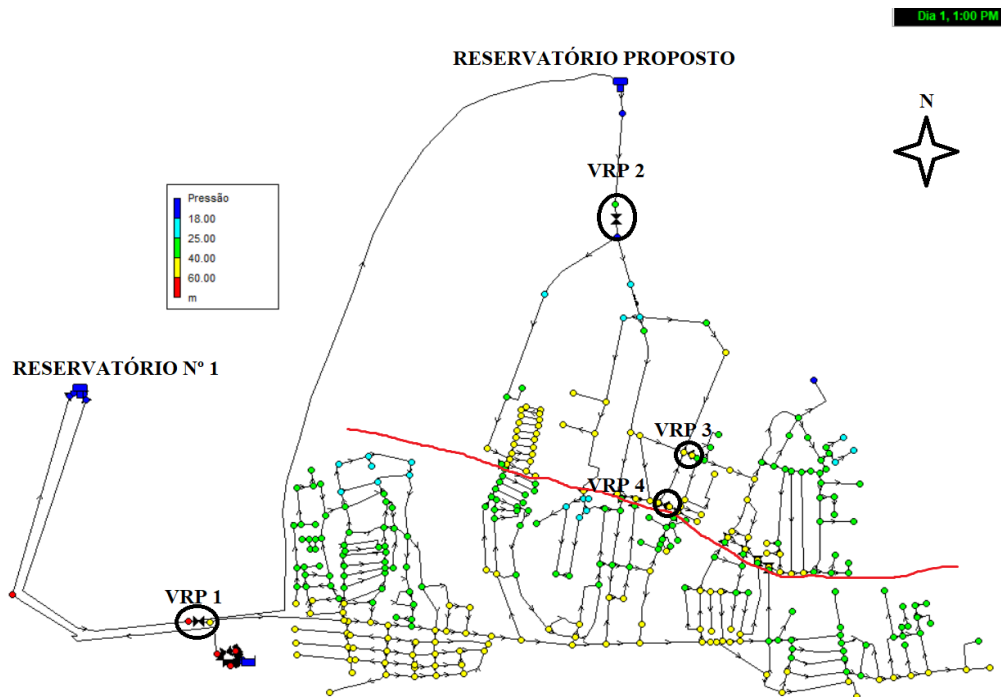


Figura 39. Pressões médias de serviço na rede de distribuição de água durante o mês de fevereiro.

