



UNIVERSIDADE
E D U A R D O
MONDLANE

FACULDADE DE ENGENHARIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

MESTRADO EM HIDRÁULICA E RECURSOS HÍDRICOS

***MODELAÇÃO HIDRÁULICA DE UM SISTEMA DE ADUÇÃO PARA APOIO À
TOMADA DE DECISÃO***

ESTUDO DE CASO: SISTEMA DE ADUÇÃO DA VILA DE SONGO

Hélder René Eduardo Francisco

(MBA em Gestão de Projectos | Engenheiro Civil)

Maputo, Dezembro de 2023

UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO EM HIDRÁULICA E RECURSOS HÍDRICOS

***MODELAÇÃO HIDRÁULICA DE UM SISTEMA DE ADUÇÃO PARA APOIO À
TOMADA DE DECISÃO***

ESTUDO DE CASO: SISTEMA DE ADUÇÃO DA VILA DE SONGO

Hélder René Eduardo Francisco

Estudante nº 20125794

Dissertação de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Hidráulica e Recursos Hídricos da Universidade Eduardo Mondlane, como requisito parcial para a obtenção do grau de Mestre em Hidráulica e Recursos Hídricos.

Orientador: Prof. Doutor Jaime Palalane, Eng.

Maputo, Dezembro de 2023

DECLARAÇÃO DE HONRA

Declaro que esta dissertação nunca foi apresentada para a obtenção de qualquer grau ou num outro âmbito e que ela constitui o resultado do meu labor individual. Esta dissertação é apresentada em cumprimento parcial dos requisitos para a obtenção do grau de Mestre, da Universidade Eduardo Mondlane.



Hélder René Eduardo Francisco

(MBA em Gestão de Projectos | Engenheiro Civil)

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais Eduardo Francisco (em memória) e Efigénia António, vai o meu muito obrigado pelos ensinamentos e pelo dom da vida.

À minha esposa Lina Luís Amoda, vai o meu especial agradecimento pela companhia e compreensão, que é extensivo aos meus filhos Edrick Francisco e Emilyna Francisco, aos quais nem sempre foi possível acompanhá-los nas suas brincadeiras para dar lugar à presente dissertação.

Paralelamente, endereço o meu especial agradecimento ao Eng^o José Victor Patarra Vasco e Eng^o Jonas Manuel, colaboradores da Hidroeléctrica de Cahora Bassa, que com a sua sabedoria, sempre souberam partilhar as suas experiências vividas durante os seus pouco mais de trinta anos e 10 anos, respectivamente, na gestão do sistema de abastecimento de água à Songo.

Ao Prof. Doutor Jaime Palalane, vão os meus agradecimentos pela paciência e sabedoria demonstrados na orientação do desenvolvimento do presente trabalho.

Extensivos agradecimentos vão para toda a equipa de manutenção e operação do sistema de abastecimento de Água à Songo, pela sua colaboração durante o levantamento de dados.

ÍNDICE DO TEXTO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Relevância do tema	1
1.2	Objectivos	2
1.2.1	Objectivo geral	2
1.2.2	Objectivos específicos.....	2
1.3	Limitações do estudo.....	2
1.4	Estrutura da dissertação.....	3
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1	Conceitos gerais.....	4
2.2	Considerações sobre o caudal para o estudo de adutoras.....	6
2.2.1	Horizonte de projecto	6
2.2.2	População a abastecer.....	6
2.2.3	Necessidade de água.....	7
2.2.3.1	Consumos domésticos.....	8
2.2.3.2	Consumos públicos.....	9
2.2.3.3	Consumos comerciais.....	9
2.2.3.4	Consumos industriais e similares	9
2.2.3.5	Fugas e perdas	10
2.2.4	Período diário de adução	10
2.2.5	Factores de ponta	11
2.2.6	Caudal a transportar em adutoras	12
2.3	Considerações hidráulicas para o estudo de adutoras	14
2.3.1	Considerações gerais.....	14
2.3.2	Perdas de carga contínuas	15
2.3.3	Perdas de carga localizadas.....	19
2.3.4	Velocidade admissível.....	20
2.3.5	Considerações sobre adutoras por gravidade.....	21
2.3.6	Considerações sobre adutoras por recalque	21
2.4	Modelação hidráulica de sistemas de abastecimento de água	26
2.4.1	Considerações prévias.....	26
2.4.2	Campo de aplicação dos modelos hidráulicos	27
2.4.3	Escolha do programa informático de modelação.....	28
2.4.4	Descrição sumária do EPANET.....	29
2.4.5	Fases do desenvolvimento de modelos hidráulicos	31
2.5	Calibração de modelos de simulação hidráulica.....	33

3	MATERIAIS E MÉTODOS	38
3.1	Materiais	38
3.1.1	Descrição geral do objecto de estudo	38
3.1.2	Captação e adução de água bruta	39
3.1.3	Tratamento e adução de água tratada	40
3.1.4	Reserva e distribuição de água	42
3.1.5	Situação futura proposta no projecto de ampliação do SAA	43
3.1.5.1	<i>Adução e tratamento de água</i>	43
3.1.5.2	<i>Centros distribuidores e rede de distribuição</i>	44
3.2	Métodos	46
3.2.1	Planeamento do modelo	46
3.2.1.1	<i>Usos prioritários</i>	46
3.2.1.2	<i>Colecção de dados de base</i>	47
3.2.1.3	<i>Sistema de convenções</i>	48
3.2.2	Construção do modelo	50
3.2.2.1	<i>Captação e adução de água bruta</i>	51
3.2.2.2	<i>Adução de água tratada, EET1</i>	51
3.2.2.3	<i>Adução de água tratada, EET2</i>	53
3.2.2.4	<i>Centros distribuidores</i>	54
3.2.2.5	<i>Consumos</i>	56
3.2.2.6	<i>Controlos operacionais</i>	57
3.2.2.6.1	<i>Estação elevatória de água bruta - EEAB</i>	57
3.2.2.6.2	<i>Estação elevatória de água tratada 1 – EET1</i>	57
3.2.2.6.3	<i>Estação elevatória de água tratada 2 – EET2</i>	58
3.2.2.6.4	<i>Centros distribuidores</i>	58
3.2.3	Implementação da solução-base	58
3.2.3.1	<i>Opções hidráulicas para a simulação no Epanet</i>	58
3.2.3.2	<i>Curvas características das bombas</i>	59
3.2.4	Calibração do modelo	60
3.2.5	Exploração do modelo para a situação futura	62
3.2.5.1	<i>Esquema hidráulico do sistema de adução futuro</i>	62
3.2.5.2	<i>Curvas características das bombas</i>	63
3.2.5.3	<i>Padrão temporal de consumo</i>	64
3.2.5.4	<i>Consumo-base nas redes de distribuição</i>	65
3.2.5.5	<i>Controlos operacionais para a situação futura</i>	65
3.2.5.6	<i>Opções temporais para a simulação</i>	66
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO	67
4.1	Resultados da simulação	67

4.1.1	Solução-base.....	67
4.1.2	Análise de sensibilidade e calibração do modelo.....	70
4.1.3	Exploração do modelo para a situação futura.....	76
4.1.3.1	Cenário 1: Exploração do sistema de adução tendo como base o padrão de consumo na rede de distribuição adoptado para o projecto de ampliação.....	76
4.1.3.2	Cenário 2: Simulação da exploração considerando a interrupção da adução por 12 horas, entre as 7 horas e 19 horas.....	82
4.2	Discussão dos resultados.....	86
4.2.1	Desempenho da solução-base.....	86
4.2.2	Análise de sensibilidade e calibração do modelo.....	87
4.2.3	Desempenho hidráulico dos cenários futuros de exploração.....	87
5	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	89
5.1	Conclusões.....	89
5.2	Recomendações.....	90
6	BIBLIOGRAFIA.....	91

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1:	Factores de ponta.....	11
Tabela 2:	Fórmulas para o cálculo da perda de carga unitária.....	15
Tabela 3:	Variação da viscosidade cinemática da água com a temperatura.....	17
Tabela 4:	Valores de “k”; “CHW” e “Ks”.....	19
Tabela 5:	Elementos utilizados para a modelação de uma rede de transporte e distribuição de água.....	27
Tabela 6:	Fases de desenvolvimento de modelos de simulação de um sistema de abastecimento de água.....	32
Tabela 7:	Capacidade das bombas proposta no projecto de ampliação do SAA à Songo.....	44
Tabela 8:	Informação colectada para a modelação.....	48
Tabela 9:	Convenções adoptadas para os componentes físicos do sistema a modelar.....	48
Tabela 10:	Convenções adoptadas para os componentes não-físicos do sistema a modelar.....	49
Tabela 11:	Sistema de unidades considerado no EPANET.....	50
Tabela 12:	Capacidade dos reservatórios dos centros distribuidores.....	56
Tabela 13:	Características dos reservatórios dos centros distribuidores.....	56
Tabela 14:	Dados para a calibração estática.....	61
Tabela 15:	Características do decantador e dos reservatórios adicionais dos centros distribuidores.....	62
Tabela 16:	Nível inicial nos reservatórios.....	63

Tabela 17: Pressão nos nós de controlo do trecho EEAB – EET1 com a variação da rotação da bomba EEAB_B2	70
Tabela 18: Pressão no nó e caudal no trecho de controlo do percurso EET1 – EET2 com a variação do coeficiente de Hazen-Williams	71
Tabela 19: Pressão no nó e caudal no trecho de controlo do percurso EET1 – EET2 para diferentes coeficientes de Hazen-Williams e variação da velocidade de rotação da bomba EET1_B2	71
Tabela 20: Pressão no nó e caudal nos trechos de controlo do percurso EET2 – CD Norte com a variação da velocidade de rotação das bombas da EET2	72
Tabela 21: Ponto de funcionamento das bombas resultantes da simulação hidráulica	80

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Representação esquemática das condições hidráulicas de escoamento em condutas sob pressão	15
Figura 2: Esquema de adução gravítica	21
Figura 3: Determinação do diâmetro económico	22
Figura 4: Esquema de adução por recalque	25
Figura 5: Ambiente de trabalho do EPANET	29
Figura 6: Situações possíveis de ocorrer durante a calibração	36
Figura 7: Esquema da implantação do sistema de adução, cor-de-rosa e cor azul	39
Figura 8: Torre e passadiço da captação de água	40
Figura 9: Adutora de água bruta	40
Figura 10: Vista frontal da ETA	41
Figura 11: Disposição das bombas na ETA / EET1	41
Figura 12: Adutora de água tratada (EET1 - EET2)	41
Figura 13: Vista da EET2	42
Figura 14: Adutora para o CD Norte (esquerda) e CD Sul (direita)	42
Figura 15: CD Norte	43
Figura 16: CD Sul	43
Figura 17: Circuito hidráulico da EET2, reformulado	43
Figura 18: Localização proposta para os novos reservatórios do CD Norte	45
Figura 19: Padrão de consumo considerado no projecto de ampliação do SAA à Songo	46
Figura 20: Esquema hidráulico do sistema actual de adução de água de Songo	50
Figura 21: Esquema hidráulico da EEAB à EET1	51
Figura 22: Esquema hidráulico da EET1 para EET2	53

Figura 23: Esquema hidráulico da EET2 para os CD Norte e CD Sul	54
Figura 24: Esquema hidráulico da cota 825 m aos centros distribuidores	55
Figura 25: Curva característica da bomba 1 da EEAB (similar a curva da bomba 2 da EEAB).....	60
Figura 26: Curva característica da bomba 3 da EEAB	60
Figura 27: Curva característica da bomba 1 da EET1	60
Figura 28: Curva característica da bomba 2 da EET1 (similar a curva da bomba 3 da EET1 e das 3 bombas da EET2).....	60
Figura 29: Esquema hidráulico do sistema futuro de adução de água de Songo	62
Figura 30: Curva característica das bombas futuras da EEAB	64
Figura 31: Curva característica das bombas futuras da EET1	64
Figura 32: Curva característica da bomba da EET2 para alimentação a zona Norte	64
Figura 33: Curva característica da bomba da EET2 para alimentação a zona Sul e bomba de reserva	64
Figura 34: Padrão temporal de consumo futuro, zona Norte e Sul	65
Figura 35: Controlos operacionais para a exploração – cenário 1	66
Figura 36: Padrão de funcionamento das bombas contemplando a paragem das 7 às 19 horas	66
Figura 37: Isolinhas das cotas no traçado em planta da adutora	67
Figura 38: Relatório do caudal para a solução-base estática.....	68
Figura 39: Relatório da pressão para a solução-base estática	68
Figura 40: Isolinhas da pressão no traçado em planta da adutora, para a solução-base.....	69
Figura 41: Solução-base estática. Correlação do caudal.....	69
Figura 42: Solução-base estática. Comparação gráfica do caudal	69
Figura 43: Solução-base estática. Correlação da pressão	69
Figura 44: Solução-base estática. Comparação gráfica da pressão.....	69
Figura 45: Isolinhas da pressão no traçado em planta da adutora após a calibração estática.....	73
Figura 46: Relatório da calibração estática do caudal.....	73
Figura 47: Relatório da calibração estática da pressão	73
Figura 48: Calibração estática. Correlação do caudal.....	74
Figura 49: Calibração estática. Comparação gráfica do caudal	74
Figura 50: Calibração estática. Correlação da pressão	74
Figura 51: Calibração estática. Comparação gráfica da pressão.....	74
Figura 52: Velocidades na tubagem após a calibração estática	75
Figura 53: Nível de água nos CD Norte e CD Sul	77
Figura 54: Caudais fornecidos pelos CD Norte e CD Sul às respectivas redes de distribuição, com défice	77

Figura 55: Nível de água nos CD Norte e CD Sul para satisfazer a demanda (após incremento no nível mínimo de exploração em 10% da amplitude de variação do nível)	78
Figura 56: Caudais fornecidos pelos CD Norte e CD Sul às respectivas redes de distribuição (após incremento no nível mínimo de exploração em 10% da amplitude de variação do nível)	78
Figura 57: Nível de água nos CD Norte e CD Sul para satisfazer a demanda (após incremento no nível mínimo de exploração em 20% da amplitude de variação)	79
Figura 58: Caudais fornecidos pelos CD Norte e CD Sul às respectivas redes de distribuição (após incremento no nível mínimo de exploração em 20% da amplitude de variação)	79
Figura 59: Caudais debitados pelas bombas das estações elevatórias	80
Figura 60: Alturas manométricas das bombas das estações elevatórias	80
Figura 61: Velocidade de escoamento nas tubagens – cenário 1	81
Figura 62: Velocidade de escoamento nas principais tubagens – cenário 1	82
Figura 63: Perda de carga unitária nas tubagens – cenário 1	82
Figura 64: Períodos de funcionamento das bombas	83
Figura 65: Nível de água nos CD Norte e Sul com a interrupção da adução	84
Figura 66: Caudal fornecido às redes de distribuição Norte e Sul na situação de interrupção da adução	84
Figura 67: Nível de água nos CD Norte e Sul com a interrupção da adução e início de operação no pleno armazenamento	85
Figura 68: Caudal fornecido às redes de distribuição Norte e Sul na situação de interrupção da adução e início de operação no pleno armazenamento	85

LISTA DE ANEXOS

- Anexo 1:** Horizontes de projecto em obras de saneamento básico
- Anexo 2:** Diagrama de Moody
- Anexo 3:** Valores de referência para coeficientes de perdas de carga singulares

LISTA DE APÊNDICES

- Apêndice 1:** Estimativa da população
- Apêndice 2:** Consumos comerciais, industriais e assimiláveis
- Apêndice 3:** Escolha do programa informático de modelação
- Apêndice 4:** Características dos componentes do modelo
- Apêndice 5:** Circuito hidráulico do sistema de abastecimento de água à Songo
- Apêndice 6:** Detalhes das características físicas de entrada no modelo

RESUMO

Os sistemas de abastecimento de água visam satisfazer a demanda da população em quantidade e qualidade, e são concebidos para horizontes entre 20 e 50 anos. Alguns dos seus componentes atingem o limite de vida útil antes desse período, obrigando a uma instalação faseada e acompanhando a demanda. No limite da vida útil, estes apresentam diversas anomalias, como rompimentos na tubagem e fugas de água ou défice no fornecimento de água nas áreas em expansão. O sistema de abastecimento de água à Songo, construído na década 70, espelha-se nesse retrato e para remediar as anomalias, de 2011 a 2012 beneficiou de um estudo que resultou em propostas de intervenções. Uma das principais propostas consistiu na ampliação da capacidade de adução, de 500 m³/h para 720 m³/h, de modo a atender a demanda de 63.000 habitantes no horizonte do projecto, ano 2051. Contudo, no projecto de detalhe, a definição das soluções para o sistema de adução não foi acompanhada da modelação dinâmica do comportamento hidráulico para auxiliar a entidade gestora nas suas operações. Para suprir esse défice, desenvolveu-se o presente estudo que visa avaliar o comportamento hidráulico da operação do sistema de adução face ao incremento da demanda, usando o *software* de modelação hidráulica Epanet 2.2. A calibração do modelo revelou-se satisfatória em 100% no caudal e na pressão, e simulação da exploração futura, considerando funcionamento normal e interrupção por 12 horas indicou, para a primeira situação, necessidade de garantir-se uma reserva inicial mínima de 25% da capacidade útil no centro distribuidor Norte e de 42% no centro distribuidor Sul, em cada dia de operação, nos meses de maior procura, e para a segunda situação, não se espera satisfazer integralmente a demanda de projecto, independentemente do volume inicial nos reservatórios dos centros distribuidores.

Palavras-chave: Vila de Songo; Abastecimento de Água; Sistema de Adução; Modelação Hidráulica; Calibração Hidráulica; Epanet.

ABSTRACT

The water supply systems aim to satisfy the population's demand in terms of quantity and quality, and are designed for horizons between 20 and 50 years. Some of its components reach their useful life limit before that period, forcing a phased installation and keeping up with demand. At the limit of their useful life, they present various anomalies, such as ruptures in the pipes and water leaks or deficits in water supply to the expanding areas. Songo's water supply system, built in the decade 70, is in this situation and to remedy the anomalies, from 2011 to 2012 it benefited with study that proposed solutions for interventions. One of the main proposals was the increasing of intake capacity, from 500 m³/h to 720 m³/h, in order to meet the 63,000 inhabitants demand in the horizon, year 2051. However, in the detailed project, the definition of solutions for the water transmission main was not followed by the development of hydrodynamic model to assist the managing entity in its operations. To fill this deficit, was developed the present study which aims to evaluate the hydraulic behavior of the operation of the transmission main derived from increase in demand, using the Epanet 2.2 software. The calibration of the model proved to be 100% satisfactory in terms of flow and pressure, and simulation of future exploration, considering normal operation and interruption for 12 hours, indicated, for the first case, that will be necessary to guarantee at least in the North and South distribution centers, 25% and 42% of its useful capacity on each day of operation, in the months of greatest demand, and for the second case, it is not expected to fully satisfy the project demand, regardless of the initial storage in the distribution centers.

Keywords: Songo Village, Water supply; Water Transmission Main; Hydraulic Modelling; Hydraulic Calibration; Epanet.

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
A	Área da secção de escoamento
C	Consumo médio per capita de água ou custo de energia
C_d	Coefficiente de descarga
C_{HW}	Coefficiente de rugosidade de Hazen-Williams
D	Diâmetro interno da tubagem
E	Energia consumida anualmente
E_i	Valor estimado
f	Factor de resistência ou de Darcy-Weisbach
FA, FB	Variáveis de interpolação cúbica do ábaco de Moody
FO	Função objectivo
f_{pD}	Factor de ponta diário
f_{ph}	Factor de ponta horário
f_{pi}	Factor de ponta instantâneo
f_{pM}	Factor de ponta mensal
$f_{pD,pop}$; $f_{pD,oc}$	Factor de ponta diário para o consumo doméstico e para outros consumos
$f_{pM,pop}$; $f_{pM,oc}$	Factor de ponta mensal para o consumo doméstico e para outros consumos
g	Aceleração de gravidade
H	Energia ou carga total por unidade de peso
H_m	Altura manométrica da bomba
H_g	Altura geométrica
J	Perda de carga unitária
k	Rugosidade absoluta
K_B	Coefficiente de Bresse
K_L	Coefficiente de perda de carga localizada
K_s	Coefficiente de rugosidade de Gauckler – Manning – Strickler
L	Comprimento da tubagem
N	Velocidade de rotação da bomba
NA	Nível de água

Símbolo	Significado
O_i	Valor observado
P	População a abastecer ou pressão
Pot	Potência do conjunto motor-bomba
p/γ	Carga ou energia potencial de pressão
Q	Caudal
Q_i	Caudal máximo instantâneo do ano
Q_{maD}	Caudal médio diário do ano
Q_{maH}	Caudal médio horário do ano
Q_{mai}	Caudal médio instantâneo do ano
Q_{maM}	Caudal médio mensal do ano
Q_{mD}	Caudal médio do dia de maior consumo do ano
Q_{mH}	Caudal médio da hora de maior consumo do ano
Q_{mM}	Caudal médio do mês de maior consumo do ano
R	Raio hidráulico ou variáveis de interpolação cúbica do ábaco de Moody
Re	Número de Reynolds
t	Tempo ou taxa de actualização
U	Velocidade média do escoamento
V	Velocidade económica de escoamento na adutora
V_{oc}	Volume médio diário de outros tipos de consumo (público, comercial e industrial)
V_p	Volume diário de perdas de água
X1, X2, X3, X3	Variáveis de interpolação cúbica do ábaco de Moody
Y2, Y3	Variáveis de interpolação cúbica do ábaco de Moody
Z	Carga ou energia potencial de posição
α	Relação entre o número de horas de funcionamento diário e o total de horas do dia
β	Expoente de emissão
γ	Peso volúmico da água
ΔH	Perda de carga total
ΔH_c	Perda de carga contínua
ΔH_L	Perda de carga localizada
η	Rendimento do conjunto motor-bomba

Símbolo	Significado
μ	Viscosidade dinâmica do fluído
ν	Viscosidade cinemática do fluído
ρ	Densidade do fluído

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E ACRÓNIMOS

Abreviatura	Significado
ALB	Captação na albufeira
CAD	Computer aided document
CD	Centro distribuidor
CV	<i>Check valve</i> (válvula de retenção)
DDA	<i>Demand driven analysis</i>
DEC	Decantador
DN	Diâmetro nominal
EEAB	Estação elevatória de água bruta
EE T1; EE T2	Estação elevatória de Água Tratada 1 e 2
ETA	Estação de tratamento de água
HCB	Hidroeléctrica de Cahora Bassa
MS Excel	<i>Microsoft Excel</i>
N-00	Referência do nó
NC-ZN; NC-ZS	Nó de consumo da zona Norte / Sul
NHA	Número de horas de adução
N_{HBD}	Número médio de horas de bombagem diária
PDA	<i>Pressure driven analysis</i>
Pdf	<i>Portable document format</i>
PEAD	Polietileno de alta densidade
PFB	Padrão temporal de funcionamento das bombas
PTC	Padrões temporais de consumo
PVC	Policloreto de vinilo
RNF	Reservatório de nível fixo
RNV	Reservatório de nível variável

Abreviatura	Significado
RZN	Reservatório do centro distribuidor da zona Norte
RZS	Reservatório do centro distribuidor da zona Sul
R_Cota400	Reservatório de aspiração das bombas da EET1
R_Cota600	Reservatório de aspiração das bombas da EET2
SAA	Sistema de abastecimento de água
SCADA	<i>Supervisory Control and Data Acquisition</i>
SIG	Sistema de informação geográfica
T-00	Referência de tubagem
VCP	Válvula de controlo de pressão
VRC	Válvula de regulação de caudal
VS	Válvula de seccionamento

1 INTRODUÇÃO

1.1 Relevância do tema

Os sistemas de abastecimento de água têm como uma das suas principais finalidades a satisfação das necessidades de consumo da população, em quantidade e qualidade, pela sua importância na contribuição da salvaguarda das condições de saúde pública e no desenvolvimento industrial (Tsutiya, 2006).