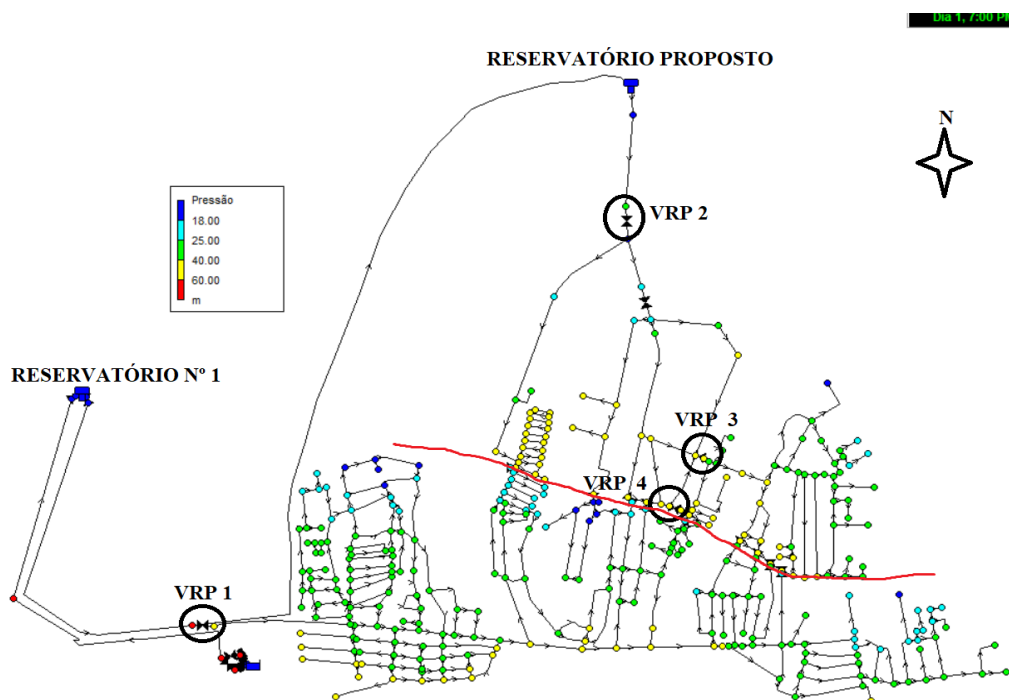


Figura 40 Pressões médias de serviço na rede de distribuição de água durante o mês de agosto.

Este cenário, e ao contrário dos anteriores, tem como objetivo aumentar a eficiência energética da entidade gestora, de modo a reduzir os custos de exploração e de manutenção das estações elevatórias. No que se refere à gestão da pressão, na Zona de Pressão 1 deverá manter-se a válvula redutora de pressão VRP1 e reduzir a pressão à saída para 4,5 bar. De modo a controlar as pressões na Zona de Pressão 2, foram introduzidas 3 VRPs. A VRP2 com pressão à saída de 1,2 bar e a VRP3 e VRP4 com 4 bar. A localização das VRPs está indicada na Figura 39 e 40.

### 3.4.3. Apresentação dos Resultados

---

No Quadro 24, apresenta-se a estimativa do consumo de água em cada ZMC, durante os meses de fevereiro e agosto – que corresponde às situações mais desfavoráveis no que diz respeito ao comportamento hidráulico do sistema. Verifica-se que de um modo geral a ZMC1 apresenta um maior consumo, em especial durante o mês de agosto. Esta situação deve-se, em parte, ao facto de ser uma zona essencialmente comercial e turística (onde se encontra o maior investimento turístico da cidade – Hotel Santo Antão *Art Risort*), bem como o “palco” daquela que é considerada por muitos a melhor festa de romaria de Cabo Verde – São João Baptista. Por outro lado, a ZMC5 é atualmente a zona da rede de distribuição de água com o menor consumo, no entanto a expansão da cidade não só para Norte como também a Este, dá a entender que nos próximos anos o consumo de água nesta zona da cidade possa vir a aumentar. É neste enquadramento que a setorização da rede de distribuição de água e a colocação de medidores de caudal à entrada de cada ZMC, pode vir a ser útil para um maior controlo dos consumos e, conseqüentemente, das perdas de água em cada zona da rede. Desta forma, será possível priorizar os investimentos a curto e a médio prazo, bem como melhorar os indicadores de desempenho da entidade gestora.

*Quadro 24. Consumo no mês de fevereiro e agosto, em cada ZMC*

<b>Consumo (l/s)</b>	<b>Fevereiro</b>	<b>Agosto</b>
<b>ZMC 1</b>	1,30	3,30
<b>ZMC 2</b>	0,71	1,60
<b>ZMC 3</b>	0,69	1,70
<b>ZMC 4</b>	0,56	1,30
<b>ZMC 5</b>	0,50	1,20

No que se refere à gestão da pressão (ver, Quadro 25), além da VRP1 à entrada do sistema (para o 1º e 2º Cenário), são propostas mais 5 VRPs, permitindo desta forma uniformizar as pressões de serviço ao longo da rede e reduzir o número de novas ruturas devido às pressões de serviço elevadas. No que se refere à VRP1, para o 1º Cenário a pressão a jusante da VRP poderá ser reduzida para 4,7 bar e no 2º Cenário para 5,5 bar (de modo a garantir pressão suficiente para abastecer o reservatório N°3). Para o 3º Cenário são propostas apenas 3 VRPs (além da VRP1 à entrada do sistema). Esta solução implica a construção de um reservatório à cota de 100 metros (ao invés de se utilizar o reservatório N°2), permitindo desta forma uma maior uniformização das pressões de serviço ao longo da Zona de Pressão 2.