Geralmente, estes sistemas são concebidos para horizonte temporal de 20 a 50 anos (Ravelo, 1997; Tsutiya, 2006; Sá Marques e Sousa, 2009), sendo comum adoptar períodos de 20 anos (Ravelo, 1997; Tsutiya, 2006). No entanto, alguns componentes do sistema de abastecimento de água podem ser concebidos para que a sua construção ou instalação seja faseada (horizontes menores), acompanhando o aumento da demanda (Ravelo, 1997).

Concorre também para o faseamento da instalação de alguns componentes do sistema o facto de que após alguns anos de funcionamento ou no fim da sua vida útil, comecem a identificar-se algumas deficiências, sendo que as maiores estão associadas a roptura e fugas de água devido a deterioração da tubagem ou falta de abastecimento de áreas urbanas com rápido e desordenado crescimento (Tsutiya, 2006).

Deste modo, para aglomerados populacionais com esta natureza de deficiência, Tsutiya (2006) remete para a necessidade de reabilitar as redes de transporte e distribuição de água mais antigas, assim como construir e ampliar os sistemas de abastecimento de água para satisfazer as novas demandas.

Seguindo esta abordagem, o sistema de abastecimento de água à Vila de Songo foi objecto de estudo em 2011, para a definição da solução das intervenções a efectuar, por forma a fazer face a novas demandas de água devido ao crescimento populacional e urbano. Contudo, constatou-se que no projecto de detalhe, a definição das soluções para o sistema de adução não foi acompanhada da modelação dinâmica do comportamento hidráulico do sistema de adução, quer para a situação actual, quer para a situação futura, por forma a auxiliar a entidade gestora nas suas operações através de uma rápida e eficaz análise de sensibilidade, sem interferir com o sistema em causa ou sujeitá-lo a modos de operação desconhecidos.

Neste sentido, o presente trabalho visa desenvolver, calibrar e validar um modelo hidráulico do sistema de adução, para avaliar o seu comportamento dinâmico face a diferentes cenários futuros de exploração. Com o modelo desenvolvido, espera-se que este venha auxiliar a

entidade gestora nas suas operações, ou permitir avaliar o comportamento hidráulico do sistema com a efectivação de algum tipo de manobra, para apoio à tomada decisão.

1.2 Objectivos

1.2.1 Objectivo geral

Avaliar o desempenho hidráulico da exploração do sistema de adução face ao incremento da demanda no Sistema de Abastecimento de Água à Vila de Songo para apoio à tomada de decisão.

1.2.2 Objectivos específicos

Constituem objectivos específicos do trabalho, os seguintes:

- Conceber e desenvolver o modelo hidráulico do sistema de adução da Vila de Songo;
- Calibrar e validar o modelo hidráulico face ao cenário actual de consumo e de exploração do sistema de adução da Vila de Songo; e,
- Avaliar o desempenho hidráulico do sistema de adução de Songo para diferentes cenários de exploração futura, face a evolução da demanda de água e cenários especiais de restrições para apoio à tomada de decisão.

1.3 Limitações do estudo

Constituiu limitação para o estudo a impossibilidade de obtenção de registos contínuos das variáveis hidráulicas de interesse para a calibração do modelo, como o caudal e a pressão ou altura de água nos reservatórios que compõe o sistema, derivado da restrição nos formatos e tipo de informação extraída nos relatórios de operação, embora o sistema de telegestão existente permita visualizar essa informação temporal.

A limitação de disponibilidade de recursos humanos e frequentes interrupção na comunicação do sistema de telegestão não permitiu recolher dados de calibração para diferentes instantes de operação do sistema adutor. Paralelamente, não permitiu dispor de dados para a validação do modelo.

A não disponibilidade de registos contínuos de caudais, pressão e níveis de água nos reservatórios não permitiu validar as regras operacionais de arranque e paragem das bombas em todas as estações elevatórias, bem como os comandos para a distribuição de água pela rede.

1.4 Estrutura da dissertação

A presente dissertação é composta por 5 capítulos, nomeadamente: introdução, revisão bibliográfica, materiais e métodos, resultados e discussão, e conclusões e recomendações. Em cada um dos capítulos é apresentada a seguinte informação:

Capítulo 1: Introdução – é apresentada a relevância do tema, que inclui a contextualização, problemática e caminhos propostos para a resolução do problema, bem como a identificação clara do objectivo geral e específicos, para além da apresentação das limitações do estudo;

Capítulo 2: Revisão bibliográfica – é apresentada a revisão da bibliografia de base para o dimensionamento hidráulico, modelação e calibração de adutoras;

Capítulo 3: Materiais e Métodos – é descrito e caracterizado de forma detalhada o objecto de estudo (Sistema de Adução da Vila de Songo), e é descrita a metodologia adoptada para o estudo. Neste capítulo são apresentados os cenários de modelação, a metodologia adoptada para a colecta de dados, as convenções adoptadas para os diferentes componentes do sistema de adução, a metodologia adoptada para a construção e calibração do modelo no Epanet, bem como a definição das condições futuras para a simulação hidráulica;

Capítulo 4: Resultados e discussão – são apresentados e discutidos os resultados da modelação de cada cenário proposto. Este processo inicia-se com a modelação da solução-base, seguido da análise de sensibilidade e calibração do modelo, e que termina com a aplicação do modelo calibrado para a situação futura, e,

Capítulo 5: Conclusões e recomendações – são apresentadas as principais conclusões resultantes da modelação dos cenários considerados na dissertação, aplicando a metodologia proposta, e as principais recomendações de carácter operacional bem como investigativo para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Conceitos gerais

Entende-se por sistema de abastecimento de água, o conjunto de equipamentos, obras e serviços voltados para o fornecimento de água a comunidades, para fins de consumo doméstico, industrial, comercial e público, em quantidade e qualidade suficientes. No geral, são compostos por unidades de captação, tratamento, sistema de adução, reservatórios, rede de distribuição e ligações prediais (Gomes, 2004 *apud* Costa, 2005).

O sistema de adução é a parte do sistema de abastecimento de água que engloba o conjunto de canalizações (adutoras), obras de arte, acessórios e equipamentos, destinados a transportar água desde a captação às unidades ou pontos que precedem a rede de distribuição (Valdez, 1994; Ravelo, 1997).

As adutoras podem ser classificadas quanto a natureza da água transportada, em: adutoras de água bruta e adutoras de água tratada; e quanto a energia para a movimentação da água, em: adutoras por gravidade, por recalque ou mistas (Paixão, 1999; Azevedo Netto *et al.*, 2002 e Tsutiya, 2006):

- **Adutoras de água bruta**, quando se destinam ao transporte de água sem tratamento;
- **Adutoras de água tratada**, quando se destinam ao transporte de água que já tenha passado por algum tratamento;
- **Adutoras por gravidade**, quando transportam água de uma cota mais elevada para a mais baixa, sob acção da gravidade, podendo ser com escoamento em superfície livre e/ou em pressão;
- **Adutoras por recalque**, quando transportam água de um ponto para outro de cota mais elevada, sob pressão superior à pressão atmosférica, com recurso a estações elevatórias, e,
- **Adutoras mistas**, as compostas de trechos por recalque e trechos por gravidade.

O projecto de uma adutora pressupõe a análise das condições de traçado em planta e em perfil longitudinal, tendo em consideração as características topográficas locais, e respeitando a critérios de ordem técnica e económica. Na avaliação económica é necessário ter em consideração os custos de primeiro investimento, assim como custos de exploração. Deste

modo, observa-se que nem sempre o traçado mais curto corresponde ao menor custo de investimento total.

Dentre os critérios a satisfazer no projecto de uma adutora, destacam-se os seguintes (Cary, 1991; Decreto nº 30/2003; Sá Marques e Sousa, 2009):

- Implantar as condutas, sempre que possível, ao longo de caminhos públicos, de forma a evitar o atravessamento de terrenos privados, a facilitar a sua construção e manutenção e também a aproveitar as obras de arte existentes, evitando-se assim a construção de novas infraestruturas de acesso e atravessamento de cursos de água;
- Evitar implantar as condutas em terrenos pantanosos, rochosos, zonas arborizadas com espécies de raiz fasciculada (eucaliptos, choupos, etc.) ou terrenos agressivos (sujeitos a contaminações), visto que estes poderão provocar, a curto prazo, danos na tubagem ou contaminação da água;
- Respeitar as inclinações mínimas de 3‰ em troços ascendentes e de 5‰ em troços descendentes, sem nunca executar troços horizontais. No caso de perfil do terreno ser horizontal, a adutora deve apresentar alternadamente perfis descendentes e ascendentes;
- Optar por um traçado em perfil longitudinal o mais regular possível, que implica menos acessórios, em detrimento, em alguns casos, de um acompanhamento do terreno natural, embora possa resultar em volumes de escavação consideráveis;
- Assegurar a amarração da tubagem a maciços de ancoragem sempre que a inclinação, em perfil longitudinal, for superior a 20%;
- Assegurar o recobrimento mínimo de 1 metro na implantação das tubagens;
- Ter a possibilidade de reduzir as pressões ao longo da conduta, através da análise e escolha cuidadosa do traçado em perfil longitudinal, de acordo com a topografia local, permitindo a utilização de condutas com características mecânicas inferiores e, conseqüentemente, de custos inferiores; e,
- Optar por um traçado que garanta a manutenção da linha piezométrica sempre acima da conduta, de modo a evitar pressões negativas e a instalação de dispositivos especiais de protecção.

Por sua vez, a escolha do material da tubagem a usar nas adutoras resulta da ponderação de factores técnicos, sanitários e económicos, com destaque para a vida útil; resistência às pressões interna e externa; resistência à corrosão tanto interior como exterior; rugosidade do tubo; gama

normalizada de diâmetros existentes no mercado e seu custo; disponibilidade do material no mercado; experiência adquirida na sua aplicação, como garantia do seu comportamento; maior ou menor facilidade de transporte, manuseamento e montagem, e facilidade de reparação ou ligações futuras (Sá Marques e Sousa, 2009; Mariano, 2014).

2.2 Considerações sobre o caudal para o estudo de adutoras

O caudal para o estudo das adutoras é dependente da definição do horizonte de projecto, população a abastecer, capitação e período diário de adução.

2.2.1 Horizonte de projecto

O horizonte de projecto é definido tendo em consideração que não é técnica e nem economicamente viável ir aumentando a capacidade do sistema de abastecimento de água de modo a acompanhar o crescimento da demanda. Nesse sentido, torna-se necessário projectar as obras com capacidade suficiente para satisfazerem a evolução da procura de água ao longo do tempo, baseando-se num compromisso entre um período tão longo quanto possível e a disponibilidade de capital para suportar o custo das obras a executar, sem se esquecer que quanto maiores são, mais onerosas se tornam (Sá Marques e Sousa, 2009).

Como referência e tendo em consideração factores como a vida útil dos diferentes componentes da obra, quer estruturais, quer de equipamento; custo da obra; flexibilidade na ampliação do sistema, e custo da energia eléctrica, em sistemas de abastecimento de água, adoptam-se horizontes de projecto entre 20 e 50 anos (Ravelo, 1997; Tsutiya, 2006; Sá Marques e Sousa, 2009), sendo comum adoptar períodos de 20 anos (Ravelo, 1997; Tsutiya, 2006). Em órgãos específicos do sistema de abastecimento de água podem ser adoptados horizontes inferiores, atendendo o período de vida útil de cada (Anexo I).

2.2.2 População a abastecer

A população a abastecer de água pode ser permanente e/ou flutuante. No que diz respeito a população permanente, diversos são os métodos propostos para a sua estimativa (Apêndice I), podendo destacar-se os seguintes (Sousa, 2001; Tsutiya, 2006; Sá Marques e Sousa, 2009):

- Métodos das componentes demográficas;

- Métodos matemáticos (os que seguem o crescimento aritmético, crescimento geométrico e curva logística), e
- Métodos de extrapolação gráfica.

Os métodos matemáticos têm sido, na actualidade, frequentemente usados, em detrimento dos métodos das componentes demográficas e do método de extrapolação gráfica, por necessitar dados de fácil obtenção e não ficar condicionado ao bom senso do projectista. Deste modo, é possível obter, com relativa facilidade, uma solução unívoca da projecção demográfica (Sá Marques e Sousa, 2009).

A população flutuante é a que se estabelece nas comunidades por curto período, que pode ser motivada pelo turismo, peregrinação religiosa, aspectos económicos, entre outros. A sua avaliação pode ser feita a partir das informações do último censo demográfico e registos existentes, e esta parcela deve ser adicionada à população permanente ou residente na área em estudo, para posterior estimativa da demanda.

2.2.3 Necessidade de água

A necessidade *per capita* de água ou capitação é uma grandeza dinâmica que depende de vários factores, como o clima; a qualidade e o custo da água distribuída; a dimensão do aglomerado populacional; o nível económico e cultural da população; a existência ou não de indústria e comércio; as características das construções existentes, e o estado do sistema de abastecimento de água (Sá Marques e Sousa, 2009).

A globalidade da água consumida por uma comunidade é classificada em várias categorias, de acordo com a finalidade, em (Tsutiya, 2006; Sá Marques e Sousa, 2009):

- Consumos domésticos;
- Consumos públicos;
- Consumos comerciais;
- Consumos industriais;
- Combate a incêndios, e
- Fugas e perdas.

A categoria de consumos domésticos é mais homogénea, apresentando uma variabilidade relativamente pequena quando comparada as categorias comercial e industrial, que são mais heterogéneas, ocorrendo desde pequenos consumidores de água como bares, padarias e

pequenas indústrias artesanais, até grandes consumidores de água como indústrias de bebida, transformadoras de papel e aço (Tsutiya, 2006; Sá Marques e Sousa, 2009).

Os volumes utilizados para o combate a incêndios tornam-se insignificantes quando comparados com as restantes categorias, sendo frequentemente desprezados, devido a baixa probabilidade de ocorrência e a duração dos incêndios, apesar de os caudais instantâneos utilizados tomarem valores bastante elevados (Sá Marques e Sousa, 2009).

2.2.3.1 Consumos domésticos

Os consumos domésticos de água correspondem a sua utilização residencial para a satisfação das necessidades dos habitantes, que pode ser para beber, higiene pessoal, preparação de alimentos, lavagem de roupa, lavagem de utensílios domésticos, limpeza em geral, rega de jardins, entre outras possíveis utilizações.

Para o estabelecimento da quantidade de água para satisfazer os consumos domésticos, devem avaliar-se alguns aspectos como o número de habitantes, o respectivo consumo unitário ou capitação, bem como a sua evolução no tempo. As capitações são obtidas preferencialmente através dos registos da entidade responsável pelo serviço de distribuição pública de água dos sistemas existentes (Sá Marques e Sousa, 2009).

Em caso de inexistência de registos nos sistemas existentes ou quando esses não são fidedignos, pode recorrer-se a várias bibliografias da especialidade que recomendam valores de referência para as capitações, resultantes de estudos desenvolvidos em diferentes realidades a nível mundial. Entretanto, para o caso de Moçambique, o Decreto nº 30/2003 de 1 de Julho, que aprova o Regulamento dos Sistemas Públicos de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais, no seu artigo 14º, recomenda os seguintes valores mínimos em função do tipo de serviço e população a abastecer:

- 30 l/hab/dia em áreas abastecidas por fontanários;
- 50 l/hab/dia em áreas com torneiras de quintal;
- 80 l/hab/dia em áreas até 2000 habitantes com abastecimento domiciliário e distribuição predial;
- 125 l/hab/dia em áreas com mais de 2000 habitantes com abastecimento domiciliário e distribuição predial.

Deste modo, com base nas capitações e da população, por multiplicação, obtêm-se o volume médio diário necessário para a satisfação dos consumos domésticos.

2.2.3.2 Consumos públicos

Consideram-se consumos públicos os destinados a satisfazer as necessidades da população, mas não equiparáveis a consumos domésticos. Estes consumos servem, a título de exemplo, para a rega de parques e jardins públicos; limpeza de colectores; lavagem de arruamentos e passeios, bebedouros, fontes ornamentais, piscinas públicas, edifícios e sanitários de uso público (Tsutiya, 2006).

Não se consideram serviços públicos, para efeitos de avaliação da demanda, os relativos a estabelecimentos de saúde, ensino, militares, prisionais, turismo, bombeiros e instalações desportivas, devendo estes ser assimilados a consumos industriais e avaliados de acordo com as suas características (Decreto nº 30/2003).

Em Paixão (1999) e Sá Marques e Sousa (2009), citando a regulamentação portuguesa, referem-se que para satisfazer os consumos públicos, podem ser incorporados nos valores médios da capitação global valores entre 5 e 20 l/hab/dia.

2.2.3.3 Consumos comerciais

Entende-se por consumos comerciais os destinados a satisfazer a demanda dos estabelecimentos comerciais. Em Sousa (2001), refere-se que num aglomerado urbano podem verificar-se duas situações relacionadas aos consumos comerciais, sendo a primeira associada a consumos comerciais de pequena dimensão, que podem ser englobados no consumo doméstico e, a segunda associada a consumos comerciais de apreciável dimensão e concentrados, os quais carecem de uma inventariação e avaliação específica da sua demanda, com valores de referência apresentados no apêndice II.

2.2.3.4 Consumos industriais e similares

A água para o uso industrial varia em função do tipo de indústria, podendo esta ser usada no processo de produção, incorporada ao produto, limpeza e manutenção da área industrial, e para satisfazer as necessidades dos funcionários. Para os consumos industriais, Sousa (2001) faz uma abordagem similar á feita para os consumos comerciais, com valores de referência apresentados no apêndice II.

2.2.3.5 Fugas e perdas

As fugas e perdas correspondem a todo o volume de água que não é facturado, podendo ser dividido em perdas físicas e não físicas. As perdas físicas correspondem ao volume de água não facturado e não consumido, ao passo que as perdas não físicas, correspondem ao volume de água não facturado mas consumido.

As perdas físicas dizem respeito às rupturas que se verificam ao longo de todo o sistema de abastecimento de água, envolvendo rupturas de tubagens, perdas em reservatórios e as decorrentes dos procedimentos de descargas ou purgas na rede. As perdas não físicas estão relacionadas, por exemplo, a ligações clandestinas; ligações sem contador; ligações com funcionamento anómalo e erros de leitura de contadores.

Para efeitos de dimensionamento, o Decreto nº 30/2003, no seu artigo 16º, recomenda a adopção dos seguintes valores mínimos:

- 100 litros por ramal de ligação e por dia, em redes com densidade de ramais igual ou superior a 20 ramais por quilómetro de rede, considerando todos os ramais servidos pelos sistemas em análise; e,
- 5 m³ por quilómetro de rede e por dia, em redes com densidade de ramais inferior a 20 ramais por quilómetro de rede, considerando a extensão total de adutoras e condutas de distribuição.

2.2.4 Período diário de adução

A duração da adução é um parâmetro fundamental para a definição do caudal a transportar, sendo deste modo importante que seja o mais longo possível para a minimização do caudal. Em aduções gravíticas, o período de adução é em geral o mais longo possível, ou seja, 24 horas. No caso de aduções por bombagem ou recalque utiliza-se, geralmente, períodos diários entre 16 e 20 horas, através de uma análise económica dos custos de investimento e de exploração (Tsutiya, 2006; Sá Marques e Sousa, 2009).

Na adução por bombagem, este período pode ser reduzido ou ampliado em função da disponibilidade de pessoal, tarifas de energia, equipamento electromecânico a instalar, disponibilidade ou não de meios alternativos de fornecimento de energia e de peças sobressalentes para a reparação de avarias. No entanto, por forma a manter uma certa margem de segurança para fazer face a eventuais situações de emergência e imprevistas, o período

máximo de 20 horas em aduções por bombagem tem sido consensual (Cary, 1991; Sá Marques e Sousa, 2009).

2.2.5 Factores de ponta

Os factores de ponta constituem factores multiplicadores dos caudais médios anuais para que seja possível simular cenários extremos de operação de sistemas de abastecimento de água, através do conhecimento dos caudais máximos (Sousa, 2001).

Para cada componente do sistema de abastecimento de água, há necessidade de efectuar a devida avaliação da situação crítica de operação, com a estimativa do respectivo caudal de ponta, obtido pelo produto entre o caudal médio anual e o factor de ponta associado. Neste sentido, Tsutiya (2006) recomenda que seja considerada, no mínimo, uma amostra de 5 anos de registo de consumos de água, para que sejam conhecidos os seguintes parâmetros, de auxílio na estimativa dos factores de ponta:

- Caudal médio mensal do ano (Q_{maM}), expresso em $m^3/mês$;
- Caudal médio diário do ano (Q_{maD}), expresso em m^3/d ;
- Caudal médio horário do ano (Q_{maH}), expresso em m^3/h ;
- Caudal médio instantâneo do ano (Q_{mai}), expresso em l/s ;
- Caudal médio do mês de maior consumo do ano (Q_{mM}), expresso em $m^3/mês$;
- Caudal médio do dia de maior consumo do ano (Q_{mD}), expresso em m^3/d ;
- Caudal médio da hora de maior consumo do ano (Q_{mH}), expresso em m^3/h , e
- Caudal máximo instantâneo do ano (Q_i), expresso em l/s .

Os factores de ponta podem ser definidos conforme as expressões da **Tabela 1**, adoptando-se no final o valor médio calculado com base na amostra.

Tabela 1: Factores de ponta

Designação	Fórmula	Observação
Factor de ponta mensal	$f_{pM} = \frac{Q_{mM}}{Q_{maM}}$	Varia de 1,2 a 1,5, e na falta de elementos que permitam estabelecer o valor mais adequado, recomenda-se um factor de ponta mensal de 1,3 (Sá Marques e Sousa, 2009).

Designação	Fórmula	Observação
Factor de ponta diário	$f_{pD} = \frac{Q_{mD}}{Q_{maD}}$	Varia de 1,2 a 2 (De Andrade, 2006). Na falta de elementos que permitam estabelecer o valor mais adequado, recomenda-se um factor de ponta de 1,5 (Sá Marques e Sousa, 2009).
Factor de ponta instantâneo ou horário	$f_{pi} = \frac{Q_i}{Q_{mai}}$ ou $f_{ph} = \frac{Q_{mH}}{Q_{maH}}$	Varia de 1,5 (De Andrade, 2006) a 4 (Sá Marques e Sousa, 2009).

Fonte: De Andrade (2006); Sá Marques e Sousa (2009).

No caso de factor de ponta horário, na falta de elementos que permitam a sua determinação fundamentada, em Moçambique, recomenda-se a adopção das expressões seguintes, para consumos domésticos e assimiláveis. Para consumos não assimiláveis a domésticos, estes devem ser definidos caso a caso (Decreto nº 30/2003; artigo 21º):

- Abastecimento de água em regime contínuo, por 24 horas:

$$f_{ph} = 2 + \frac{70}{\sqrt{P}} \quad (1)$$

- Abastecimento de água em regime intermitente, por 24 horas:

$$f_{ph} = 1,5 \times \frac{24}{t} \quad (2)$$

Onde:

P – é a população a abastecer;

t – tempo médio de abastecimento, expresso em horas.

2.2.6 Caudal a transportar em adutoras

Segundo Sousa (2001), em função da localização de cada órgão ou componente do sistema de abastecimento de água, como regras de orientação geral, os caudais de dimensionamento ou de projecto a considerar são os seguintes:

- Obras de captação; condutas adutoras a montante de reservatórios, e estações elevatórias em sistemas de adução: Q_{mM} ou Q_{mD} , em função do caudal de dimensionamento da adutora;
- Estações de tratamento de água: Q_{mM} ou Q_{mD} , em função do caudal de dimensionamento da adutora, ou ainda, Q_i ou Q_{mH} (caudal instantâneo ou de ponta horário) se a localização do tratamento no sistema for entre o reservatório de armazenamento de água e a rede de distribuição (caso da desinfecção);
- Condutas adutoras a jusante de um reservatório que alimenta uma rede de distribuição, e rede de distribuição: Q_i ou Q_{mH} ;
- Condutas adutoras – distribuidoras: Q_i ou Q_{mH} .

Para o caso de condutas adutoras a montante de reservatórios de distribuição, similar ao objecto de estudo, as expressões matemáticas associadas podem ser apresentadas da seguinte forma:

- Caudal médio do mês de maior consumo do ano:

$$Q_{mM} = \frac{f_{pM,pop} \cdot P \cdot C}{3600 \cdot NHA} + \sum_{i=1}^{i=n} \frac{f_{pM,oc(i)} \cdot V_{oc(i)}}{3600 \cdot NHA} + \frac{V_p}{3600 \cdot NHA} \quad (3)$$

- Caudal médio do dia de maior consumo do ano:

$$Q_{mD} = \frac{f_{pD,pop} \cdot P \cdot C}{3600 \cdot NHA} + \sum_{i=1}^{i=n} \frac{f_{pD,oc(i)} \cdot V_{oc(i)}}{3600 \cdot NHA} + \frac{V_p}{3600 \cdot NHA} \quad (4)$$

Onde:

P – população a ser abastecida de água (hab.);

C – consumo médio *per capita* (l/hab/dia);

V_{oc} – volume médio diário de outros tipos de consumo (público, comercial e industrial), em litros;

V_p – volume diário de perdas de água, em litros.

$f_{pM,pop}$; $f_{pM,oc}$ – factor de ponta mensal para o consumo doméstico e para outros consumos (adimensional);

$f_{pD, \text{pop}}$; $f_{pD, \text{oc}}$ – factor de ponta diário para o consumo doméstico e para outros consumos (adimensional);

NHA – número de horas de adução (h);

2.3 Considerações hidráulicas para o estudo de adutoras

2.3.1 Considerações gerais

O estudo de adutoras é feito considerando, na generalidade, escoamento em regime permanente uniforme, e as equações gerais do escoamento são baseadas na equação de energia ou de Bernoulli e equação da continuidade, decorrente da lei de conservação de massa (Tsutiya, 2006; Sá Marques e Sousa, 2009).

Neste sentido, considerando duas secções do escoamento (1 e 2), a equação de energia e da continuidade podem ser escritas da seguinte forma:

- Equação de energia:

$$H_1 = H_2 + \Delta H \Rightarrow Z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{U_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{U_2^2}{2g} + \Delta H \quad (5)$$

- Equação da continuidade:

$$Q = U_1 \cdot A_1 = U_2 \cdot A_2 = U \cdot A = \text{Constante}; A = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad (6)$$

Onde:

H_1 e H_2 – energia ou carga total por unidade de peso nas secções 1 e 2 (m); Z – carga ou energia potencial de posição (m); p/γ – carga ou energia potencial de pressão (m); $U^2/2g$ – carga ou energia cinética por unidade de peso (m); ΔH – perda de carga total (m); Q – caudal escoado (m^3/s); U – velocidade média do escoamento (m/s); A – área da secção de escoamento (m^2); D – diâmetro interno da tubagem (m).

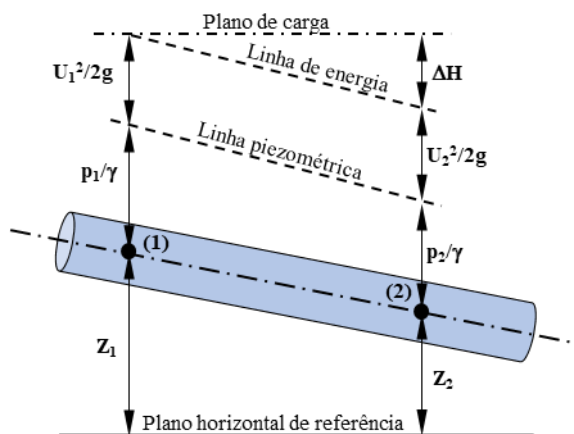


Figura 1: Representação esquemática das condições hidráulicas de escoamento em condutas sob pressão

As perdas de carga totais são compostas por perdas de carga contínuas e perdas de carga localizadas, cujas expressões se apresentam a seguir.

2.3.2 Perdas de carga contínuas

As perdas de carga contínuas (ΔH_c) são resultantes do atrito entre a veia líquida e as paredes internas da conduta, bem como em fenómenos de origem viscosa e turbulenta. O seu cálculo é feito através do produto entre a perda de carga unitária (J) e o comprimento da tubagem (L), conforme se apresenta:

$$\Delta H_c = J \cdot L \quad (7)$$

Para o cálculo da perda de carga unitária, diversas são as fórmulas propostas, no entanto, pode destacar-se a fórmula universal (ou de Darcy-Waisbach); e as fórmulas empíricas de Hazen-Williams e de Gauckler – Manning – Strickler (**Tabela 2**):

Tabela 2: Fórmulas para o cálculo da perda de carga unitária

Designação da fórmula	Fórmula
Universal ou de Darcy-Waisbach	$J = \frac{f \cdot U^2}{D \cdot 2g} = \frac{8f}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \cdot Q^2$

Designação da fórmula	Fórmula
Hazen-Williams	$J = 10,643 \cdot \frac{Q^{1,85}}{C_{HW}^{1,85} \cdot D^{4,87}}$
Gauckler – Manning – Strickler	$J = \left(\frac{Q}{K_s \cdot A \cdot R^{2/3}} \right)^2$

Onde:

J – perda de carga unitária (m/m); f – factor de resistência ou de Darcy-Weisbach (-); U – velocidade média do escoamento (m/s); D – diâmetro interno da tubagem (m); g – aceleração de gravidade ($\approx 9,8 \text{ m/s}^2$); Q – caudal escoado (m^3/s); C_{HW} – coeficiente de rugosidade de Hazen-Williams ($\text{m}^{3/8}/\text{s}$), e K_s – coeficiente de rugosidade de Gauckler – Manning – Strickler ($\text{m}^{1/3}/\text{s}$); R – raio hidráulico (m).

Fonte: Tsutiya (2006); Sá Marques e Sousa (2009).

O valor de “**f**” varia em função do número de Reynolds (R_e) e/ou da rugosidade relativa (relação entre a rugosidade absoluta “**k**” e o diâmetro interno da tubagem “**D**”).

O número de Reynolds é dado pela expressão:

$$R_e = \frac{U \cdot D \cdot \rho}{\mu} = \frac{U \cdot D}{\nu} \quad (8)$$

Onde:

R_e - número de Reynolds; U – velocidade média do escoamento (m/s); D – diâmetro interno da tubagem (m); ρ – densidade do fluído (kg/m^3); μ – viscosidade dinâmica do fluído ($\text{N}\cdot\text{s}/\text{m}^2$), ν – viscosidade cinemática do fluído (m^2/s).

A viscosidade cinemática da água decresce com o aumento da temperatura, e os seus valores são apresentados na **Tabela 3**.

Tabela 3: Variação da viscosidade cinemática da água com a temperatura

Temperatura (°C)	Viscosidade cinemática (x 10⁻⁶ m²/s)	Temperatura (°C)	Viscosidade cinemática (x 10⁻⁶ m²/s)
0	1,78	40	0,66
4	1,57	50	0,56
10	1,31	60	0,47
20	1,01	80	0,37
30	0,82	100	0,29

Fonte: Lencastre (1996).

Para escoamento em regime laminar ($Re < 2000$), o valor de “f” pode ser determinado pela expressão de Hagen-Poiseuille (Azevedo Netto *et al.*, 2002; Quintela, 2011):

$$f = \frac{64}{Re} \quad (9)$$

E, para escoamento em regime turbulento, em tubos circulares comerciais ($Re > 4000$), o valor de “f” pode ser determinado pela expressão de Colebrook-White (Quintela, 2011):

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{k}{3,7 D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \right) \quad (10)$$

Na zona de transição, entre o regime laminar e turbulento (número de Reynolds entre 2000 e 4000), o valor de “f” é incerto. Nesta situação, Dunlop (1991) *apud* Rossman (2000) propõe interpolação cúbica do ábaco de Moody (Anexo II), conforme apresentação a seguir:

$$f = (X1 - R(X2 - R(X3 - X4))) \quad (11)$$

$$R = \frac{R_e}{2000} \quad (12)$$

$$X1 = 7FA - FB \quad (13)$$

$$X2 = 0,128 - 17FA - 2,5FB \quad (14)$$

$$X3 = -0,128 - 13FA - 2FB \quad (15)$$

$$X4 = R(0,032 - 3FA - 0,5FB) \quad (16)$$

$$FB = FA \left[2 - \frac{0,00514215}{(Y2)(Y3)} \right] \quad (17)$$

$$FA = (Y3)^2 \quad (18)$$

$$Y2 = \frac{k}{3,7 D} + \frac{5,74}{R_e^{0,9}} \quad (19)$$

$$Y3 = 0,86859 \ln \left(\frac{k}{3,7 D} + \frac{5,74}{R_e^{0,9}} \right) \quad (20)$$

Portanto, nas condições práticas da hidráulica sanitária, os números de Reynolds são relativamente elevados, pelo que nas canalizações predomina o escoamento em regime turbulento (Azevedo Netto *et al.*, 2002; Sá Marques e Sousa, 2009).

Para uma avaliação mais rigorosa das perdas de carga, é recomendada a fórmula universal (Quintela, 2011), no entanto, associado a incertezas sobre a temperatura a adoptar para a análise e a rugosidade real da tubagem (tendo em consideração o seu envelhecimento), dentro do domínio dos escoamentos turbulentos, anula-se a aparente vantagem desta sobre as fórmulas

empíricas, visto que a ordem de grandeza das imprecisões remete todos os métodos à mesma faixa de soluções (Azevedo Netto *et al.*, 2002).

Na **Tabela 4** são apresentados valores de referência da rugosidade absoluta “k”; coeficiente de rugosidade de Hazen-Williams “ C_{HW} ”, e do coeficiente de rugosidade de Gauckler-Manning-Strickler “ K_s ” de materiais frequentemente usados em sistemas de abastecimento de água.

Tabela 4: Valores de “k”; “ C_{HW} ” e “ K_s ”

Material	k (mm)	C_{HW} ($m^{3/8}/s$)	K_s ($m^{1/3}/s$)
Fibrocimento	0,03 – 0,10	120 – 140	90
Ferro fundido sem revestimento	0,05 – 0,20	120 - 135	60
Ferro fundido com revestimento	0,06 – 0,10		70
Aço sem revestimento	0,10 – 0,35	110	65
Aço revestido	0,05 – 0,15	120	90
Betão liso	0,30 – 2,00	130	75
PVC	0,01 – 0,06	125 - 140	110
PEAD	0,003		125

Fonte: Sá Marques e Sousa (2009).

Relativamente a perda de carga unitária, há um maior interesse em limitar o seu valor nas adutoras por recalque, visto que quanto maior for, maiores serão as suas perdas de carga e consequentemente a potência das bombas e o consumo de energia. Neste sentido, por forma a minimizar o consumo de energia nos sistemas por recalque, o valor da perda de carga unitária é limitado a 5 m/km (Smet e Van Wijk, 2002).

2.3.3 Perdas de carga localizadas

As perdas de carga localizadas são ocasionadas pela existência de acessórios (singularidades) na tubagem (por exemplo: válvulas, curvas, derivações, medidores de caudal ou conexões, bombas, turbinas, entre outros), que introduzem turbulência ao escoamento, gerando deste

modo a dissipação de energia ou perda de carga. O seu cálculo é feito através da seguinte expressão:

$$\Delta H_L = K_L \cdot \frac{U^2}{2g} \quad (21)$$

Onde:

ΔH_L – perda de carga localizada (m);

K_L – coeficiente de perda de carga localizada, adimensional (depende do tipo de singularidade, das características geométricas, da rugosidade e do número de Reynolds)
– Anexo III;

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

g – aceleração de gravidade ($\approx 9,8 \text{ m/s}^2$).

Sá Marques e Sousa (2009) referem que as perdas de carga introduzidas por acessórios em condutas relativamente longas, são geralmente desprezadas em face das perdas de carga contínuas. Na prática, as perdas de carga localizadas podem ser desprezadas em tubagens de comprimento superior a 4000 vezes o seu diâmetro (Dacach, 1975 *apud* Sá Marques e Sousa, 2009). Por outro lado, é prática comum considerar as perdas de carga localizadas como sendo 10% das perdas de carga contínuas (Kay, 2007).

2.3.4 Velocidade admissível

A velocidade de escoamento em adutoras não deve ser inferior a 0,7 m/s (Decreto nº 30/2003; artigo 72.1) para todo o período de exploração, e para o caudal de ponta no horizonte do projecto não deve exceder “ $0,127 \cdot D^{0,4}$ ” (Decreto nº 30/2003; artigo 24.2), visto que baixas velocidades favorecem a formação de depósitos de materiais sedimentáveis nas tubagens e dificultam a remoção do ar nos pontos altos; por outro lado, velocidades elevadas aumentam as perdas de carga e favorecem o aparecimento de transientes hidráulicos.

2.3.5 Considerações sobre adutoras por gravidade

Em adutora por gravidade, o escoamento processa-se do ponto de maior energia para o ponto de menor energia hidráulica, sendo a diferença dessas energias, a energia disponível para o escoamento ou perda de carga total máxima. Os parâmetros que influenciam o seu cálculo são quatro, nomeadamente: caudal (Q); velocidade (U); perda de carga unitária (J) e diâmetro (D).

Nos problemas de dimensionamento, o caudal é conhecido, sendo o diâmetro o parâmetro a determinar. Visto que se dispõe de duas equações, a da continuidade e de energia, o procedimento de cálculo consiste em fixar um dos parâmetros, velocidade ou perda de carga unitária, para determinar o diâmetro, e em seguida, verificar se o resultado satisfaz a condição inicialmente adoptada.

O diâmetro mais económico, em aduções por gravidade, resulta do aproveitamento da perda de carga máxima, salvaguardando-se a velocidade máxima admissível (Sá Marques e Sousa, 2009).

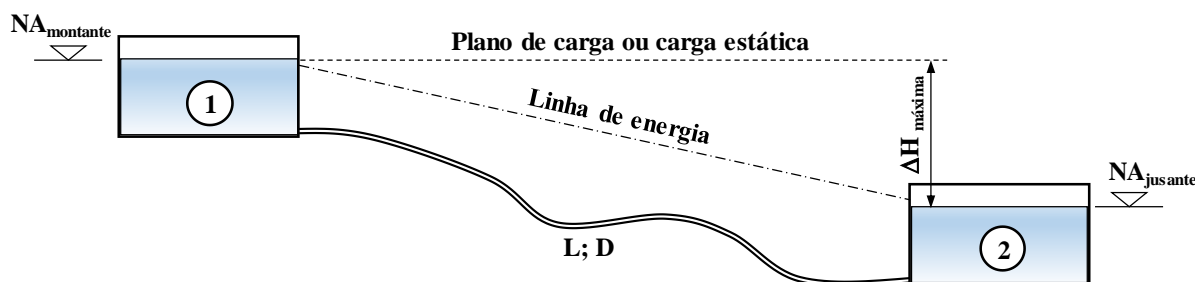


Figura 2: Esquema de adução gravítica

2.3.6 Considerações sobre adutoras por recalque

Segundo Sá Marques e Sousa (2009), este tipo de adutora é empregue quando se pretende elevar o fluído (água para este caso) de um ponto de menor energia hidráulica, para outro de maior energia hidráulica, por bombagem, com recurso a equipamentos electromecânicos.

O diâmetro adequado é hidráulicamente indeterminado, pelo facto de existirem, para o mesmo caudal, vários pares diâmetro-potência que satisfazem o problema. Neste sentido, este é seleccionado mediante uma análise económica, visto que pequenos diâmetros introduzem elevadas perdas de carga e como consequência as bombas a usar serem de elevada potência, com custos de investimento menores e com custos de exploração elevados; por outro lado,

grandes diâmetros introduzem pequenas perdas de carga e como consequência a potência das bombas ser menor, com custos de investimento elevados e menores custos de exploração (Tsutiya, 2006; Sá Marques e Sousa, 2009).

Nos custos de investimento, geralmente contabiliza-se os custos relativos à tubagem (custo de aquisição da tubagem, acessórios, transporte e montagem, movimentos de terras, levantamento e reposição do pavimento), e nos custos de exploração contabiliza-se as despesas com a energia consumida na elevação da água, pelo facto dos custos das elevatórias e taxas de potência, bem como as despesas de manutenção e conservação do equipamento não variarem de modo significativo para diâmetros da mesma ordem de grandeza (Sá Marques e Sousa, 2009). Paralelamente, todos os custos das infraestruturas comuns não são considerados para a análise económica.

O diâmetro económico corresponde ao mínimo custo anual resultante da soma do custo de investimento e de exploração do sistema adutor, conforme a **Figura 3**.

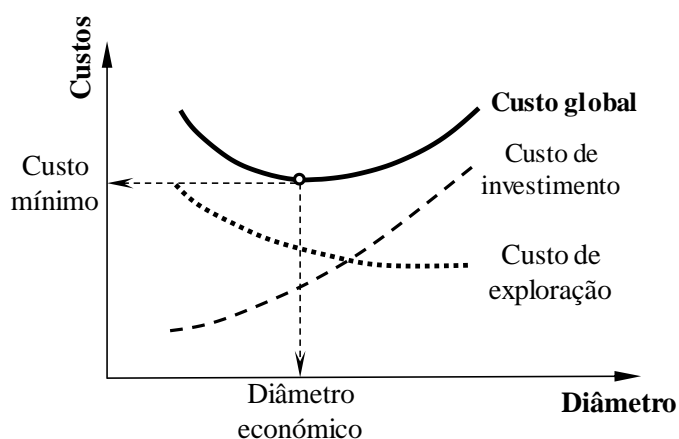


Figura 3: Determinação do diâmetro económico

Fonte: Tsutiya (2006).

Para o seu dimensionamento, geralmente são conhecidos: caudal a aduzir, comprimento da adutora, desnível a ser vencido (altura geométrica) e material da adutora. Numa primeira aproximação, o pré-dimensionamento do diâmetro, para sistemas de funcionamento contínuo por 24 horas, pode ser feito através da fórmula de Bresse (Ravelo, 1997; Tsutiya, 2006), e de seguida escolhe-se 3 a 4 diâmetros em torno do valor de Bresse para análise económica (Ravelo, 1997):

$$D = K_B \sqrt{Q} \quad (22)$$

Onde:

D - diâmetro (m);

Q - caudal (m³/s);

K_B - coeficiente de Bresse (adimensional)

O coeficiente de Bresse é obtido pela expressão a seguir, função da velocidade económica de escoamento na adutora (segundo Tsutiya, 2006, a velocidade económica varia de 1 a 1,5 m/s):

$$K_B = \sqrt{\frac{4}{\pi V}} \quad (23)$$

Em adutoras que funcionam por algumas horas ao dia, para o seu pré-dimensionamento é empregue a seguinte fórmula (Ravelo, 1997):

$$D = 1,3\alpha^{0,25} \sqrt{Q} \quad (24)$$

Onde:

D - diâmetro (m);

Q - caudal (m³/s);

α - relação entre o número de horas de funcionamento diário e o total de horas do dia (24 horas).