**Quadro 25. Pressão a jusante das VRPs**

Cenários	Pressão a saída - bar					
	VRP 1	VRP 2	VRP 3	VRP 4	VRP 5	VRP 6
<b>1</b>	4,7	1	1,8	1,8	4	4
<b>2</b>	5,5	1,8	1,8	1,8	4	4
<b>3</b>	4,5	1,2	4	4	-	-

No Quadro 26, apresenta-se o resultado da análise da flutuação da pressão ao longo da rede de distribuição de água para cada ZMC, para os meses de fevereiro e agosto, utilizando a abordagem descrita em Gomes (2011):

$$PMM = \frac{\sum_{i=1}^{N_Z} (P_{Ni} * Z_i)}{\sum_{i=1}^{N_Z} Z_i}$$

onde: PMM – Pressão média mensal;  $P_{Ni}$  – Pressão de serviço durante o período de menor/maior consumo;  $Z_i$  - número de ramais na área de influência de cada zona de observação da pressão;  $N_Z$  - número de zonas de observação da pressão.

**Quadro 26. Pressão média de serviço para cada ZMC (m)**

Cenários	ZMC 1		ZMC 2		ZMC 3		ZMC 4		ZMC 5	
	Fev.	Ago.	Fev.	Ago.	Fev.	Ago.	Fev.	Ago.	Fev.	Ago.
<b>1</b>	37	31	37	30	40	33	42	41	37	37
<b>2</b>	44	32	43	28	45	32	40	40	33	33
<b>3</b>	35	29	35	28	37	31	43	43	33	32

De um modo geral o 1º e 2º Cenário permitiram um maior controlo da pressão de serviço ao longo da rede de distribuição de água. Tal como descrito anteriormente, para garantir o abastecimento de água ao reservatório N°3, modelou-se a pressão de serviço à saída da VRP1 com 5,5 bar. Verifica-se que nos períodos de menor consumo as pressões de

serviço ao longo da rede de distribuição de água são mais elevadas o que, de certa forma leva a concluir que uma VRP com pressão à saída modulada por tempo, seria o mais adequado para um maior controlo da pressão de serviço ao longo da rede.

Por fim, importa realçar que o trabalho aqui apresentado refere-se a um estudo prévio, com base na informação disponível, pelo que no futuro será necessário recolher informação que permita a validação de alguns dos resultados obtidos. Nomeadamente, no que se refere aos dados para a calibração do modelo de simulação hidráulica e para o estudo de viabilidade técnico-económica de cada um dos Cenários apresentados, para assim identificar qual dos Cenários propostos é o mais adequado.

**Avaliação da qualidade do serviço prestado no  
abastecimento de água na cidade de Porto Novo,  
Cabo Verde**

**Conclusão**

**Capítulo 4**



## 4. Conclusão

---

A água dessalinizada, como recurso hídrico, é a única solução viável para fazer frente às adversidades climáticas na cidade do Porto Novo, trazendo o conceito de continuidade do serviço e qualidade no abastecimento de água potável. Simultaneamente permitiu o alcance da meta traçada no PLENAS no que concerne à disponibilidade de 40 litros/habitante/dia de água potável, colocando a cidade em posição privilegiada no âmbito do alcance dos Objetivos de Desenvolvimento Sustentável (ODS). Sem embargo, existem desafios importantes no quadro do sistema de abastecimento de água potável, que se traduzem na melhoria do desempenho do serviço prestado pela entidade gestora, cuja análise e orientações se pretendem pôr em relevo no estudo aqui apresentado.

Em relação ao serviço de abastecimento de água na cidade de Porto Novo, há indícios claros de fragilidades do serviço prestado, mas que por ausência de informação validada dificulta a sua análise. A este respeito, e a título de exemplo, refira-se a necessidade de se desenvolver uma base de dados que, futuramente, permita a avaliação de um conjunto alargado de indicadores da qualidade do serviço prestado pela entidade gestora. Entre os indicadores de desempenho analisados, verifica-se que a percentagem de água não faturada apresenta valores não satisfatórios, que deverão ser abordados com mais rigor em estudos futuros. Além disso, e atendendo aos resultados da análise do modelo de simulação hidráulica, acredita-se que a gestão da pressão de serviço e a delimitação de ZMCs, venham a ter resultados promissores.