A altura manométrica da bomba (H_m) é dada pela seguinte expressão:

$$H_m = (H_2 - H_1) + \Delta H \quad (25)$$

$$\Rightarrow H_m = \left(Z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{U_2^2}{2g} \right) - \left(Z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{U_1^2}{2g} \right) + \Delta H \quad (26)$$

Entretanto, para o caso de bombas com variação de velocidade de rotação, a relação entre esta, o caudal e altura manométrica é dada por (Rossman *et al.*, 2020):

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{N_1}{N_2} \quad e \quad \frac{H_{m,1}}{H_{m,2}} = \left(\frac{N_1}{N_2} \right)^2 \quad (27)$$

A potência do conjunto motor-bomba será:

$$\text{Pot.} = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H_m}{\eta} \quad (28)$$

A energia consumida anualmente será:

$$E = 365 \cdot N_{\text{HBD}} \cdot \text{Pot.} \quad (29)$$

O custo da energia consumida no ano “i” será:

$$C_{\text{energia, ano (i)}} = E \cdot C_{\text{kWh}} \quad (30)$$

O custo da energia consumida no ano “i”, actualizado ao ano zero, será dado por:

$$C_{\text{energia, ano (i)-0}} = \frac{1}{(1+t)^n} \cdot C_{\text{energia, ano (i)}} \quad (31)$$

Onde:

Pot. – Potência do conjunto motor-bomba (kW);

Q – caudal (m^3/s);

H_m – altura manométrica (m);

N_1 e N_2 – velocidade de rotação 1 e 2 da bomba;

Q_1 e Q_2 – caudal debitado pela bomba à velocidade de rotação 1 e 2;

$H_{m,1}$ e $H_{m,2}$ – altura manométrica da bomba à velocidade de rotação 1 e 2;

H_g – altura geométrica (m)

γ – peso volúmico da água (kN/m^3);

η – rendimento do conjunto motor-bomba (%);

E – energia consumida anualmente (kWh);

N_{HBD} – número médio de horas de bombagem diária (h);

$C_{\text{energia, ano (i)}}$ – custo de energia consumida no ano “i”;

C_{kWh} – custo unitário médio de energia;

$C_{\text{energia, ano (i) -0}}$ – custo de energia consumida no ano “i”, actualizado ao ano 0;

t – taxa de actualização (%);

n – diferença entre ano “i” e ano 0 (anos); e,

$1/(1+t)^n$ – factor de actualização dos custos anuais de energia.

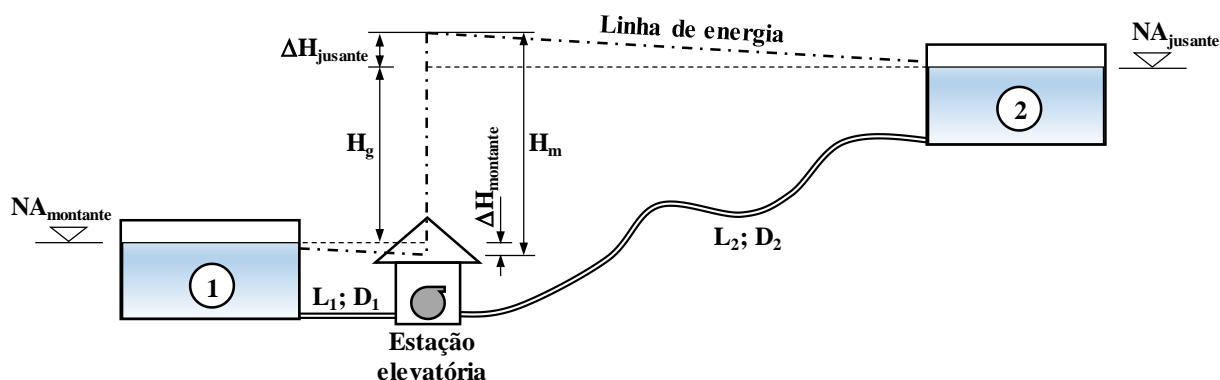


Figura 4: Esquema de adução por recalque

2.4 Modelação hidráulica de sistemas de abastecimento de água

2.4.1 Considerações prévias

O modelo de simulação hidráulica de um sistema de abastecimento de água é uma ferramenta computacional ou analítica que procura reproduzir de forma fiel o sistema físico, através da descrição das características físicas dos seus elementos, permitindo analisar e prever o comportamento hidráulico individual dos seus componentes e do sistema como um todo, face as demandas e as suas condições operacionais. Através destes modelos é possível proceder a uma rápida e eficaz análise de sensibilidade, assim como a avaliação de variados cenários de operação, sem interferir com o sistema em causa ou sujeitá-lo a modos de operação desconhecidos (Coelho *et al.*, 2006).

No geral, o modelo de simulação hidráulica de um sistema de abastecimento de água é composto por (Coelho *et al.*, 2006):

- Um conjunto de **dados descritivos** das características físicas do sistema, dos consumos de água e das condições operacionais;
- Um conjunto de **equações matemáticas** (na sua maioria não-lineares) que reproduzem o comportamento hidráulico do sistema; e
- Um conjunto de **algoritmos numéricos** necessários para a resolução desse conjunto de equações matemáticas.

Segundo Coelho *et al.* (2006), um modelo hidráulico não tem necessariamente de incluir todos os componentes do sistema a modelar, por tornar pouco prática a sua consideração exaustiva, visto que a geração e manutenção da informação sobre todos os seus componentes pode tornar-se uma tarefa irrealizável. Com a simplificação dos sistemas, reduz-se o tamanho do modelo (com resultados hidraulicamente equivalentes ao modelo completo), conseguido através da não consideração de condutas abaixo de determinado diâmetro, agregação de grupos de consumidores ou substituição de partes da rede por tubagens hidraulicamente equivalentes, sem alterar as principais malhas da rede, se existirem.

Os elementos utilizados para a modelação de uma rede de transporte e distribuição de água são sintetizados na **Tabela 5**:

Tabela 5: Elementos utilizados para a modelação de uma rede de transporte e distribuição de água

Elemento	Tipo	Função
Nó	Nó	Ponto de ligação entre dois ou mais troços; saída (consumo) ou entrada (abastecimento) de água no sistema.
Reservatório de nível fixo (RNF)	Nó	Armazenamento a partir de um nível de água fixo e com uma capacidade ilimitada; fornece ou recebe água do sistema.
Reservatório de nível variável (RNV)	Nó	Armazenamento com capacidade limitada e nível de água variável, em função do balanço dos caudais entrado e saído; fornece ou recebe água do sistema.
Conduto	Troço	Transporte de água entre dois nós.
Bomba	Troço	Fornecimento de energia ao escoamento entre dois nós, aumentando a sua carga hidráulica.
Válvula de controlo	Troço	Regulação do caudal ou da carga hidráulica entre dois nós.

Fonte: Coelho *et al.* (2006).

2.4.2 Campo de aplicação dos modelos hidráulicos

Os modelos de simulação hidráulica são aplicáveis aos domínios do planeamento, projecto, operação, manutenção e reabilitação de sistemas de transporte e distribuição de água, com destaque para (Coelho *et al.*, 2006):

- O dimensionamento dos sistemas de abastecimento de água (diâmetros das condutas, reservatórios, instalações elevatórias, e outros componentes do sistema);
- O apoio para a elaboração de planos de desenvolvimento estratégico, através da análise de diversas opções de crescimento temporal da demanda;
- A simulação de problemas e cenários de operação corrente, por exemplo: consumos de ponta sazonal, gestão dos níveis em sistemas com múltiplos reservatórios de serviço, ou situações de emergência como falhas em grupos elevatórias ou combate a incêndios;
- O treino de operadores em sistemas de operação complexa, evitando que a aprendizagem incorra em riscos directos para o sistema e para os consumidores;
- A reabilitação de sistemas deficientes, e programação de intervenções com a minimização de impacto no consumidor;
- A optimização dos custos energéticos de bombagem;

- O apoio à sectorização da rede de distribuição de água, e
- O controlo de perdas de água, através de medidas de redução de pressões de serviço.

2.4.3 Escolha do programa informático de modelação

Na actualidade, existem diversos modelos de simulação hidráulica que permitem a determinação da quantidade e qualidade de água em sistemas de transporte e distribuição, onde na sua generalidade apresentam capacidades de cálculo referentes aos principais parâmetros hidráulicos semelhantes, diferindo nas capacidades complementares (por exemplo: verificação de caudais de incêndio ou o auxílio automatizado à calibração e optimização). No entanto, a sua selecção deve basear-se, principalmente, no fim a que se destina quando comparado com o que o modelo determina, conjugado com a facilidade de manuseamento e utilização.

Segundo Dias (2003) *apud* Vaz (2015), os aspectos chave a serem tomados em consideração na selecção de determinado modelo de simulação, resumem-se em: custo de utilização, facilidade de utilização, flexibilidade do programa, robustez, velocidade de processamento, componentes representadas (nós, troços, bombas, válvulas e reservatórios), interface gráfica com o utilizador, tipo de simulação (estática, tempo alargado ou qualidade de água), integração com bases de dados de CAD, SIG e SCADA, e apoio técnico (manuais de utilização, documentação escrita e apoio na internet). Deste modo, todos os programas analisados (*EPANET 2.2; WaterCAD CONNECT Edition; Pipe2020; H₂O Net; Synergi Water*) apresentam uma boa performance, com excepção dos custos de utilização.

Conforme apresentado no apêndice III, elegeu-se o EPANET 2.2 como sendo o programa informático a usar para o presente estudo, principalmente por ser um programa completo, por permitir realizar análises hidráulicas e de qualidade da água por períodos alargados e para um número ilimitado de componentes ou nós, e com principal vantagem sobre os outros programas pelo facto de ser gratuito e de código aberto, possibilitando o acesso as equações matemáticas e algorítmicos numéricos usados para a sua verificação, bem como a sua edição quando necessária para fins específicos.

As principais limitações deste programa, relacionadas com a não integração directa de ficheiros CAD e SIG, e não realização automática da optimização da rede, são facilmente contornáveis pelo recurso a ferramentas complementares.

2.4.4 Descrição sumária do EPANET

O EPANET é um programa computacional de simulação estática e em tempo alargado (dinâmica) do comportamento hidráulico e de qualidade da água de sistemas de transporte e distribuição de água em pressão (Rossman *et al.*, 2020).

Segundo Rossman *et al.* (2020), em ambiente *Windows*, numa interface integrada (Figura 5), o EPANET permite editar dados de entrada da rede, executar simulações hidráulicas e de qualidade da água, e visualizar os resultados em vários formatos (mapas da rede com codificação de cores, tabelas, gráficos de séries temporais e isolinhas).

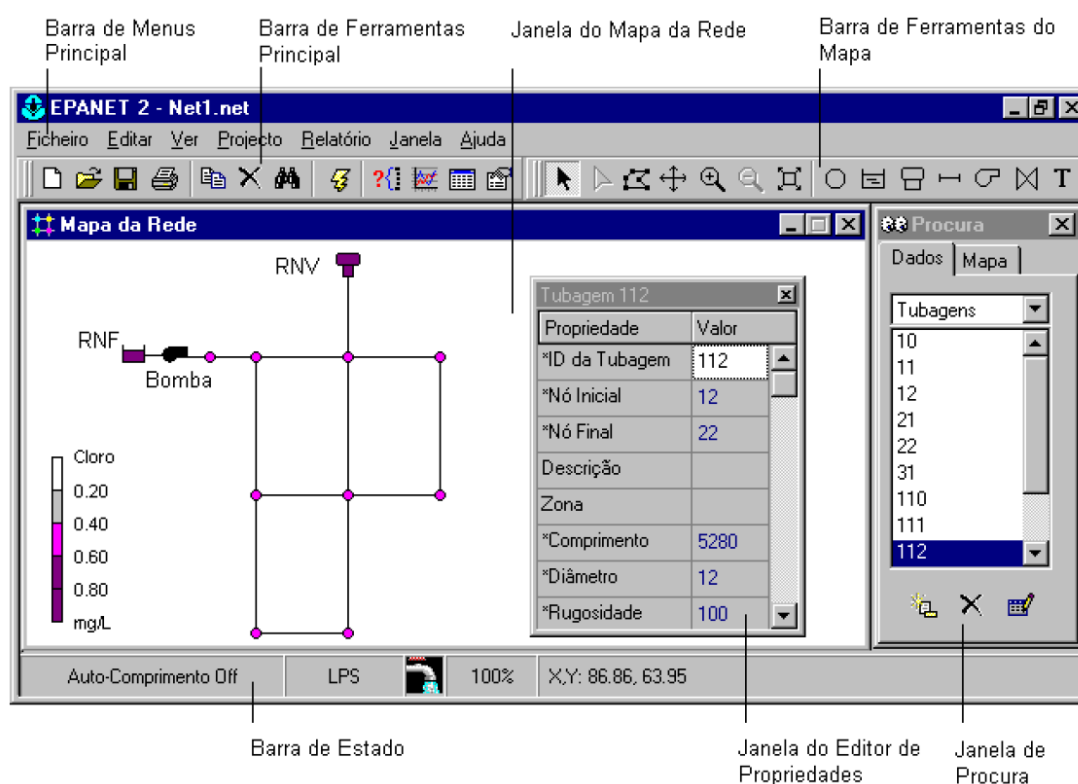


Figura 5: Ambiente de trabalho do EPANET

Fonte: Rossman (2000).

No campo da modelação hidráulica, constituem potencialidades do EPANET a possibilidade de introdução de número ilimitado de componentes da rede hidráulica; cálculo das perdas de carga contínuas pelas fórmulas de Hazen-Williams; Darcy-Weisbach ou Gauckler-Manning-Strickler; consideração das perdas de carga localizadas; modelação de bombas de velocidade constante e variável; cálculo da energia de bombagem e do respectivo custo; modelação dos principais tipos de válvulas; modelação de reservatórios de armazenamento de nível variável

de formas diversas; consideração de múltiplas categorias de consumo nos nós; modelação da relação entre a pressão e o caudal efluente de dispositivos emissores, como é o caso dos aspersores de rega ou consumos dependentes da pressão; e existe a possibilidade de definir as condições de operação do sistema através de controlos simples ou controlos múltiplos (Rossman *et al.*, 2020).

Para o alcance do equilíbrio hidráulico, a resolução das equações não-lineares de determinação da carga hidráulica (ou pressão) e do caudal num ponto da rede (equação da continuidade para cada nó e equação da conservação da energia para cada troço da rede), o EPANET recorre a técnicas iterativas, aplicando o “Método do Gradiente” (Rossman *et al.*, 2020).

O EPANET também permite modelar a qualidade da água, tanto no transporte de constituintes não-reactivos, como de constituintes reactivos; modelar o tempo de percurso da água através da rede; modelar a percentagem de caudal de um nó que atinge qualquer outro nó ao longo do tempo; e modelar reacções de decaimento do cloro no seio do escoamento e na parede da tubagem (Rossman *et al.*, 2020).

A atribuição da demanda nos nós do sistema de abastecimento de água no EPANET pode ser feito através de dois possíveis modelos de demanda: caudal em cada instante no nó dependente da demanda pré-definida (*Demand Driven Analysis - DDA*), quando não se espera a ocorrência de pressões negativas nos nós de distribuição, ou caudal em cada instante no nó dependente da pressão disponível (*Pressure Driven Analysis - PDA*), quando se espera a ocorrência de pressões negativas nos nós de distribuição (Rossman *et al.*, 2020).

Ainda segundo Rossman *et al.* (2020), no caso do caudal em cada instante no nó depender da demanda pré-definida, o EPANET assume que os valores atribuídos aos nós são invariáveis com a variação da pressão, e para o caso do caudal em cada instante no nó depender da pressão disponível, recorre a equação (32),

$$Q_i = \begin{cases} Q; & P \geq P_{req} \\ Q \cdot \left(\frac{P - P_{min}}{P_{req} - P_{min}} \right)^\omega; & P_{min} < P < P_{req} \\ 0; & P \leq P_{min} \end{cases} \quad (32)$$

Onde: Q – demanda ou caudal pré-definido para o nó (m^3/h); Q_i – caudal fornecido ao nó, face a pressão disponível (m^3/h); P - pressão disponível no nó (m.c.a); P_{min} - pressão mínima necessária para que se comece a fornecer caudal no nó (m.c.a); P_{req} - pressão requerida para a satisfação da demanda do nó (m.c.a), e ω é um expoente que toma o valor de 0,5.

No caso de simulação estática, e diante de nós que representam de forma fictícia a demanda de toda a rede de distribuição ou perdas de água, podem ser modelados como dispositivos emissores de caudal (Rossman *et al.*, 2020), conforme a seguinte equação:

$$Q = C_d \cdot P^\beta \quad (33)$$

Onde: Q - caudal escoado (m^3/h); C_d – coeficiente de descarga ($m^3/h / m^{0,5}$); P – pressão no nó (m.c.a), e β – expoente de emissão (-).

O coeficiente de descarga é obtido de forma tentativa e ajustado até que o somatório dos caudais modelados para os nós com dispositivos emissores se aproxime do caudal total observado nesses nós, com um erro relativo absoluto não superior a 0,005 unidades do caudal (Cobacho *et al.*, 2014). Por sua vez, o expoente de emissão depende do material da tubagem ou dispositivo emissor em análise, e para o caso de tubagem metálica, é recomendado o valor de 0,5 (Cobacho *et al.*, 2014; Sebbagh *et al.*, 2018).

2.4.5 Fases do desenvolvimento de modelos hidráulicos

O desenvolvimento de modelos de simulação hidráulica de redes de transporte e distribuição de água deve ser faseado, seguindo uma abordagem estruturada e sistemática, por forma a otimizar o esforço e recursos investidos quer na geração da solução inicial, quer na manutenção do modelo ao longo da sua vida útil.

As fases recomendadas para o desenvolvimento de um modelo de simulação, na perspectiva de apoio à operação, reabilitação e manutenção dos sistemas de abastecimento de água, são 7, conforme a **Tabela 6**, onde se inclui o objectivo e o resultado esperado em cada fase (Coelho *et al.*, 2006).

A mesma metodologia pode ser adaptada ao nível de projectos e planeamento, bastando para o efeito substituir a fase “F” pela verificação de valores de parâmetros físicos e de consumos, a partir de sistemas contíguos, já existentes, de características semelhantes.

Tabela 6: Fases de desenvolvimento de modelos de simulação de um sistema de abastecimento de água

Fases de desenvolvimento	Objectivos	Resultados esperados
Fase A: Planeamento do modelo	Definição do âmbito, objectivos, usos preferenciais e prioritários do modelo; avaliação preliminar da disponibilidade de dados (de cadastro, de facturação, e operacionais); definição das convenções a adoptar e opções básicas de modelação.	Especificação do sistema em estudo, dos usos preferenciais e prioritários do modelo, do sistema de convenções adoptado, das opções básicas de modelação.
Fase B: Construção do modelo - <i>Descrição física do sistema</i>	Recolha de dados para a descrição física do sistema (cadastro das redes, reservatórios, instalações elevatórias, válvulas e outros elementos físicos); geração dos dados prioritários em falta; estruturação dos dados para carregamento no modelo.	Ficheiro computacional do modelo contendo a descrição física completa do sistema (condutas, nós, reservatórios, válvulas, estações elevatórias e outros dispositivos físicos).
Fase C: Construção do modelo - <i>Consumos</i>	Medição de caudal; identificação e geração de dados em falta através de medições; análise estatística de dados de caudal, produção de padrões de consumo e cenários; recolha de elementos relativos à sua distribuição espacial, estimativa e sua afectação aos nós; processamento e carregamento no modelo.	Ficheiro computacional do modelo com consumos e padrões temporais introduzidos.
Fase D: Construção do modelo - <i>Controlo operacional</i>	Levantamento das regras de operação do sistema (níveis de operação de reservatórios, consignas de caudal, regulações de válvulas e bombas, e modos de operação do sistema de telegestão, caso exista); refinamento dos cenários, baseado na nova informação recolhida; processamento dos dados para carregamento no modelo.	Ficheiro computacional do modelo com os elementos descritivos das regras operacionais de controlo, níveis de operação de reservatórios, consignas de caudal e regulações de válvulas e bombas introduzidos.

Fases de desenvolvimento	Objectivos	Resultados esperados
Fase E: Implementação da solução-base	Compilação dos ficheiros completos das soluções base (não calibradas) correspondentes aos cenários modelados; identificação e eliminação dos erros detectáveis e afinação de opções de modelação; exploração das capacidades de simulação oferecidas, e primeira abordagem aos objectivos de modelação para ganho de sensibilidade.	Ficheiro computacional do modelo com a versão base plenamente funcional, de acordo com os cenários seleccionados previamente.
Fase F: Calibração do modelo	Identificação das necessidades de calibração e planificação dos trabalhos a executar; realização de campanhas de medição de caudais e pressões; calibração iterativa do modelo por comparação com os resultados de campo.	Ficheiro computacional do modelo calibrado e plenamente funcional, de acordo com os cenários seleccionados previamente.
Fase G: Exploração do modelo e planeamento da gestão futura	Reavaliação dos objectivos prioritários para o modelo, inicialmente determinados na Fase A; avaliação do comportamento hidráulico do sistema e das opções técnicas tomadas; planeamento do desenvolvimento continuado do modelo e estabelecimento de procedimentos da sua actualização.	Ficheiro computacional do modelo com a versão calibrada, funcional e actualizada, de acordo com os cenários previamente seleccionados e com as utilizações finais decididas.

Fonte: Coelho *et al.* (2006).

2.5 Calibração de modelos de simulação hidráulica

O processo de calibração de um modelo consiste no teste tanto dos dados de entrada, como das hipóteses admitidas na criação, para demonstrar a sua capacidade em reproduzir as condições do sistema físico real, a um nível de confiança coerente com os objectivos definidos e com os recursos empregues no seu desenvolvimento. Este processo pode ser feito em relação a diversas variáveis, tais como: consumo; carga hidráulica; pressão; qualidade de água; caudal e velocidade, sendo as que melhor representam o comportamento hidráulico de um sistema de abastecimento de água, o caudal e a pressão ou nível de água nos reservatórios (Coelho *et al.*, 2006).

Segundo Coelho *et al.* (2006), a calibração pode ser feita considerando modelo hidráulico de simulação estática ou em período alargado. Tanto em modelo de simulação estática, como em período alargado, a calibração deve ser realizada para cenários específicos (consumos médios

e consumos máximos) por forma a reduzir o número de graus de liberdade com a utilização da variável tempo, e pelo facto do equilíbrio hidráulico dar-se instantaneamente. Exceptuam-se situações em que a afinação das grandezas dependa da integração temporal dos valores do modelo, como são os casos de volumes em reservatórios de nível variável, o tempo de percurso, o rastreio de origens de água e as concentrações de parâmetros de qualidade da água, onde os modelos hidráulicos de simulação em períodos alargados devem ser calibrados com dados medidos ao longo do tempo.