Entre os cenários estudados, a curto prazo o 2º Cenário tem vários benefícios, uma vez que o reservatório N°3 já se encontra construído e a água chega ao reservatório com pressões apropriadas. No entanto, o reservatório encontra-se degradado e carece de ser reabilitado. A médio prazo o 1º Cenário pode ser a solução porque vai permitir um maior controlo da pressão de serviço na rede de distribuição, uma vez que para abastecer o reservatório N°3, as pressões de serviço na rede embora estejam abaixo dos valores máximos admissíveis (tendo por base a legislação Portuguesa), ainda apresenta pressões elevadas na Zona de Pressão 1 (na casa dos 500 kPa). A longo prazo o 3º Cenário destaca-se como o mais promissor já que a sua implementação irá reduzir os consumos de energia elétrica, melhorando assim a eficiência energética global da entidade gestora. Pois, segundo o Plano Estratégico Nacional de Água e Saneamento, as empresas de dessalinização Cabo-verdianas

gastam em média 112,5 ECV/m em energia elétrica pelo que, o acréscimo de consumo de energia elétrica encarece os custos do fornecimento de água à população.

Por forma a fundamentar as conclusões aqui apresentadas, em trabalhos futuros deve-se procurar com maior rigor a validação da informação que serviu de base a este estudo, nomeadamente a calibração do modelo de simulação hidráulica, que poderá servir de base ao estudo de viabilidade técnico-económica das soluções propostas para setorização da rede de distribuição de água.



**Avaliação da qualidade do serviço prestado no  
abastecimento de água na cidade de Porto Novo,  
Cabo Verde**

**Bibliografia**

**Capítulo 5**

## 5. Bibliografia

---

- Alegre, Helena; Matos, Rafaela; Neves, Eduarda; Cardoso, Adriana; Duarte, P. (2013). Guia de avaliação da qualidade dos serviços de águas e resíduos prestados aos utilizadores - 2.<sup>a</sup> geração do sistema de avaliação. Série Guias Técnicos nº 19. Lisboa.
- Alegre, H., Coelho, S. T., Almeida, M. do C., Vieira, P. (2005). Controlo de perdas de água em sistemas públicos de adução e distribuição. Série Guias Técnicos nº 3.
- Alegre, H., Covas, D. (2010). Gestão patrimonial de infra-estruturas de abastecimento de água. Uma abordagem centrada na reabilitação. Série Guias Técnicos nº 16.
- Alegre, H., Hirner, W., Baptista, M. Jaime, Parena, R. (2004). Indicadores de desempenho para serviços de abastecimento de água. Série Guias Técnicos nº 1.
- Alley, W. M., Winter, T. C., Harvey, J. W., Franke, O. L. (1998). Ground water and surface water: A single resource. USGS Publications.
- Alves, Z. D. C. A. G. (2012). Modelação Hidráulica de Um Sistema de Distribuição de Água - Aplicação a Uma Zona de Castelo Branco. Instituto Politécnico de Castelo Branco.
- Angelakis, A. N. , Zheng, X. Y. (2015). Evolution of water supply, sanitation, wastewater, and stormwater technologies globally. *Water (Switzerland)*, 7(2), 455–463.
- Bertolo, E. D. J. (2006). Aproveitamento da água da chuva em edificações. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Botelho, A. J. da S. B. (2014). Modelação de custos associados aos sistemas de abastecimento de água. UNiversidade do Minho, Minho.
- Carvalho, J. J. (2010). Dimensionamento de condutas enterradas. Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- Cunha, C. E. R. da; (2007). Telegestão de uma rede de abastecimento de água e drenagem de águas residuais. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Decreto lei 23/95, Pub. L. No. Diário da República – Série I-B (1995). Aprova o Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e Drenagem de Águas Residuais.
- Epa. (2011). Drinking Water Treatment Plant Residuals. Management Technical Report. Summary of residuals generation, treatment and disposal at large community water systems.
- ERSAR. (2017). Qualidade dos serviços de águas e resíduos prestados aos utilizadores. Série Guias Técnicos nº 22. Lisboa.
- Farley, M. ; Wyeth, G. ; Ghazali, Z. B. M., Istandar, A., Singh, S. ; (2008). The Manager's Non-Revenue Water Handbook Handbook: A Guide to Understanding Water Loses. (N. V. Dijk, V. Raksakulthai, E. Kirkwood, Eds.).
- Frade, J. V., Lacasta, N., Mendes, P., Cardoso, P., Trindade, I., Newton, F., Brôco, N. (2015). PENSAR 2020 - Uma estratégia ao serviço da população: Serviço de qualidade a m preço sustentável (Vol. 2).
- Gomes, R. de J. (2011). Modelação matemática como ferramenta de gestão e exploração de sistemas de distribuição de água. Universidade de Coimbra.