Walski *et al.* (2003) refere que para melhor representar o sistema físico real, numa calibração do modelo hidráulico de simulação estática, esta deve ser feita considerando vários cenários de exploração, cobrindo no mínimo a gama de variação dos caudais ou da demanda do sistema.

Constituem procedimentos sistemáticos durante a calibração, os seguintes (Ormsbee e Lingireddy, 1997 *apud* Walski *et al.*, 2003 e Coelho *et al.*, 2006):

- Identificação do uso que se pretende dar ao modelo (modelo estático ou em período alargado);
- Estabelecimento de um cenário-tipo para a comparação;
- Revisão das condições operacionais e, se necessário, de outros parâmetros do modelo;
- Recolha de dados de calibração;
- Simulação inicial do processo iterativo;
- Macro-calibração (identificação e correcção de fontes de erros que originam diferenças significativas);
- Análise de sensibilidade (variar os parâmetros do modelo de forma individualizada e verificar os de maior impacto sobre os resultados da simulação); e
- Micro-calibração ou ajustamento fino (avaliação da precisão do modelo e ajuste com maior rigor das rugosidades da tubagem e demandas).

No caso da calibração de um modelo hidráulico do sistema de adução por recalque, tem-se como parâmetro de entrada, o caudal debitado pelas bombas, e como parâmetros de controlo para a validação, a variação da pressão na tubagem e/ou a flutuação dos níveis de água nos reservatórios, conjugados com os caudais de alimentação à rede de distribuição. Este processo é conseguido fazendo variar a rugosidade da tubagem (que aumenta com a idade) e a regulação

das válvulas, que são as principais fontes de incerteza na especificação de modelos (Coelho *et al.*, 2006).

Para a calibração hidráulica de sistemas de abastecimentos de água destacam-se três métodos, nomeadamente (Walski *et al.*, 2003 e Savic *et al.*, 2009 *apud* Gameiro, 2014): método iterativo, método explícito ou directo (modelos de simulação hidráulica) e o método implícito ou indirecto (modelos de optimização numérica).

O **Método Iterativo** é baseado em tentativa e erro onde os parâmetros a serem calibrados são avaliados a cada interação, comparando-se os valores simulados e os medidos, até que a faixa de erro esteja dentro do valor pré-estabelecido. Este método é recomendado para sistemas simplificados de distribuição de água, com poucos parâmetros de calibração e o alcance da convergência entre o valor modelado e observado é pouco fiável e moroso (Walski *et al.*, 2003).

O **Método Explícito, Directo ou de Simulação Hidráulica**, fundamenta-se na resolução numérica instantânea de um conjunto alargado de equações de estado, balanço de massa e de energia hidráulica. Este método apresenta uma série de limitações, podendo destacar-se (Kapelán, Savic, e Walters, 2000 *apud* Walski *et al.*, 2003): o número de parâmetros de calibração deve ser igual ao número de medições disponíveis; erros de medição não são considerados, por presumir-se que a carga hidráulica e os caudais medidos são precisos, e é difícil quantificar a incerteza dos parâmetros de calibração estimados.

O **Método Implícito, Indirecto ou de Optimização Numérica**, consiste na optimização do problema da calibração pela introdução e minimização da função objectivo. As três funções objectivo frequentemente usadas são: (1) soma dos erros ao quadrado (equação (34)); (2) soma dos erros absolutos (equação (35)) e (3) erro absoluto máximo, onde o erro é calculado pela diferença entre o valor observado e modelado do parâmetro de calibração (Walski *et al.*, 2003; Vilas-Boas, 2008; Zanfei *et. al.*, 2020).

$$FO = \sum_{i=1}^{i=N} (E_i - O_i)^2 \quad (34)$$

$$FO = \sum_{i=1}^{i=N} |E_i - O_i| \quad (35)$$

Onde: **FO** é a função objectivo (rugosidade, caudal, pressão, carga hidráulica, etc.); **E_i** é valor instantâneo ou médio do parâmetro de calibração resultante da modelação; **O_i** é valor instantâneo ou médio do parâmetro de calibração resultante da observação em campo, e **N** é o número de observações do parâmetro num determinado nó ou tubagem.

Segundo Rossman *et al.* (2020), o EPANET, programa de modelação seleccionado para o presente trabalho, permite determinar o erro em cada nó ou tubagem pela minimização dos seus erros parciais, através da raiz quadrada da função objectivo da equação (34).

Durante o processo de calibração podem ocorrer duas situações distintas (Herrin, 1997 *apud* Walski *et al.*, 2003):

- **Situação 1:** valores simulados superiores aos valores observados no sistema (energia hidráulica ou caudal), o que significa que o modelo não está a prever perdas de carga suficientes, e para aumentá-las, tenta-se aumentar a rugosidade da tubagem, aumentar os consumos nos nós ou aumentar ambos parâmetros (**Figura 6**); e,
- **Situação 2:** valores simulados inferiores aos valores observados no sistema (energia hidráulica ou caudal), o que significa que o modelo está a prever perdas de carga superiores das reais, e para reduzi-las, tenta-se reduzir a rugosidade da tubagem, reduzir os consumos nos nós ou reduzir ambos parâmetros (**Figura 6**).

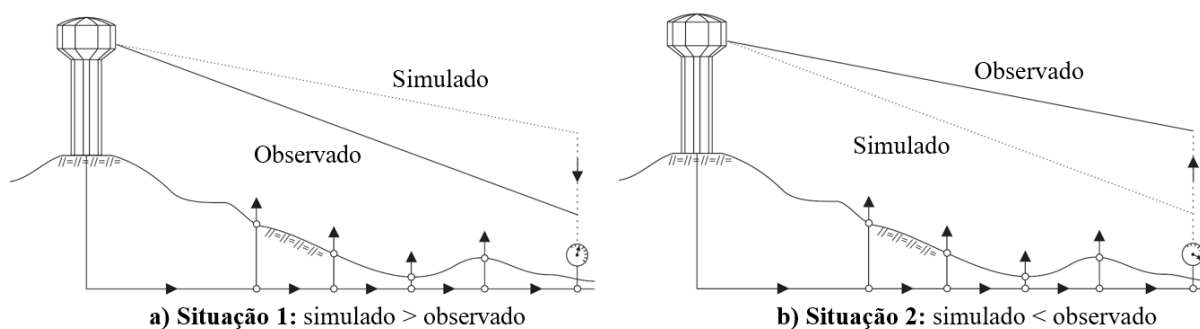


Figura 6: Situações possíveis de ocorrer durante a calibração

Fonte: Walski *et al.* (2003).

Entretanto, o nível do esforço necessário para calibrar um modelo hidráulico do sistema de abastecimento de água e o nível de precisão desejado, dependerão do uso que se pretende com

o modelo (Ormsbee e Lingireddy, 1997; Cesario *et al.*, 1996; e Walski, 1995 *apud* Walski *et al.*, 2003).

Como regra geral, o limite de aceitação dos resultados da calibração do modelo (tolerância entre os valores modelados e os valores medidos em campo), para a validação, não deverá ser inferior à precisão de medição dos instrumentos ou aparelhos de medição. Walski *et al.* (2003) apresenta como referência, para efeitos de aceitação dos resultados de calibração de pressão e caudal em dimensionamentos e/ou estudos para a reabilitação de sistemas de abastecimento de água, os seguintes critérios:

- Pressão:
 - Diferença entre a cota piezométrica modelada e medida, inferior a $\pm 1,5$ m;
 - Diferença entre o nível de água modelado e medido no reservatório, inferior a $\pm 1,0$ m. Por outro lado, deverá garantir-se que a diferença volumétrica entre o valor medido e o modelado, em dois intervalos consecutivos, seja inferior a $\pm 5\%$ do volume útil do reservatório.
- Caudal:
 - Diferença entre o caudal modelado e medido, inferior a $\pm 10\%$.

Após a calibração, o modelo deve ser verificado para um cenário diferente (com dados não considerados na sua calibração), para que este seja considerado válido para a simulação da exploração futura (Walski *et al.*, 2003).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Materiais

3.1.1 Descrição geral do objecto de estudo

O estudo de caso foi desenvolvido para o sistema de abastecimento de água (SAA) da Vila de Songo, localizado a cerca de 150 km à Noroeste da Cidade de Tete, que é constituído por uma captação na albufeira de Cahora Bassa; adução de água bruta; tratamento; adução de água tratada em dois estágios, devido ao grande desnível (cerca de 530 m) entre a cota topográfica da estação de tratamento de água (ETA) e os centros distribuidores (CD), e dois centros distribuidores (um na zona Norte e outro na zona Sul da Vila). Este SAA é operado pela Hidroeléctrica de Cahora Bassa.

O projecto inicial do SAA à Songo, encomendado pela Hidroeléctrica de Cahora Bassa (HCB), foi desenvolvido pela empresa HIDROTÉCNICA PORTUGUESA, na década de 70 e concebido para satisfazer uma demanda média de 5.300 m³/d, que contemplava o consumo doméstico, rega de áreas verdes e atendimento à subestação conversora em caso de emergência.

A execução das obras e a entrada em serviço também teve lugar na década de 70. Entretanto, após cerca de 20 anos de funcionamento do SAA, na década de 90, teve lugar a ampliação da ETA e o aumento da capacidade de bombagem para 10.080 m³/d de forma a fazer face ao rápido crescimento da Vila e consequente aumento do consumo de água.

Com o passar dos anos, esta capacidade também se revelou insuficiente para satisfazer as novas demandas (principalmente para atender aos dias de maior consumo), facto que remeteu a HCB a encomendar um novo estudo para a elaboração do Projecto de Ampliação do SAA à Songo (concluído em 2012), de modo a aumentar a capacidade produtiva para 17.280 m³/d, limitado pela capacidade da tubagem adutora entre o tratamento e os centros distribuidores. Nesse estudo, propôs-se que o aumento da capacidade fosse faseado, e em 2019 a capacidade de produção de água foi aumentada para 12.000 m³/d.

Até ao ano 2010, último ano de dados para as análises no projecto de ampliação do SAA à Songo, a população abastecida era de cerca de 30.000 habitantes e o consumo médio era de 8.530 m³/d (85% da capacidade instalada), que inclui a demanda média diária da subestação conversora do Songo, avaliada em cerca de 1.000 m³, para a sua refrigeração.

Com a capacidade de produção de 17.280 m³/d, o projecto de ampliação prevê que seja possível abastecer no mês de maior consumo até cerca de 63.000 habitantes, para um horizonte de 40 anos, contados a partir do ano 2011.

Na **Figura 7**, é ilustrado o esquema de implantação das adutoras do SAA da Vila de Songo, desde a captação à alimentação da rede de distribuição, a partir dos centros distribuidores.

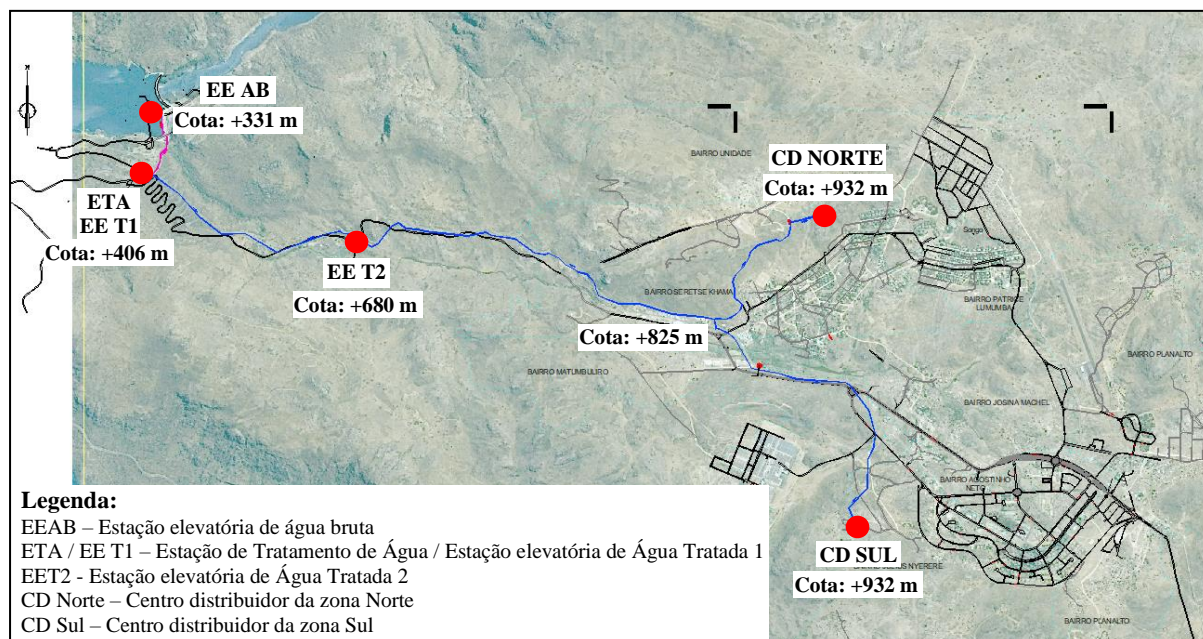


Figura 7: Esquema da implantação do sistema de adução, cor-de-rosa e cor azul

Fonte: Hidroprojecto e Ingeróp Moçambique (2012).

3.1.2 Captação e adução de água bruta

A captação de água na albufeira de Cahora Bassa é feita entre o nível mínimo de 295 m e máximo de 329 m, através de uma torre de captação em betão armado, com a plataforma na cota 331 m, por meio de 3 grupos de electrobombas submersíveis da KSB (bomba 1: KSB UPA 250-120/4c; bomba 2: KSB UPA 250B-120/4b, e bomba 3: KSB UPA 300-94/4a, com variador de velocidade), designada “EEAB” – Estação Elevatória de Água Bruta, com capacidade de 500 m³/h (12.000 m³/d) e uma altura manométrica de cerca de 120 m.

Actualmente, funciona a bomba 3 combinada com a bomba 1 ou com a bomba 2, estando sempre uma delas (bomba 1 ou 2) de reserva.

O transporte de água bruta, da EEAB à ETA, é feito por uma conduta que no primeiro trecho, sobre o passadiço de acesso à torre de captação, é em aço com diâmetro nominal de 400 mm,

e em seguida após o passadiço, bifurca em duas tubagens em ferro fundido dúctil de 350 mm de diâmetro nominal. O primeiro trecho possui uma extensão de cerca de 60 m e o segundo possui uma extensão de cerca de 680 m. A descarga da tubagem na ETA é feita a cota 410 m.



Figura 8: Torre e passadiço da captação de água



Figura 9: Adutora de água bruta

3.1.3 Tratamento e adução de água tratada

A ETA (**Figura 10**) está implantada na cota 406 m, e possui duas linhas de tratamento (a segunda linha é resultante da primeira intervenção de ampliação, na década 90), com capacidade unitária de 250 m³/h, equivalente a capacidade total de 12.000 m³/d.

O tratamento de água na ETA consiste na pré-oxidação (por cloro), coagulação (por sulfato de alumínio) e floculação (por polielectrólitos); decantação (decantadores de manto de lamas, com e sem lamelas); filtração rápida através de filtros (de areia) de gravidade descendentes, e desinfecção final (por cloro). Ocasionalmente, sempre que houver necessidade de elevar o “pH” da água, é adicionado o hidróxido de cálcio, e para eliminar a cor, o odor e o sabor, é adicionado o carvão activado em pó.

A água produzida na ETA é elevada à estação elevatória intermédia, na cota 680 m, através de duas condutas em ferro fundido dúctil (FFd) de 300 mm de diâmetro nominal e uma extensão de cerca de 2,2 km cada, por meio de três (3) electrobombas instaladas em paralelo, designada “EET1” – Estação Elevatória de Água Tratada 1 (**Figura 11** e **Figura 12**). A capacidade da EET1 também é de 500 m³/h e funciona 24 horas/dia na época de maior consumo (estiagem).

A referência das bombas instaladas é KSB MTC-D 125-4 (bomba 1), KSB WL 100/5 (bomba 2), e KSB WKF 100/5 (bomba 3), com o eixo da tubagem de aspiração na cota 405,15 m (a capacidade total do reservatório de aspiração é de cerca de 400 m³). O ponto de

descarga no reservatório da estação elevatória intermédia (designada EET2 – Estação Elevatória de Água Tratada 2) está a cota 681,45 m.

Na EET1 sempre funcionam duas bombas (bomba 1 combinada com a bomba 2 ou com a bomba 3), estando sempre uma de reserva (bomba 2 ou bomba 3). A bomba 1 é a única que possui variador de velocidade.

As bombas da EET2 (**Figura 13**), num total de três, são todas iguais, com a referência KSB WL 100/5, e elevam a água tratada para os centros distribuidores da zona Norte e da zona Sul, ambos implantados na cota aproximada de 932 m, através de duas condutas em FFd de 300 mm de diâmetro nominal, com uma extensão de cerca de 4,46 km e 5,82 km respectivamente (**Figura 14**).

O eixo da tubagem de aspiração das bombas da EET2 está na cota 679 m (a capacidade do reservatório de aspiração é de cerca de 400 m³), e a entrada nos reservatórios dos centros distribuidores encontra-se nas cotas aproximadas de 936 m (zona Norte) e 937 m (zona Sul).



Figura 10: Vista frontal da ETA



Figura 11: Disposição das bombas na ETA / EET1



Figura 12: Adução de água tratada (EET1 - EET2)



Figura 13: Vista da EET2



Figura 14: Adutora para o CD Norte (esquerda) e CD Sul (direita)

3.1.4 Reserva e distribuição de água

O centro distribuidor de água da zona Norte (**Figura 15**) é constituído por dois reservatórios metálicos e circulares de célula única, com capacidade unitária de cerca 1.000 m^3 , totalizando um volume de 2.000 m^3 . O centro distribuidor da zona Sul (**Figura 16**) é constituído por dois reservatórios circulares de célula única, sendo um em betão armado com capacidade de 2.000 m^3 e outro metálico com capacidade de 2.500 m^3 , totalizando um volume de 4.500 m^3 .

A rede de distribuição de água à Vila do Songó compreende, actualmente, cinco zonas distintas: zona Norte; zona Sul; Subestação; Central Hidroeléctrica e Maroeira.

As zonas Norte e Sul são abastecidas directamente a partir dos respectivos centros distribuidores, através de condutas em FFd com diâmetros que variam de 200 a 400 mm; a subestação é alimentada por duas condutas de diâmetro 250 mm cada, com origem na conduta de saída dos reservatórios da zona Sul; a Central Hidroeléctrica é alimentada graviticamente a partir de um reservatório metálico (derivado da EET1), com 90 m^3 de capacidade, localizado próximo da ETA (caudal médio de $25 \text{ m}^3/\text{h}$, o que corresponde a 5% da capacidade da EET1), e a Maroeira é abastecida a partir de um pequeno reservatório localizado no bairro Planalto, por tubagem em aço galvanizado com diâmetros que variam entre uma polegada (1") e uma polegada e meia (1 ½"), derivada do sistema do centro distribuidor da zona Sul.



Figura 15: CD Norte



Figura 16: CD Sul

3.1.5 Situação futura proposta no projecto de ampliação do SAA

3.1.5.1 Adução e tratamento de água

Nas estações elevatórias EEAB, EET1 e EET2 previu-se o aumento da capacidade das bombas para 720 m³/h (17.280 m³/d). Relativamente as tubagens adutoras, não se previu nenhuma modificação em termos de diâmetros.

Na EET2, propôs-se a reformulação do circuito hidráulico, passando a ter a topologia apresentada no esquema da figura a seguir, onde o grupo 1 estará dedicado a alimentar o centro distribuidor da zona Norte; o grupo 3 estará dedicado a alimentar o centro distribuidor da zona Sul, e o grupo 2 será de reserva de emergência e poderá alimentar alternadamente os dois centros distribuidores.

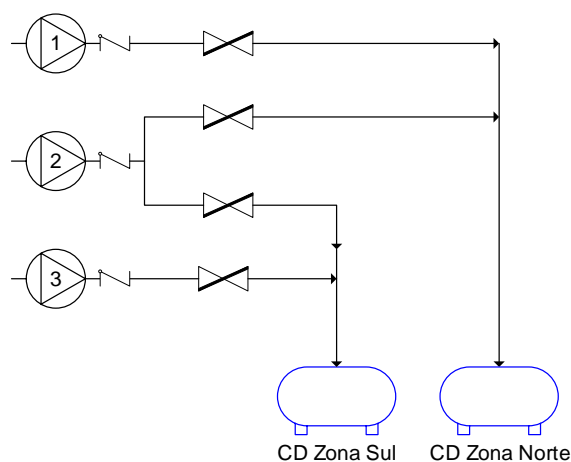


Figura 17: Circuito hidráulico da EET2, reformulado

Fonte: Hidroprojecto e Ingeróp Moçambique (2012).

Em todas as estações elevatórias continuarão a existir 3 bombas, e conforme o projecto de ampliação do SAA à Songo, as novas bombas terão as capacidades apresentadas na **Tabela 7**, para atender a demanda média diária nas zonas Norte e Sul, de 359,87 m³/h e 319,13 m³/h respectivamente, totalizando 679 m³/h.

Tabela 7: Capacidade das bombas proposta no projecto de ampliação do SAA à Songo

Estação Elevatória	Caudal total (m ³ /h)	Bombas em funcionamento	Altura de elevação (m)	Rendimento mínimo (%)
EEAB	727	2	132	75
EET1	720	2	292	80
EET2 para CD Zona Norte	364	1	290	70
EET2 para CD Zona Sul	353	1	297	70

Fonte: Hidroprojecto e Ingeróp Moçambique (2012).

No tratamento de água, propôs-se substituir a pré-oxidação por cloro pela ozonização; aumento de mais um decantador lamelar com capacidade similar a capacidade unitária actual (250 m³/h) e acréscimo de mais dois filtros similares aos actuais (125 m³/h cada).

3.1.5.2 Centros distribuidores e rede de distribuição

No centro distribuidor da zona Norte propôs-se a construção de mais um reservatório de duas células com capacidade unitária de 2.500 m³, e na zona Sul, propôs-se a construção de mais um reservatório de célula única, com capacidade de 2.500 m³. Deste modo, a capacidade instalada na zona Norte passará dos actuais 2.000 m³ para 7.000 m³, e na zona Sul passará dos actuais 4.500 m³ para 7.000 m³.