- Gonçalves, R. M. P. (2013). *Evolução dos Sistemas de Abastecimento de Água e de Saneamento de Águas Residuais*. Universidade do Porto, Porto.
- Graça, V. F. (2015). *Plano de Gestão de Resíduos sólidos urbanos - Uma Proposta para a Cidade de Porto Novo , Ilha de Santo Antão , Cabo Verde*. Instituto superior de Agronomia, Lisboa.
- Harter, T. (2003). *Basic Concepts of Groundwater Hydrology*. ANR Publication 8083.
- Heath, R. C. (1983). *Basic Ground-Water Hydrology*. U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 2220.
- Henriques, J. ;, Palma, J. ;, & Ribeiro, Á. (2006). *Medição de caudal em sistemas de abastecimento de água e de saneamento de águas residuais urbanas*. Série Guias Técnicos nº 9.
- Hickey, H. E. (2008). *Water Supply Systems and Evaluation Methods*. U.S. Fire Administration.
- Hofmann, F. (2011). *Principles of Electromagnetic Flow Measurement*. Duisburg: KROHNE Messtechnik GmbH.
- Instituto Nacional de Estatística. (2015). *Anuário Estatístico de Cabo Verde*. Praia. Obtido de <http://www.ine.cv>
- Lambert, A., Charalambous, B., Fantozzi, M., Kovac, J., Rizzo, A., John, S. G. S. (2014). *14 Years Experience of using IWA Best Practice Water Balance and Water Loss Performance Indicators in Europe*, 1–31.
- Lambert, A., & Hirner, W. (2000). *Losses from water supply systems: Standard terminology and recommended performance measures*. IWA the blue pages, October(3), 1–13.
- Lima, D. M. S. (2013). *Contribuição para Evolução do Abastecimento de Água em Zonas Rurais da Ilha de Santiago , Cabo Verde*. Instituto Superior técnico, Lisboa.
- Lopes, E. J. B. (2013). *Gestão de Pressões em Redes de Distribuição de Água – Caso de Santa Maria da Feira*. Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- Makaya, E., Hensel, O. (2014). *Water Distribution Systems Efficiency Assessment Indicators–Concepts and Application*. International Journal of Science and Research (IJSR), 3(7), 219–228.
- Martins, T. J. C. (2014). *Sistemas de Abastecimento de Água para Consumo Humano – Desenvolvimento e Aplicação de Ferramenta Informática para a sua Gestão Integrada*. Instituto Politécnico de Bragança, Bragança.
- May, S. (2004). *Estudo da Viabilidade do Aproveitamento de Água de Chuva para Consumo Humano Não Potável em Edificações*. São Paulo.
- MCA-Cabo Verde II. (sem data). Obtido 28 de Julho de 2017, de <http://www.mca.cv>
- Mijares, F. J. A. (1989). *Fundamentos de Hidrología de Superficie*. (Grupo Noriega Editores, Ed.). México.
- Nestmann, F., Stelzer, C. (2007). *The importance of reservoirs for water supply and power generation - An overview*.
- Nunes, L., Fernandes, J., Parente, J., Almeida, P., Bettencourt, T. (2009). *Disponibilidade De Água Doce No Planeta*.

- Olaia, A. I. S. (2012). *Gestão de Sistemas de Abastecimento de Água através de Modelação Hidráulica*. Universidade Nova de Lisboa.
- Paluszczyszyn, D. (2015). *Advanced modelling and simulation of water distribution systems with discontinuous control elements*. DE Monntfort University - Leicester.
- Pereira, M. V. F. G. (2012). *Implementação e Monitorização de uma Zona de Medição e Controlo no Sistema de Abastecimento de Matosinhos*. Universidade do Porto - FEUP.
- Pimpão, T. C. (2012). *Contribuição para a minimização das perdas de águas no subsistemas em baixa da Nazaré*. Instituto Politécnico de Beja, Beja.
- PLENAS. Resolução nº 10/2015 de 20 de Fevereiro do Conselho de Ministros da Assembleia Nacional de Cabo Verde, Pub. L. No. Boletim Oficial: I Série, Nº 13, 476 (2015).
- Reinemann, D. J. (2004). *Water Supply and Distribution*, (February), 1–6.
- Ribeiro, T. de J. M. (2006). *Geologia Económica do Concelho do Tarrafal*. Instituto Superior de Educação, Praia.
- Rodrigo, C., Lopes, J. L., Saúde, M., Mendes, R., Casimiro, R. (2007). *Controlo operacional em Sistemas Públicos de Abastecimento de Água Aatoria*. Série Guias Técnicos nº 10. Lisboa.
- Rodrigues, J. M. F. (2012). *Construção de um sistema de indicadores de desempenho para empresas de abastecimento público de água para consumo*. Universidade do Porto - FEUP.
- Sá Marques, J. A. A., Sousa, J. J. de O. (2011). *Hidráulica Urbana – Sistemas de Abastecimento de Água e de Drenagem de Águas Residuais*. (Imprensa da Universidade de Coimbra, Ed.) (3ª Edição). Coimbra.
- Santos, A. A. M. (2013). *Análise custo/benefício do processo da dessalinização da água do mar*. Instituto Politécnico de Leiria, Leiria.
- Santos, A., Gomes, R., Sá Marques, A. (2014). *Evolução dos processos de dessalinização da água do mar para consumo humano na ilha do Sal, Cabo Verde*. Leiria.
- Simas, L., Gonçalves, P., Lopes, J., Alexandre, C. (2005). *Controlo da qualidade da água para consumo humano em sistemas de abastecimento*. Série Guias Técnicos nº 6. Lisboa.
- Teixeira, S. T., Loureiro, D., Alegre, H. (2006). *Modelação E Análise De Sistemas De Abastecimento De Água*. Série Guias Técnicos nº 4.
- The World Bank. (1993). *Water Resources Management: A World Bank Policy Paper* (p. 8). Washington, D. C.
- Trifunovic, N. (2008). *Introduction to Urban Water Distribution*. Taylor & Francis/Balkema. Leiden.
- Tundisi, J. G. (2008). *Recursos hídricos no futuro: Problemas e Soluções*. Estudos Avançados (Vol. 22(63)). São Carlos - SP.
- United Nations. (2010). *The human right to water and sanitation*. General Assembly.
- Vaz, L. C. P. (2015). *Aplicação de um modelo de simulação hidráulica num sub-bloco do Aproveitamento Hidroagrícola da Cova da Beira*.

Walski, T., Chase, D., Savic, D., Grayman, W., Beckwith, S., Koelle, E. (2003). *Advanced Water Distribution Modeling and Management* (1<sup>o</sup> Edition). Waterbury.

Zhe, X., Jie, Y., Huaqiang, C., Yaguang, K., Bishi, H. (2015). *Water distribution network modeling based on NARX*. IFAC-PapersOnLine (Vol. 48–11). Hangzhou: Elsevier Ltd.

**Avaliação da qualidade do serviço prestado no  
abastecimento de água na cidade de Porto Novo,  
Cabo Verde**

**Anexos**

**Capítulo 6**



## 6. ANEXOS

### 6.1. Anexo I – Indicadores de Desempenho

A acessibilidade física ao serviço foi calculada através do seguinte indicador:

$$AA01b = \left( \frac{dAA07b + dAA08b}{dAA09b} \right) * 100$$

onde:  $AA01b$  – Refere a percentagem do número total de alojamentos localizados na área de intervenção;  $dAA07b$  – Alojamentos com serviço efetivo (n.º);  $dAA08b$  – Alojamentos com serviço disponível não efetivo (n.º);  $dAA09b$  – Alojamentos existentes (n.º).