O novo reservatório da zona Norte estará localizado a cerca de 250 m dos actuais reservatórios, e será alimentado a partir dos reservatórios existentes, por vasos comunicantes, através de duas tubagens em FFd de diâmetro 400 mm (**Figura 18**). O novo reservatório da zona Sul estará implantado no mesmo recinto que os existentes.

A concepção dos novos reservatórios foi de tal modo que o nível de água estará equilibrado com o dos reservatórios existentes.

Para acautelar a situação de não poder alimentar um dos centros distribuidores a partir da EET2 (em situação de emergência), está prevista a interligação entre o CD Norte e o CD Sul.

Na rede de distribuição, previu-se a substituição de condutas existentes por outras de maiores diâmetros e material duradouro (PEAD e FFd); substituição dos ramais de ligação, e a execução de novas condutas.

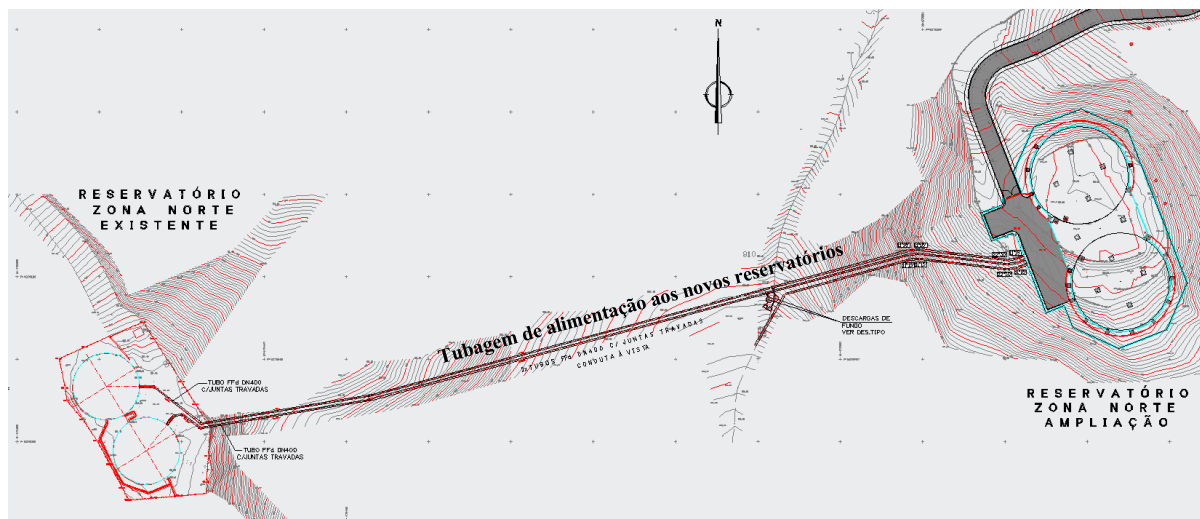


Figura 18: Localização proposta para os novos reservatórios do CD Norte

Fonte: Hidroprojecto e Ingeróp Moçambique (2012).

3.2 Métodos

3.2.1 Planeamento do modelo

3.2.1.1 Usos prioritários

A avaliação do comportamento hidráulico da operação do sistema físico real, para vários cenários de exploração tendo em consideração o incremento temporal da demanda, consistiu na reprodução do sistema físico real no EPANET através da adequada descrição dos componentes (físicos e não-físicos), calibração e validação do modelo, para posterior aplicação aos cenários definidos.

Os seguintes cenários de exploração futura foram considerados e analisados:

- **Cenário 1:** exploração do sistema de adução tendo como base o padrão de consumo na rede de distribuição adoptado para o projecto de ampliação (**Figura 19**), cujo factor de ponta horário foi de 2,2, 4,35% menor que o resultante da aplicação da equação (1), de 2,3, fundamentado pelo facto das medições feitas na saída do centro distribuidor da zona Sul apresentar valores inferiores;

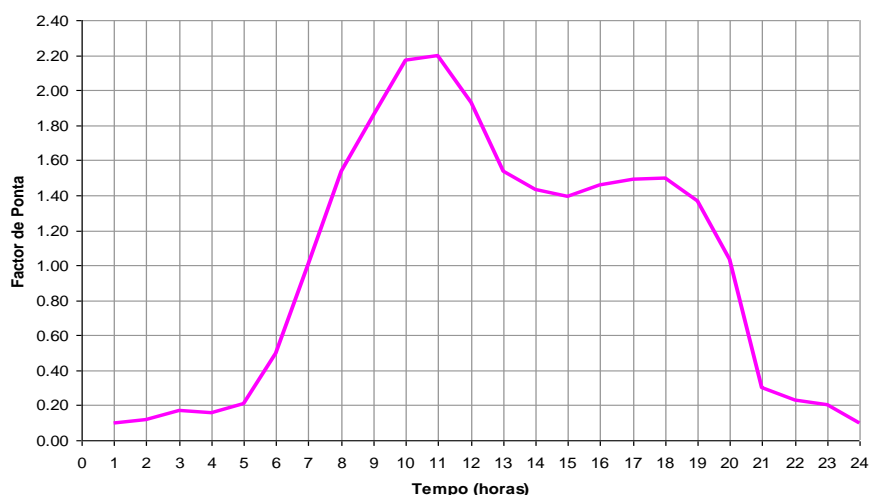


Figura 19: Padrão de consumo considerado no projecto de ampliação do SAA à Songo

Fonte: Hidroprojecto e Ingeróp Moçambique (2012).

- **Cenário 2:** interrupção de 12 horas na adução (das 7 horas às 19 horas, período de maior consumo) devido a roptura da tubagem entre a EET2 e CD Norte / Sul por queda de rochas (situação já verificada no passado), para o mesmo padrão de consumo.

A análise dos cenários foi conduzida considerando a variação do nível de água nos CD Norte / Sul entre o valor mínimo e máximo.

3.2.1.2 Colecta de dados de base

No que tange aos dados de base para o modelo, a Hidroeléctrica de Cahora Bassa dispõe de um enorme acervo do sistema de abastecimento de água à Vila de Songo, em formato físico. Através das telas finais do sistema de abastecimento de água implantado e dos desenhos do projecto de ampliação relativamente recente, foi possível extrair diversa informação de interesse para a caracterização física do sistema a modelar, nomeadamente, informação sobre os traçados, diâmetros e materiais da tubagem, a localização e características dos reservatórios, especificação das estações elevatórias, e identificação de diversos acessórios com influência na operação, como medidores de caudal, válvulas de seccionamento, e válvulas de retenção.

A informação para a caracterização física extraída das telas finais e do projecto de ampliação foi validada através de campanhas de verificação e aferição das características em campo.

Relativamente a informação operacional, a instituição dispõe de um sistema de telegestão, que auxilia na operação do SAA, permitindo a monitorização e comando das bombas, monitorização dos níveis nos reservatórios, caudais das bombas e consumos na rede de distribuição, e comando da abertura e fecho das válvulas, mas que não permite a extração dos registos no formato editável, como o “MS Excel” ou outros, sendo apenas possível a extração de parte da informação sob forma de resumos diários (balanço de volumes) no formato “pdf”.

Do ponto de vista de monitoramento de caudais, o sistema de adução dispõe de medidores de caudal ligados ao sistema de telegestão, localizados na saída da EEAB, EET1, EET2, e a entrada e saída dos centros distribuidores da zona Norte e zona Sul. Paralelamente, dispõe de manómetros de medição de pressão à saída da EET1 e EET2, e os mesmos pontos estão ligados ao sistema de telegestão.

Para cada componente do sistema a modelar, foi levantada e sistematizada a informação listada na **Tabela 8** e apresentada em detalhe no apêndice IV. No que diz respeito aos dados operacionais para efeitos de calibração do modelo, foi considerada a informação do sistema recolhida no dia 15 de Setembro de 2020, pelas 11 horas e 43 minutos, através da impressão do registo instantâneo do sistema de telegestão e leitura directa nos medidores de caudal e manómetros de pressão. Por limitação de recursos humanos para apoio na recolha de dados, não foi possível dispor de informação necessária para a validação do modelo após a calibração.

Tabela 8: Informação colectada para a modelação

Componente do sistema	Informação colectada
Reservatórios	Cotas; geometria; dimensões; níveis de operação; registo de níveis.
Aduadoras	Comprimento; diâmetro; material; cotas dos nós, pressões de serviço.
Estações elevatórias	Designação da estação elevatória; quantidade e referência das bombas; cota do eixo de aspiração de cada bomba; ponto de funcionamento de cada bomba, e controlos operacionais.
Válvulas	Localização; tipo; cotas; diâmetro; controlos operacionais.
Medidores de caudal	Localização; diâmetro; registo de caudal.

3.2.1.3 Sistema de convenções

As convenções adoptadas para a identificação dos elementos físicos do sistema a modelar procuraram estar em consonância com as designações actualmente usadas no SAA, e foram as seguintes:

Tabela 9: Convenções adoptadas para os componentes físicos do sistema a modelar

Componente do sistema	Convenção	Observação
Captação na albufeira	ALB	Reservatório de nível fixo
Bomba 1, 2 e 3 da estação elevatória de água bruta	EEAB_B1, EEAB_B2, EEAB_B3	
Decantador 1 e 2 da ETA	DEC_1, DEC_2	Reservatório de nível variável
Reservatório de aspiração das bombas da EET1	R_Cota400	Reservatório de nível variável
Bomba 1, 2 e 3 da estação elevatória de água tratada 1	EET1_B1, EET1_B2, EET1_B3	
Reservatório de aspiração das bombas da EET2	R_Cota600	Reservatório de nível variável
Bomba 1, 2 e 3 da estação elevatória de água tratada 2	EET2_B1, EET2_B2, EET2_B3	
Reservatório 1 e 2 do centro distribuidor da zona Norte	RZN_1, RZN_2	Reservatório de nível variável
Reservatório 1 e 2 do centro distribuidor da zona Sul	RZS_1, RZS_2	Reservatório de nível variável

Componente do sistema	Convenção	Observação
Válvulas de regulação de caudal	VRC-00	Código alfanumérico sequenciado (exemplo: VRC-01, VCP-01, VS-01, T-01, N-01, etc...).
Válvula de controlo de pressão	VCP-00	
Válvula de seccionamento	VS-00	
Tubagem	T-00	
Nó geral	N-00	
Nó de consumo da zona Norte / Sul	NC-ZN / NC-ZS	Refere-se aos pontos de entrega dos CD Norte / Sul, que representam de forma fictícia as demandas globais nas respectivas redes de distribuição.

E para os componentes não-físicos, as convenções adoptadas foram as seguintes:

Tabela 10: Convenções adoptadas para os componentes não-físicos do sistema a modelar

Designação	Convenção	Observação
Curvas das bombas	EEAB_B1, EEAB_B2, EEAB_B3, EEAB_futuro; EET1_B1, EET1_B2, EET1_B3, EET1_futuro, e EET2_B / EET2_N_futuro e EET2_S_futuro	Curvas características das bombas da EEAB, EET1 e EET2 actuais e futuras.
Padrões temporais de consumo	PTC	Padrões temporais de consumos futuros da zona Norte e Sul.
Padrão temporal de funcionamento das bombas no dia de interrupção por 12 horas	PFB	Padrão temporal de funcionamento das bombas para o cenário futuro de consumos, caso ocorra algum incidente que obrigue a interrupção do sistema de adução.

Por sua vez, o sistema de unidades considerado, para as principais grandezas na modelação hidráulica pelo EPANET, foram as seguintes:

Tabela 11: Sistema de unidades considerado no EPANET

Parâmetro	Unidades	Parâmetro	Unidades
Carga hidráulica	m	Tempo de percurso	h
Caudal	m ³ /h	Perda de carga unitária	m/km
Factor de perda de carga localizada	adimensional	Potência	kW
Comprimento	m	Altura piezométrica	m.c.a
Cota	m	Rendimento	%
Diâmetro do reservatório	m	Velocidade	m/s
Diâmetro da conduta ou válvula	mm	Volume	m ³
Factor de resistência	adimensional		

Fonte: Coelho et al. (2006).

3.2.2 Construção do modelo

A construção do modelo, no EPANET, procurou reproduzir o sistema físico real, de acordo com o esquema do apêndice V, desde a captação, aos centros distribuidores, com a inclusão dos reservatórios (de aspiração e decantadores), estações elevatórias, tubagem de transporte de água e válvulas de regulação (**Figura 20**). Neste processo, não foi considerado o ramal que alimenta a Central Hidroeléctrica, a partir da EET1, pelo facto do caudal das suas bombas não ser bastante representativo (25 m³/h, correspondente a 5% da capacidade de bombagem actual da EET1).

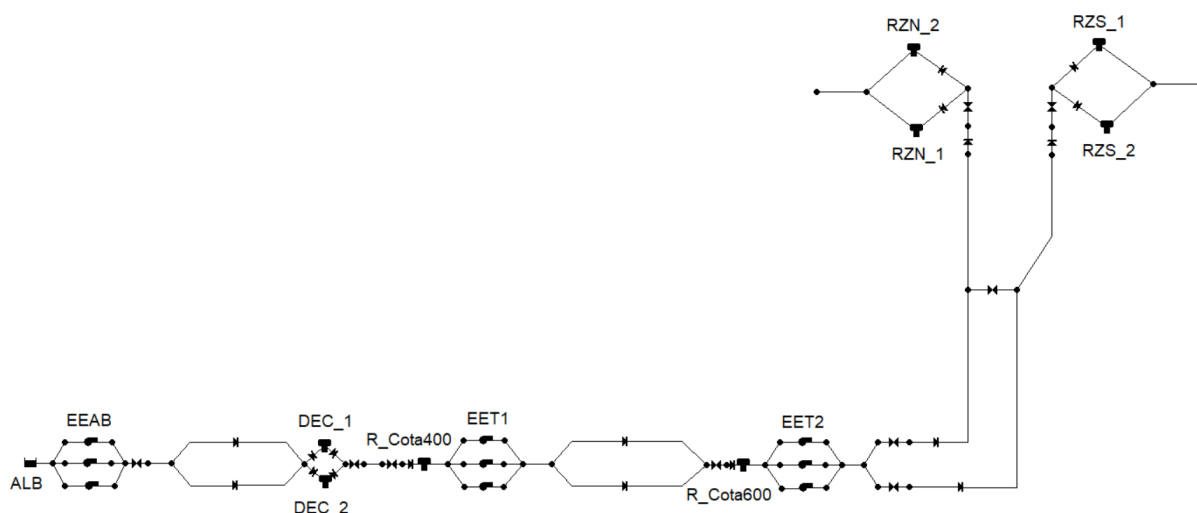


Figura 20: Esquema hidráulico do sistema actual de adução de água de Songo

3.2.2.1 Captação e adução de água bruta

A albufeira foi representada pelo reservatório de nível fixo, por possuir capacidade ilimitada, e as três bombas submersíveis instaladas não foram ligadas directamente a este, para evitar, segundo Coelho *et al.* (2006), possíveis situações de instabilidade numérica nas malhas fictícias criadas a partir do reservatório durante a resolução das equações pelo EPANET. Para ultrapassar essa situação e de modo a garantir a conexão entre o reservatório e as bombas, foram previstos trechos de tubagem com comprimento unitário e diâmetro igual ao da tubagem de compressão (tubagem comum, T-01: DN400 mm, e tubagem individual “T-02, T-04 e T-06”: DN150 mm).

No primeiro trecho comum de compressão da EEAB, foi incluída uma válvula de regulação de caudal (FCV – *Flow Control Valve*), referência VRC-01, para reproduzir a funcionalidade existente no sistema de telegestão do SAA, que permite fixar o caudal máximo a aduzir num determinado período, conseguido pela existência do variador de velocidade na bomba 3.

Nas duas tubagens de compressão paralelas, T-09 e T-10, foram inseridas válvulas de retenção (CV – *Check Valve*) para evitar o retorno da água durante a modelação e garantir que o escoamento se processe apenas em único sentido, até a descarga na ETA, nó N-11.

A **Figura 21** e o apêndice VI apresentam os detalhes das características físicas de entrada no modelo, para o trecho entre a EEAB e a EET1.

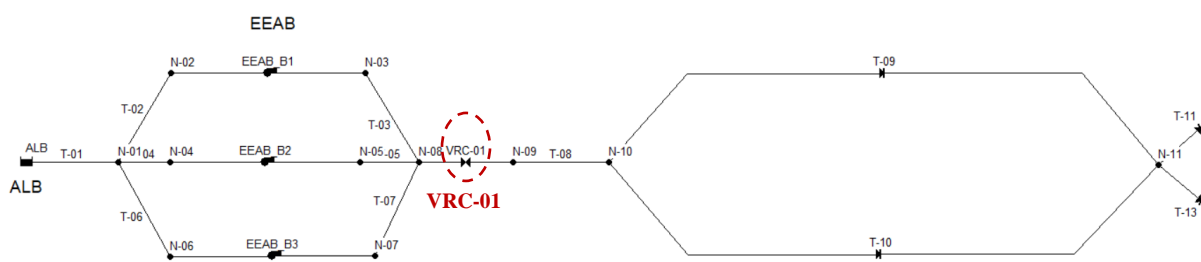


Figura 21: Esquema hidráulico da EEAB à EET1

3.2.2.2 Adução de água tratada, EET1

A tubagem vinda da EEAB quando chega na EET1, descarrega numa caixa de mistura rápida da ETA, e de seguida a água passa para os dois decantadores existentes (alimentados por baixo), e destes a água é filtrada, antes de chegar ao reservatório de aspiração das bombas

(R_Cota400). No modelo hidráulico reproduzido optou-se por representar os decantadores visto que estes possuem um volume considerável e que garantem a retenção da água por mais de 30 minutos (decantador 1, sem lamelas: volume de 405 m³ e tempo de retenção de 1,62 horas; decantador 2, com lamelas: volume de 160 m³ e tempo de retenção de 38 minutos).

Quer os decantadores, quer o reservatório de aspiração, foram modelados como sendo reservatórios de nível variável, visto que a sua capacidade é limitada e é influenciável pelas condições hidráulicas do sistema a modelar.

As características dos decantadores introduzidas para a modelação hidráulica foram: cota do fundo (405,8 m), nível inicial (4,30 m), nível mínimo (4,26 m), nível máximo de água (4,45 m) e diâmetro equivalente visto tratar-se de reservatórios rectangulares (11 m para o decantador 1, e 6,91 m para o decantador 2). A jusante dos decantadores, foi inserida uma válvula de regulação de caudal (VRC-02) para regular a saída de água para o reservatório de aspiração das bombas.

A alimentação do reservatório de aspiração é feita por cima e a aspiração das bombas por baixo. Segundo Coelho *et al.* (2006), para representar a entrada de água no reservatório, por cima, deve introduzir-se uma válvula de controlo de pressão a montante (PSV – *Pressure Sustaining Valve*), VCP-01, onde o parâmetro de controlo é a pressão de montante dada pela distância entre a cota de entrada da água por cima (cota de montante da válvula: 407,5 m) e a cota do fundo do reservatório (cota de jusante da válvula: 404,8 m).

O reservatório de aspiração possui um volume total de 439 m³ e uma capacidade de armazenamento de água de 354 m³, sendo utilizáveis apenas 248 m³ entre os níveis mínimo e máximo. As características do reservatório de aspiração consideradas na modelação hidráulica foram: cota do fundo (404,8 m), nível inicial (dependente do cenário de modelação), nível mínimo (0,75 m), nível máximo de água (2,5 m) e diâmetro equivalente visto tratar-se de reservatório rectangular (13,43 m).

Aos trechos auxiliares das tubagens (T-11 a T-23), para representar a interligação de diversos componentes do sistema, lhes foi atribuído um comprimento unitário, com diâmetro de 300 mm (T-11 a T-17) e de 150 mm (T-18 a T-23). Nos trechos unitários a montante e imediatamente a jusante dos decantadores; a montante do reservatório de aspiração das bombas, bem como nas tubagens paralelas da EET1 para a EET2, foram introduzidas válvulas de retenção para evitar o retorno da água durante a modelação.

A **Figura 22** e o apêndice VI apresentam os detalhes das características físicas de entrada no modelo, para o trecho entre a EET1 e a EET2.

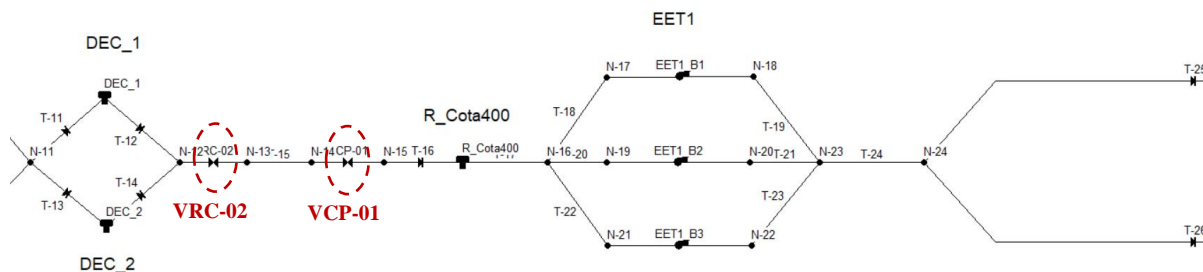


Figura 22: Esquema hidráulico da EET1 para EET2

3.2.2.3 Adução de água tratada, EET2

Na EET2, a alimentação do reservatório de aspiração é feita por cima e a aspiração das bombas por baixo. Este reservatório foi modelado como sendo de nível variável, visto que a sua capacidade é limitada e é influenciável pelas condições hidráulicas do sistema a modelar.

Nesta estação, seguiu-se uma abordagem similar a adoptada na EET1, onde para representar a entrada de água no reservatório, por cima, introduziu-se uma válvula de controlo de pressão a montante (VCP-02), tendo como parâmetro de controlo a pressão de montante que é dada pela distância entre a cota de entrada da água por cima (681,45 m) e a cota do fundo do reservatório (678,6 m).

O reservatório de aspiração possui um volume total de 424 m³ e uma capacidade de armazenamento de água de 342 m³, sendo utilizáveis apenas 216 m³ entre os níveis mínimo e máximo. As características do reservatório de aspiração consideradas na modelação hidráulica foram: cota do fundo (678,6 m), nível inicial (dependente do cenário de modelação), nível mínimo (0,92 m), nível máximo de água (2,5 m) e diâmetro equivalente visto tratar-se de reservatório rectangular (13,2 m).