A cidade de Porto Novo, foi classificada quanto à tipologia da área de intervenção como sendo uma área mediantemente urbana, em função da densidade populacional (dados de 2010), representado no quadro 27.

*Quadro 27. Classificação da área de intervenção*

Tipologia da área de intervenção	Área Mediantemente Urbana
População Residente (Censo de 2010)	9310
Densidade populacional (Censo 2010) (hab/km2)	396
Qualificação da tipologia atribuída ao concelho	4

Tendo em conta a tipologia da área de intervenção a ERSAR definiu os seguintes valores de referência, para a acessibilidade física ao serviço em Portugal (em percentagem):

Qualidade do serviço boa	[90;100]
Qualidade do serviço mediana	[80;90[
Qualidade do serviço insatisfatória	[0;80[

A acessibilidade económica do serviço foi calculada através do seguinte indicador:

$$AA02b = \left( \frac{dAA52b}{dAA53b} \right) * 100$$

onde:  $AA02b$  – Peso do encargo médio com o serviço de abastecimento de água no rendimento médio disponível por agregado familiar na área de intervenção do sistema;  $dAA52b$  – Encargo médio com o serviço de abastecimento de água (CVE/ano);  $dAA53b$  – Rendimento médio disponível familiar (CVE/ano).

A ERSAR definiu os seguintes valores de referência para as entidades gestoras portuguesas, que prestam o serviço na vertente em baixa:

Qualidade do serviço boa	[0;0,5]
Qualidade do serviço mediana	[0,5;1,0[

Qualidade do serviço insatisfatória [1,0; ∞[.

A cobertura dos gastos totais foi calculada através do seguinte indicador:

$$AA06b = \left( \frac{dAA50b}{dAA51b} \right)$$

onde:  $AA06b$  – Rácio entre os rendimentos e ganhos totais e os gastos totais;  $dAA50b$  – Rendimentos e ganhos totais (CVE/ano);  $dAA51b$  – Gastos totais (CVE/ano).

A ERSAR definiu os seguintes valores de referência para as entidades gestoras portuguesas, que prestam o serviço na vertente em baixa:

Qualidade do serviço boa	[1,0;1,1]
Qualidade do serviço mediana	[0,9;1,0[
Qualidade do serviço insatisfatória	[0; 0,9[

A adesão ao serviço foi calculada através do seguinte indicador:

$$AA07b = \left( \frac{dAA07b}{dAA07b + dAA08b} \right) * 100$$

onde:  $AA07b$  – Percentagem do número total de alojamentos localizados na área de intervenção da entidade gestora para os quais as infraestruturas do serviço de distribuição de água estão disponíveis e têm serviço efetivo;  $dAA07b$  – Alojamentos com serviço efetivo (n.º);  $dAA08b$  – Alojamentos com serviço disponível não efetivo (n.º).

A ERSAR definiu os seguintes valores de referência para as entidades gestoras portuguesas, que prestam o serviço na vertente em baixa:

Qualidade do serviço boa	[95; 100]
Qualidade do serviço mediana	[90; 95[
Qualidade do serviço insatisfatória	[0; 90[

A água não faturado foi calculada através do seguinte indicador:

$$AA08b = \left( \frac{dAA17b}{dAA14b} \right) * 100$$

onde:  $AA08b$  – Percentagem de água entrada no sistema que não é faturada;  $dAA14b$  – Água entrada no sistema (m<sup>3</sup>/ano);  $dAA17b$  – Água não faturada (m<sup>3</sup>/ano);

A ERSAR definiu os seguintes valores de referência para as entidades gestoras portuguesas, que prestam o serviço na vertente em baixa:

Qualidade do serviço boa	[0; 20]
Qualidade do serviço mediana	[20; 30[
Qualidade do serviço insatisfatória	[30; 100[

A ocorrência de avarias em condutas foi calculada através do seguinte indicador:

$$AA11b = \left( \frac{dAA13b}{dAA30b} \right) * 100$$

Onde: *AA11b* – Ocorrência de avarias em condutas (nº/ (100 Km \*ano); *dAA13b* – Avarias em Condutas (nº/ano); *dAA30b* – Comprimento total de condutas (km).