Aos trechos auxiliares das tubagens (T-27 a T-34, T-36 e T-45), para representar a interligação de diversos componentes do sistema, lhes foi atribuído um comprimento unitário, com diâmetro de 300 mm (T-27, T-28, T-36 e T-45) e 150 mm (T-29 a T-34). No trecho unitário a montante do reservatório de aspiração das bombas (T-27), bem como nas tubagens paralelas da EET2 para o CD Norte / Sul (T-37 e T-46), foram introduzidas válvulas de retenção para evitar o retorno da água durante a modelação.

No trecho de alimentação a cada centro distribuidor foi inserida uma válvula de regulação de caudal (VRC-03 e VRC-04), por forma a replicar o sistema físico real, que possui um medidor de caudal em cada trecho, com a possibilidade de definir o caudal a ser aduzido em cada a partir do sistema de telegestão.

A **Figura 23** e o apêndice VI apresentam os detalhes das características físicas de entrada no modelo, para o trecho entre a EET2 e o CD Norte / Sul.

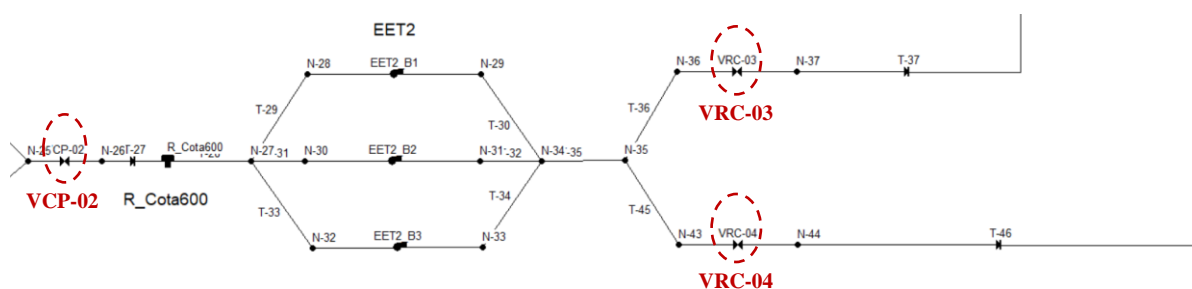


Figura 23: Esquema hidráulico da EET2 para os CD Norte e CD Sul

3.2.2.4 Centros distribuidores

As duas tubagens que saem da EET2 para os centros distribuidores estão interligadas após uma extensão de 3.223 m, na cota 825 m. Neste ponto, conforme a **Figura 14**, caso haja problemas com um dos trechos de tubagem, as válvulas são manobradas por forma a garantir a continuidade no funcionamento do sistema. Para efeitos de modelação, foi incluída apenas a válvula de seccionamento instalada na tubagem de interligação (VS-01), e as outras duas válvulas existentes em cada ramal foram modeladas através das propriedades da tubagem, visto que funcionam fechadas ou abertas.

Nos trechos de alimentação dos reservatórios, para representar o escoamento unidireccional, foram introduzidas válvulas de retenção.

Para simular a entrada de água por cima, nos reservatórios de cada centro distribuidor, seguiu-se uma abordagem similar a adoptada na EET1, introduzindo-se uma válvula de controlo de pressão a montante (VCP-03 no CD Norte e VCP-04 no CD Sul), tendo como parâmetro de controlo a pressão de montante que é dada pela distância entre a cota de entrada da água por cima (936,65 m na zona Norte e 937,25 m na zona Sul) e a cota do fundo do reservatório (931,70 m na zona Norte e 931,80 m na zona Sul).

A **Figura 24** e o apêndice VI apresentam os detalhes das características físicas da tubagem e válvulas para a entrada no modelo, referente ao trecho entre a cota 825 m e o CD Norte / Sul, numa extensão de 1.239 m para a zona Norte e 2.597 m para a zona Sul.

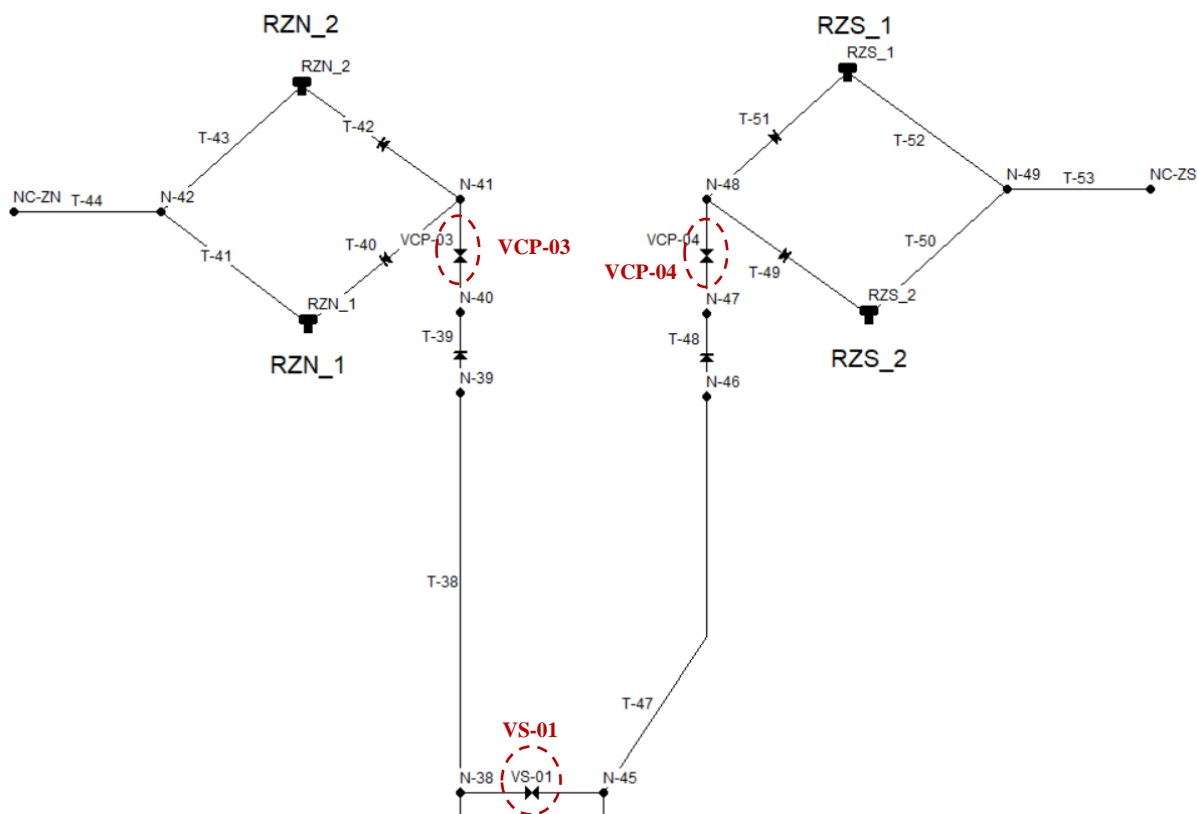


Figura 24: Esquema hidráulico da cota 825 m aos centros distribuidores

Na **Tabela 12** sintetiza-se a informação referente ao material de que é composto cada reservatório dos centros distribuidores da zona Norte e Sul, assim como a respectiva capacidade. Deste modo, importa referir que o volume de água utilizável em cada reservatório da zona Norte (entre os níveis mínimo e máximo de operação) representa 83% do seu volume total, e na zona Sul, o volume de água utilizável nos reservatórios 1 e 2 representa 65% e 70% do seu volume total, respectivamente.

Tabela 12: Capacidade dos reservatórios dos centros distribuidores

Referência	Tipo de material do reservatório	Volume total (m ³)	Volume de armazenamento de água (m ³)	Volume de água utilizável (m ³)
RZN_1	Metal	905	855	754
RZN_2	Metal	905	865	754
RZS_1	Betão	2.048	1.829	1.328
RZS_2	Metal	2.522	2.230	1.773

Para a modelação, os reservatórios dos centros distribuidores foram considerados de nível variável, visto que a sua capacidade é limitada e é influenciável pelas condições hidráulicas do sistema a modelar. As suas características usadas na modelação hidráulica foram as indicadas na **Tabela 13**.

Tabela 13: Características dos reservatórios dos centros distribuidores

Referência	Cota do fundo (m)	Cota de alimentação (m)	Nível mínimo (m)	Nível máximo (m)	Nível inicial (m)	Diâmetro (m)
RZN_1	931,75	936,65	0,50	4,25	(*)	16,00
RZN_2	931,70	936,65	0,55	4,30	(*)	16,00
RZS_1	931,80	937,25	1,26	4,60	(*)	22,50
RZS_2	932,20	937,25	0,86	4,20	(*)	26,00

(*) Dependente do cenário de modelação

3.2.2.5 Consumos

No CD Norte, o registo e a transmissão do caudal consumido na rede de distribuição ao sistema de telegestão está sendo feito apenas para as tubagens de alimentação aos bairros Catondo, Unidade e zona Baixa. O caudalímetro da tubagem de alimentação à rede de distribuição da zona Alta encontra-se com problemas de transmissão de dados.

Para o CD Sul, o caudalímetro de registo de água à saída encontra-se operacional, mas não transmite a informação para o sistema de telegestão.

Perante os problemas de comunicação identificados no sistema, não foi possível obter dados de consumo em toda a rede de distribuição (zona Norte e Sul), para todo o dia 15 de Setembro de 2020, e melhor representar a sua variabilidade temporal. Entretanto, como alternativa,

optou-se por obter instantaneamente a situação do sistema no dia 15 de Setembro de 2020, pelas 11 horas e 43 minutos, com o auxílio da equipa de operadores. Para a zona Norte estava a ser distribuído um caudal de 161 m³/h e para a zona Sul um caudal de 193 m³/h.

3.2.2.6 Controlos operacionais

3.2.2.6.1 Estação elevatória de água bruta - EEAB

Na EEAB geralmente opera-se com duas bombas, a B3 combinada com a bomba B1 ou B2. O comando de arranque é dado manualmente, para garantir níveis de água suficientes no reservatório de aspiração para o arranque das bombas da EET1, seguido do arranque das bombas da EET2, de modo a poder fornecer água aos centros distribuidores. A sua paragem é consequência do que sucede nos centros distribuidores, visto que quando estes se encontram no pleno armazenamento as bombas da EET2 saem de serviço, provocando a subida do nível de água no seu reservatório de aspiração, que quando atinge um volume de 91% (2,28 m), acciona-se a paragem das bombas da EET1, com a subsequente paragem da EEAB quando o volume do reservatório de aspiração da EET1 atinge 91% (2,28 m).

3.2.2.6.2 Estação elevatória de água tratada 1 – EET1

A EET1 funciona normalmente com apenas duas bombas de forma simultânea, B1 e B2 ou B3, e estão parametrizadas por forma a que o seu arranque ou paragem sejam automáticos ou comandados manualmente por intervenção do operador. No seu primeiro arranque, após uma total paragem da estação, está definido que entre primeiro em serviço a bomba B1, quando o volume no reservatório de aspiração estiver em 50% (1,25 m), seguido da bomba B2 quando o volume na aspiração sobe para 55% (1,38 m), e por fim, a bomba B3, após ser atingido o volume de 60% (1,5 m) na aspiração.

Na operação plena das bombas, estas possuem dois comandos de paragem, sendo um pelo nível baixo no reservatório de aspiração e outro pelo nível alto no reservatório de chegada na EET2. Quando o nível no reservatório de aspiração da EET1 vai baixando, pára primeiro a bomba B2 (ou B3 se esta estiver em funcionamento) após ser atingido o volume de 49% (1,23 m), seguido da bomba B1, após ser atingido o volume de 30% (0,75 m).

3.2.2.6.3 Estação elevatória de água tratada 2 – EET2

A EET2 funciona normalmente com as três bombas em simultâneo, e a semelhança da EET1, estas estão parametrizadas por forma a que o seu arranque ou paragem sejam automáticos ou comandados manualmente por intervenção do operador. No seu primeiro arranque, após uma total paragem da estação, está definido que primeiro entre em serviço a bomba B3, quando o volume no reservatório de aspiração estiver em 76% (1,9 m), seguido da bomba B2 quando o volume na aspiração sobe para 84% (2,1 m), e por fim, a bomba B1, após ser atingido o volume de 91% (2,28 m) na aspiração.

Em plena operação, as bombas possuem dois comandos de paragem, sendo um pelo nível baixo no reservatório de aspiração e outro quando é atingido o pleno armazenamento nos centros distribuidores de água da zona Norte e Sul. Quando o nível no reservatório de aspiração da EET2 vai baixando, pára a primeira bomba após ser atingido o volume de 59% (1,48 m), seguindo a segunda bomba quando o volume desce para 41% (1,03 m) e por fim a terceira bomba quando o volume atinge 38% (0,95 m).

3.2.2.6.4 Centros distribuidores

A operação dos centros de distribuição da zona Norte é feita entre o volume mínimo de cerca de 100 m³ (0,5 m - RZN_1 e 0,55 m – RZN_2) e o pleno armazenamento (4,25 m - RZN_1 e 4,3 m – RZN_2). No centro distribuidor da zona Sul, a operação é feita entre o volume mínimo de cerca de 500 m³ (1,26 m - RZS_1 e 0,86 m – RZS_2) e o pleno armazenamento (4,6 m - RZS_1 e 4,2 m – RZS_2). Nos dois centros distribuidores, quando é atingido o volume mínimo, o operador dá o comando para o fecho remoto das válvulas de saída para a alimentação das redes de distribuição de água.

3.2.3 Implementação da solução-base

3.2.3.1 Opções hidráulicas para a simulação no Epanet

As perdas de carga contínuas foram calculadas pela fórmula de Hazen-Williams (Tabela 2), e por estar a modelar-se o escoamento da água, a gravidade específica e a viscosidade relativa (água a 20 °C) tomaram o valor unitário (Rossman *et al.*, 2020).

Por aplicação das equações (5) e (6), procedeu-se com a resolução do problema hidráulico em cada ponto e determinado instante, onde foi definido um número máximo de 40 interações

(*Maximum Trials*), e uma precisão na convergência dos resultados do balanço do caudal de 0,001. Caso não fosse alcançado o equilíbrio hidráulico nas 40 interações, foi pré-definido que continue com a simulação, o que por defeito o Epanet prossegue por mais 10 interações na tentativa de encontrar o equilíbrio hidráulico.

O máximo erro da perda de carga (*Maximum Head Error*), foi limitado em 0,1 m. Por fim, a variação do caudal num determinado ponto em duas simulações consecutivas, foi limitado para que não fosse superior a 0,001 unidades do caudal (*Maximum Flow Change*).

Para os nós de consumo, no cenário base, foi pré-definido que a análise do caudal fornecido em cada instante fosse guiada pela demanda (*Demand Driven Analysis - DDA*).

A verificação da convergência foi definida para que fosse feita no mínimo a cada duas interações (*CHECKFREQ*) e no máximo a cada 10 interações (*MAXCHECK*), até que seja alcançado o equilíbrio hidráulico. Para fazer reflectir a necessidade de verificar o estado dos controlos operacionais das válvulas, a cada interacção, foi adoptado o valor de precisão *DAMPLIMIT* de zero.

E, por não haver necessidade de reduzir ou aumentar os caudais atribuídos aos nós de consumo, ao multiplicador da demanda (*Demand Multiplier*) atribuiu-se o valor unitário.

Os nós de consumo NC-ZN e NC-ZS que representam de forma fictícia a demanda de toda a rede de distribuição da zona Norte e Sul (registos dos medidores de caudal), na simulação estática foram modelados como dispositivos emissores de caudal.

3.2.3.2 *Curvas características das bombas*

As curvas características das bombas consideradas no modelo, indicadas nas figuras seguintes, foram obtidas dos catálogos do fabricante e em alguns casos foram extraídas da documentação técnica existente na HCB. Entretanto, sabendo-se que com o passar dos anos as electrobombas desgastam-se, reduzindo a sua capacidade, apenas assumiu-se estas curvas como referência e durante a modelação foi-se ajustando os parâmetros relevantes para que se consiga replicar o sistema físico real.

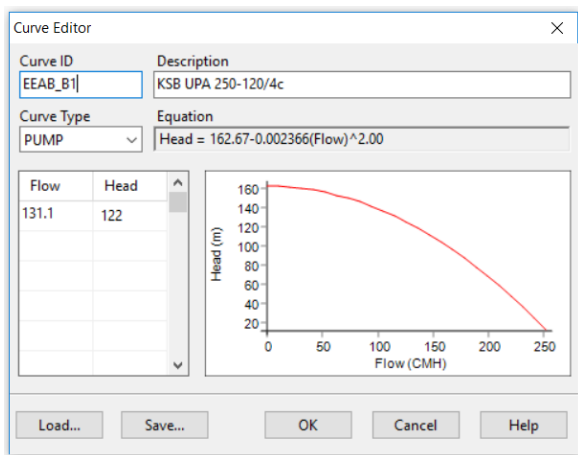


Figura 25: Curva característica da bomba 1 da EEAB (similar a curva da bomba 2 da EEAB)

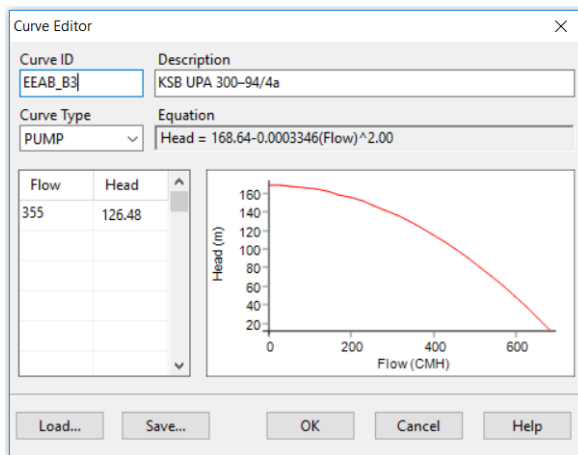


Figura 26: Curva característica da bomba 3 da EEAB

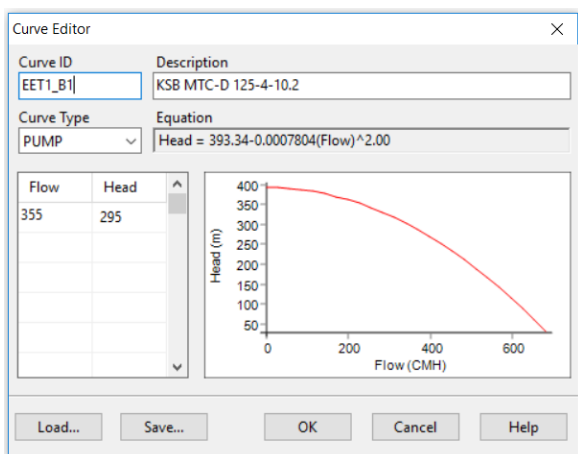


Figura 27: Curva característica da bomba 1 da EET1

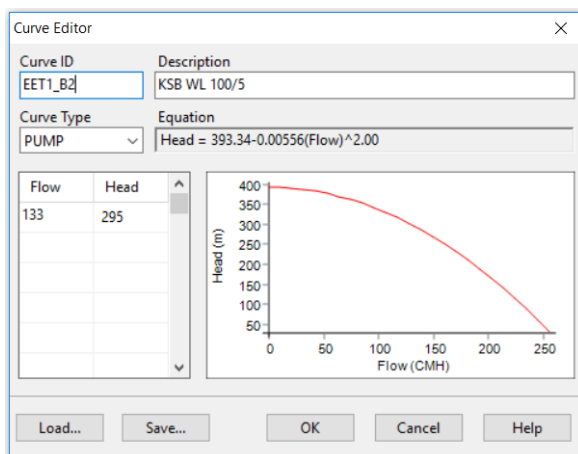


Figura 28: Curva característica da bomba 2 da EET1 (similar a curva da bomba 3 da EET1 e das 3 bombas da EET2)

3.2.4 Calibração do modelo

A calibração do modelo foi efectuada apenas para a simulação estática, visto não ter sido possível obter dados contínuos do consumo nas redes de distribuição da zona Norte e Sul. A calibração estática cingiu-se na reprodução de um cenário real específico e instantâneo de operação do sistema de adução, para encontrar os melhores valores das características físicas, como o coeficiente de rugosidade do material da tubagem, e a validação do estado de funcionamento das bombas através das suas curvas características.

Para o efeito, foi considerada a informação resumida na **Tabela 14**, do dia 15 de Setembro de 2020, sendo parâmetros de controlo os apresentados a negrito.

Tabela 14: Dados para a calibração estática

Variável	EEAB	EET1	EET2	Zona Norte	Zona Sul
Data	15/09/2020				
Hora	11h43min.				
Cota da albufeira (m)	323,46	-	-	-	-
Caudal total aduzido (m ³ /h)	450,00	441,80	324,20	172,60	151,60
Número de bombas em funcionamento (unidades)	2	2	3	-	-
Pressão a jusante da associação em paralelo das bombas (m)	121,00	288,00	298,00	-	-
Volume no reservatório de aspiração (m ³)	-	114,80	260,60	-	-
Altura de água no reservatório de aspiração (m)	-	0,81	1,90	-	-
Volume no reservatório 1 (m ³)	-	-	-	440,10	910,00
Altura de água no reservatório 1 (m)	-	-	-	2,19	2,29
Caudal de alimentação ao reservatório 1 (m ³ /h)	-	-	-	141,30	Sem informação
Volume do reservatório 2 (m ³)	-	-	-	440,90	750,00
Altura de água no reservatório 2 (m)	-	-	-	2,19	1,41
Caudal de alimentação ao reservatório 2 (m ³ /h)	-	-	-	31,30	Sem informação
Caudal de saída dos centros distribuidores (m ³ /h)	-	-	-	161,00	193,00

Na calibração, definiu-se que a pressão fosse monitorada imediatamente a jusante de cada estação elevatória (N-05, N-07, N-23 e N-34), e para o caudal, definiu-se os trechos imediatamente a jusante da EET1 (T-24); na alimentação dos reservatórios do centro distribuidor da zona Norte (T-40 e T-42) e nas tubagens de alimentação das redes de distribuição Norte (T-44) e Sul (T-53).

Os trechos imediatamente a jusante da EEAB e EET2, não foram considerados para o monitoramento do caudal, pelo facto de possuírem caudalímetros que permitem pré-definir as consignas de caudais, e que seriam invariáveis com a alteração dos parâmetros de calibração.