A ERSAR definiu os seguintes valores de referência para as entidades gestoras portuguesas, que prestam o serviço na vertente em baixa:

Qualidade do serviço boa	[0;30]
Qualidade do serviço mediana	[30;60[
Qualidade do serviço insatisfatória	[60; ∞[.

A adequação dos recursos humanos foi calculada através do seguinte indicador:

$$AA12b = \left( \frac{dAA59b + dAA60b}{dAA33b} \right) * 1000$$

Onde: *AA12b* – Adequação dos recursos humanos (nº/1000 ramais); *dAA33b* – Ramais de ligação (nº); *dAA59b* – Pessoal afeto ao serviço de abastecimento de água (nº); *dAA60b* – pessoal em outsourcing afeto ao serviço de abastecimento de água (nº).

A ERSAR definiu os seguintes valores de referência para áreas de intervenção mediantemente urbanas as entidades gestoras portuguesas, que prestam o serviço na vertente em baixa:

Qualidade do serviço boa	[2;3,5]
Qualidade do serviço mediana	[1,5;2[ ou ]3,5;4,3]
Qualidade do serviço insatisfatória	[0;1,5[ ou ] 4,3; ∞[.

## 6.2. Anexo II – Pré-dimensionamento de Conduas Adutoras

---

- **Pré-dimensionamento de condutas adutoras elevatórias**

No que se refere ao pré-dimensionamento das condutas adutoras elevatórias, a altura manométrica foi calculada utilizando a terminologia definida por Quintela (2011): para fornecer a água até uma determinada altura, devemos fornecer ao líquido uma quantidade de energia que além de elevar o seu nível, também deve vencer as perdas de cargas encontradas no percurso. A altura manométrica ( $H_M$ ) será obtida adicionando à altura geométrica ( $h_e$ ) a perda de carga ( $\Delta H$ ), correspondente ao movimento da água dentro da tubagem, desde a bomba até ao reservatório a jusante:

$$H_M = h_e + \Delta H$$

O diâmetro económico poderá ser obtido através da equação da continuidade, tendo por base a velocidade mínima requerida e a velocidade máxima admissível, para o caudal de pré-dimensionamento. Através da lei de resistência é possível (posteriormente) estimar o valor global das perdas de carga.

- Equação da continuidade:  $Q = V * A = V * \frac{\pi * D^2}{4}$  ou seja  $D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V}}$
- Lei de resistência de Hazen-Williams:  $\Delta H = \frac{10,674 * L * Q^{1,852}}{C^{1,852} * D^{4,87}}$

onde:  $\Delta H$  – Perda de carga (m);  $Q$  – Caudal escoado ( $m^3/s$ );  $D$  – Diâmetro interno da conduta;  $C$  – coeficiente que depende das características da conduta;  $L$  – comprimento da conduta;  $V$  – velocidade do escoamento

- **Pré-dimensionamento de condutas adutoras gravíticas**

No que se refere ao pré-dimensionamento de condutas adutoras gravíticas, teve-se em consideração a energia disponível,  $H_{disp}$ , obtida pela diferença entre a energia na secção de montante,  $H_{mont}$ , e a energia na secção a jusante,  $H_{jus}$ .

$$H_{disp} = H_{mont} - H_{jus}$$

O diâmetro económico poderá ser obtido através da equação da continuidade, tendo por base a velocidade mínima requerida e a velocidade máxima admissível, para o caudal de pré-dimensionamento. Através da lei de resistência é possível (posteriormente) estimar o valor global das perdas de carga.

- Equação da continuidade:  $Q = V * A = V * \frac{\pi * D^2}{4}$  ou seja  $D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V}}$
- Lei de resistência de Hazen-Williams:  $\Delta H = \frac{10,674 * L * Q^{1,852}}{C^{1,852} * D^{4,87}}$

onde:  $\Delta H$  – Perda de carga (m);  $Q$  – Caudal escoado ( $m^3/s$ );  $D$  – Diâmetro interno da conduta;  $C$  – coeficiente que depende das características da conduta;  $L$  – comprimento da conduta;  $V$  – velocidade do escoamento

FIM

De Um Eterno Aprendiz.