A calibração dinâmica, serviria para validar as regras operacionais de arranque e paragem das bombas em todas as estações elevatórias, bem como os comandos para a distribuição de água pela rede.

3.2.5 Exploração do modelo para a situação futura

3.2.5.1 Esquema hidráulico do sistema de adução futuro

No sentido de simular a exploração futura do sistema adutor, face as propostas de alteração física de parte dos seus componentes, de acordo com a descrição feita em 3.1.5.1, produziu-se o esquema hidráulico apresentado na **Figura 29**, baseado na informação adicional da **Tabela 15**. As duas tubagens DN400 mm de interligação entre os actuais reservatórios do CD Norte e os futuros reservatórios, foram substituídas por uma tubagem de diâmetro equivalente, DN566 mm, mantendo-se a sua extensão de 250 m.

Tabela 15: Características do decantador e dos reservatórios adicionais dos centros distribuidores

Referência	Cota do fundo (m)	Cota de alimentação (m)	Nível mínimo (m)	Nível máximo (m)	Diâmetro (m)
DEC_3	405,80	405,80	4,26	4,45	6,91
RZN_3	929,50	929,50	1,50	6,00	23,00
RZN_4	929,50	929,50	1,50	6,00	23,00
RZS_3	931,80	937,25	1,26	4,60	26,50

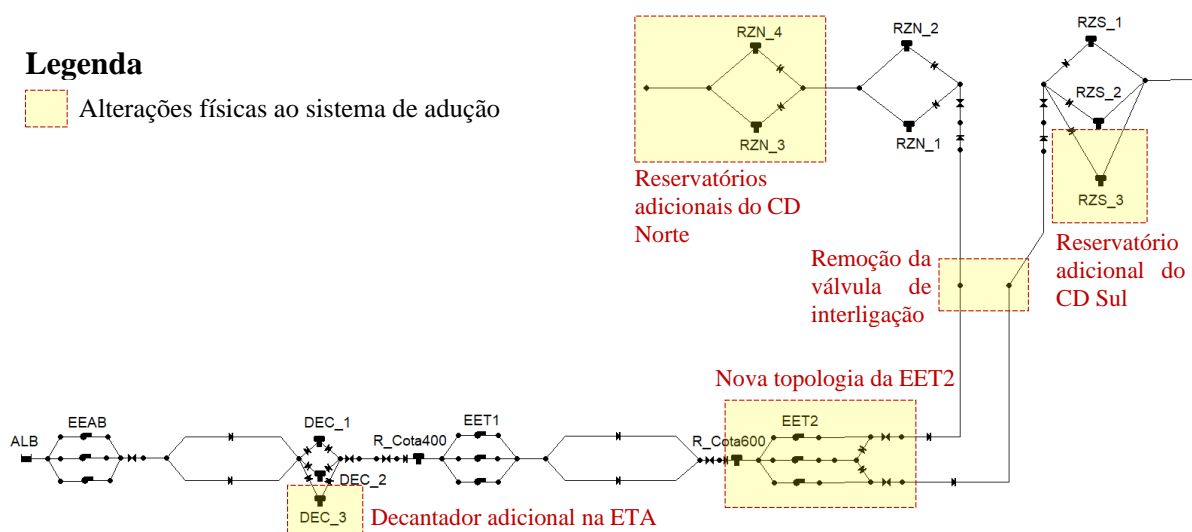


Figura 29: Esquema hidráulico do sistema futuro de adução de água de Songo

O nível inicial nos reservatórios de aspiração, para o início da modelação, teve em consideração as regras de operação actuais, assumindo-se um valor que garanta o funcionamento de todas as bombas (volume de 50% na aspiração da EET1 e de 60% na aspiração da EET2). No decantador DEC_3, considerou-se um nível inicial similar ao dos decantadores actuais.

Para os centros distribuidores da zona Norte e Sul, o nível inicial baseou-se na consideração feita em 3.2.1.1 (armazenamento mínimo correspondente ao nível mínimo de exploração nos centros distribuidores), e o nível máximo correspondeu ao pleno armazenamento (**Tabela 16**). Os níveis intermédios foram definidos tendo em consideração um incremento de 10% da amplitude de variação do respectivo nível.

Tabela 16: Nível inicial nos reservatórios

Referência	Cota do fundo (m)	Nível inicial ou mínimo (m)	Nível máximo (m)
DEC_1; DEC_2; DEC_3	405,80	4,30	4,45
R_Cota400	404,80	1,25	2,5
R_Cota600	678,60	1,50	2,5
RZN_1	931,75	0,50	4,25
RZN_2	931,70	0,55	4,30
RZN_3	929,50	1,50	6,00
RZN_4	929,50	1,50	6,00
RZS_1	931,80	1,26	4,60
RZS_2	932,20	0,86	4,20
RZS_3	931,80	1,26	4,60

3.2.5.2 Curvas características das bombas

As curvas características das bombas consideradas no modelo, para a simulação da situação futura, e apresentadas da **Figura 30** a **Figura 33**, foram baseadas na descrição feita em 3.1.5.1, e admitiu-se estarem a funcionar na sua velocidade nominal de rotação.

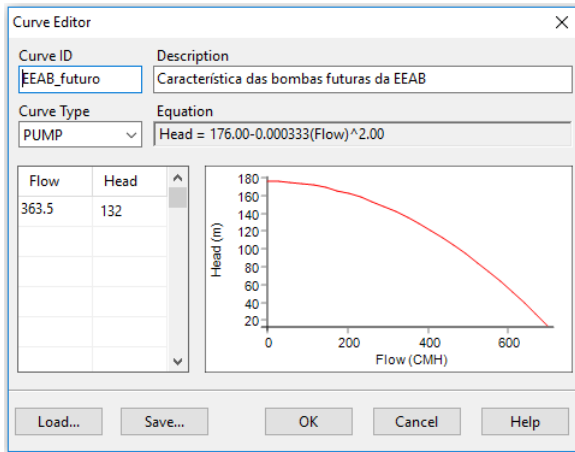


Figura 30: Curva característica das bombas futuras da EEAB

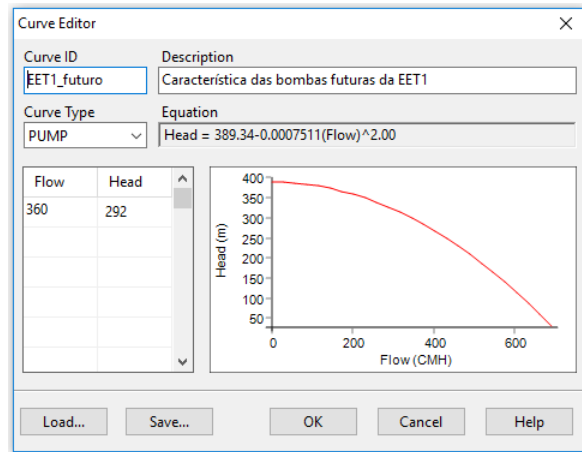


Figura 31: Curva característica das bombas futuras da EET1

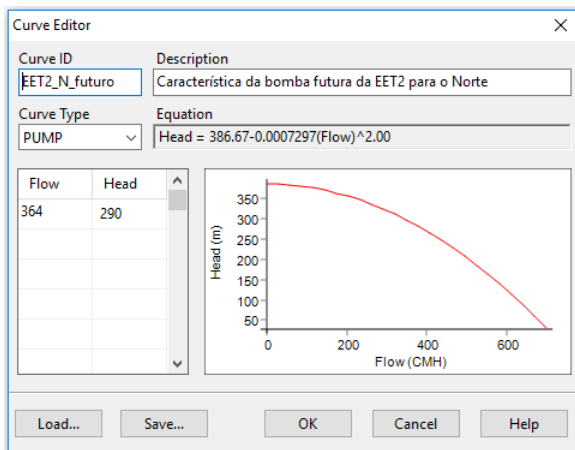


Figura 32: Curva característica da bomba da EET2 para alimentação a zona Norte

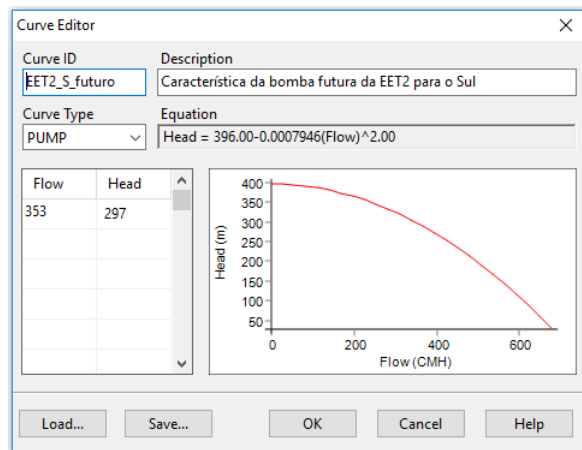


Figura 33: Curva característica da bomba da EET2 para alimentação a zona Sul e bomba de reserva

3.2.5.3 Padrão temporal de consumo

O padrão temporal de consumo considerado na modelação em período alargado (simulação dinâmica), tanto para a zona Norte, bem como para a zona Sul, foi o referenciado em 3.2.1.1, que posteriormente foi inserido no Epanet, conforme a **Figura 34**.

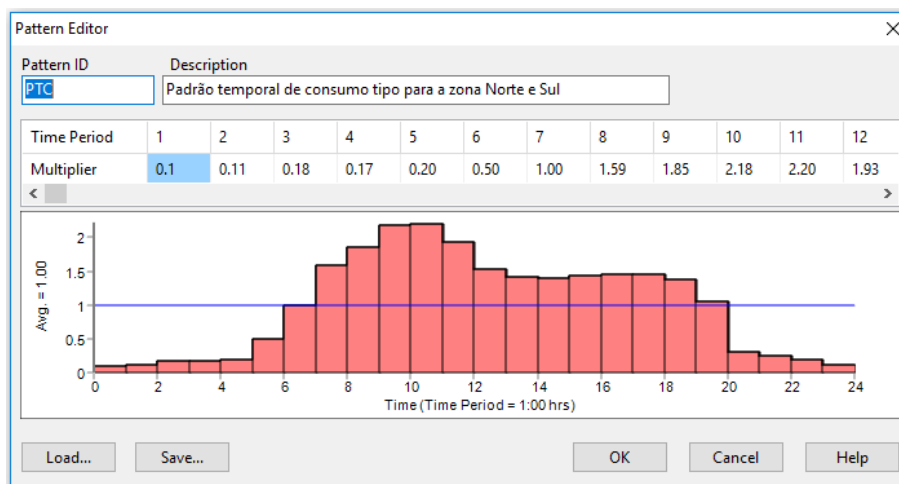


Figura 34: Padrão temporal de consumo futuro, zona Norte e Sul

3.2.5.4 Consumo-base nas redes de distribuição

O consumo-base para a situação futura, preconizado no projecto de ampliação do SAA à Songo, e considerado na modelação, foi de 359,87 m³/h para a zona Norte e 319,13 m³/h para a zona Sul, de acordo com a descrição feita em 3.1.5.1, totalizando uma demanda média de 679 m³/h.

3.2.5.5 Controlos operacionais para a situação futura

Os controlos operacionais tiveram como referência a situação actual, excepto na EET2 e CD Norte / Sul, devido as alterações propostas no Projecto. Para a EET2, definiu-se como nível mínimo para a paragem das bombas de 1,48 m, nível esse que actualmente é considerado para a paragem da primeira bomba, e nos CD Norte / CD Sul, houve necessidade de incluir nas regras operacionais os novos reservatórios, conforme a **Figura 35**.

Para acomodar a simulação do cenário 2, de interrupção de 12 horas da adução, foi inserido um padrão temporal de funcionamento das bombas, conforme é apresentado na **Figura 36**.

```

Rule-Based Controls Editor

RULE 1
IF TANK R_Cota400 LEVEL > 0.75
AND TANK R_Cota400 LEVEL <= 2.5
AND TANK R_Cota600 LEVEL < 2.28
THEN PUMP EET1_B1 STATUS IS OPEN

RULE 2
IF TANK R_Cota400 LEVEL > 1.23
AND TANK R_Cota400 LEVEL <= 2.5
AND TANK R_Cota600 LEVEL < 2.28
THEN PUMP EET1_B2 STATUS IS OPEN

RULE 3
IF TANK R_Cota400 LEVEL <= 2.5
THEN PUMP EET1_B3 STATUS IS CLOSED
AND PUMP EEAB_B1 STATUS IS CLOSED

RULE 4
IF TANK R_Cota400 LEVEL < 2.28
THEN PUMP EEAB_B2 STATUS IS OPEN
AND PUMP EEAB_B3 STATUS IS OPEN

RULE 5
IF TANK R_Cota600 LEVEL > 1.48
AND TANK R_Cota600 LEVEL <= 2.5
AND TANK RZN_3 LEVEL < 6
AND TANK RZN_4 LEVEL < 6
THEN PUMP EET2_B1 STATUS IS OPEN
            
```

```

Rule-Based Controls Editor

RULE 6
IF TANK R_Cota600 LEVEL > 1.48
AND TANK R_Cota600 LEVEL <= 2.5
AND TANK RZS_1 LEVEL < 4.6
AND TANK RZS_2 LEVEL < 4.2
AND TANK RZS_3 LEVEL < 4.6
THEN PUMP EET2_B3 STATUS IS OPEN

RULE 7
IF TANK R_Cota600 LEVEL <= 2.5
THEN PUMP EET2_B2 STATUS IS CLOSED

RULE 8
IF TANK RZN_3 LEVEL > 1.5
AND TANK RZN_3 LEVEL <= 6
AND TANK RZN_4 LEVEL > 1.5
AND TANK RZN_4 LEVEL <= 6
THEN PIPE T-41a STATUS IS OPEN
AND PIPE T-43a STATUS IS OPEN

RULE 9
IF TANK RZS_1 LEVEL > 1.26
AND TANK RZS_1 LEVEL <= 4.6
AND TANK RZS_2 LEVEL > 0.86
AND TANK RZS_2 LEVEL <= 4.2
AND TANK RZS_3 LEVEL > 1.26
AND TANK RZS_3 LEVEL <= 4.6
THEN PIPE T-52 STATUS IS OPEN
AND PIPE T-50 STATUS IS OPEN
AND PIPE T-50a STATUS IS OPEN
            
```

Figura 35: Controlos operacionais para a exploração – cenário 1

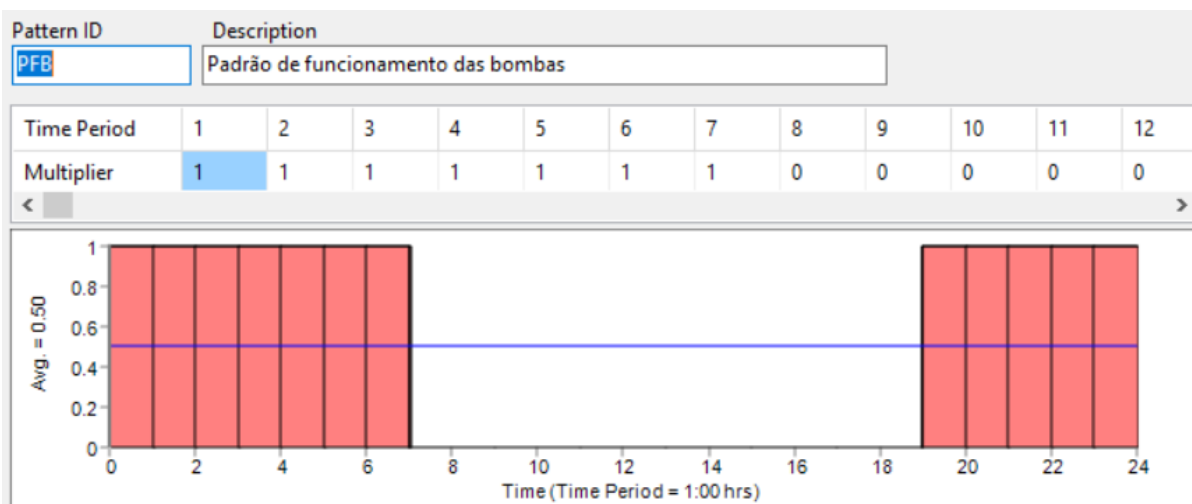


Figura 36: Padrão de funcionamento das bombas contemplando a paragem das 7 às 19 horas

3.2.5.6 Opções temporais para a simulação

Para cada cenário, a simulação teve a duração de 96 horas (4 dias) de modo a permitir que nas primeiras horas o modelo faça os ajustes iniciais e seja alcançada a estabilidade numérica, e o intervalo temporal considerado foi de uma hora.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Resultados da simulação

4.1.1 Solução-base

Na implementação da solução-base, estática, fez-se o uso do modelo contruído (**Figura 37**), seguido da definição das bombas em funcionamento, níveis de água nos reservatórios, regulação das válvulas para o controlo do caudal (VRC-01, VRC-02, VRC-03 e VRC-04), velocidade de rotação da EEAB_B3 (95%), consumos nos nós conforme o cenário apresentado na **Tabela 14**, e introdução das curvas características das bombas. Para o primeiro ensaio do modelo que constitui a solução-base, sem nenhuma afinação, considerou-se o coeficiente de rugosidade de Hazen-Williams de $120 \text{ m}^{3/8}/\text{s}$, para toda a tubagem em ferro fundido e em aço revestido (**Tabela 4**).

As válvulas VRC-01 (a jusante da EEAB) e a VRC-02 (a jusante dos decantadores) foram reguladas para o caudal de $450 \text{ m}^3/\text{h}$ e as válvulas VRC-03 (adutora de alimentação à zona Norte) e VRC-04 (adutora de alimentação à zona Sul) foram reguladas para o caudal de $172,6 \text{ m}^3/\text{h}$ e $151,6 \text{ m}^3/\text{h}$ respectivamente, conforme os registos do cenário considerado (**Tabela 14**).

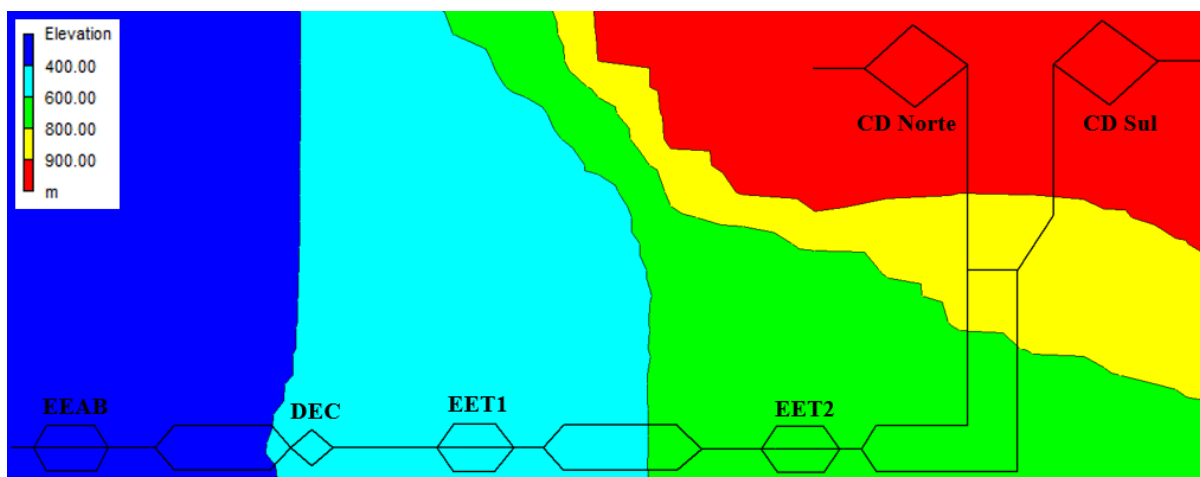


Figura 37: Isolínhas das cotas no traçado em planta da adutora

Os resultados mostram que para os trechos de controlo, os valores de caudal obtidos seguem a mesma tendência que os dados observados, sendo que o caudal mínimo verifica-se no trecho T-42, com o valor de $31,28 \text{ m}^3/\text{h}$, e o caudal máximo verifica-se no trecho T-24, com o valor de $512,19 \text{ m}^3/\text{h}$, cuja média é de $171,91 \text{ m}^3/\text{h}$, contra uma média da amostra de

193,68 m³/h (**Figura 38**). Apreciação análoga é feita aos resultados da pressão nos nós críticos de controlo, em que a pressão mínima verifica-se no nó N-05, de 119 m.c.a e a máxima no nó N-34, de 328,7 m.c.a, com uma média de 212,72 m.c.a, contra uma média da amostra de 207 m.c.a (**Figura 39**). A correlação entre os valores simulados e observados de caudal é de 0,95, e entre os valores simulados e observados da pressão é de 0,99.

Em apreciação aos resultados dos caudais (**Figura 38**), verifica-se que os valores modelados superam os observados em 15,93% no trecho T-24 e 0,013% no trecho T-40, e são inferiores aos observados em 0,060% no trecho T-42, em 49% no trecho T-44 e em 52% no trecho T-53. Relativamente aos resultados da pressão (**Figura 39**), verifica-se que as diferenças entre os valores modelados e observados variam de 1,88 à 30,7 m.c.a, sendo o nó N-34 o que apresenta o desvio máximo.

Calibration Statistics for Flow					
Location	Num Obs	Observed Mean	Computed Mean	Mean Error	RMS Error
T-24	1	441.80	512.19	70.386	70.386
T-40	1	141.30	141.32	0.019	0.019
T-42	1	31.30	31.28	0.018	0.018
T-44	1	161.00	82.11	78.890	78.890
T-53	1	193.00	92.64	100.360	100.360
Network	5	193.68	171.91	49.935	65.192

Correlation Between Means: 0.951

Figura 38: Relatório do caudal para a solução-base estática

Calibration Statistics for Pressure					
Location	Num Obs	Observed Mean	Computed Mean	Mean Error	RMS Error
N-05	1	121.00	119.00	1.995	1.995
N-07	1	121.00	119.12	1.877	1.877
N-23	1	288.00	284.05	3.952	3.952
N-34	1	298.00	328.70	30.700	30.700
Network	4	207.00	212.72	9.631	15.537

Correlation Between Means: 0.992

Figura 39: Relatório da pressão para a solução-base estática

Após a simulação, foi possível também extrair do Epanet o mapa de isolinhas apresentado na **Figura 40**, que melhor procura ilustrar a variação da pressão ao longo da adutora, desde a EEAB aos CD Norte / CD Sul, com pressões muito baixas nos reservatórios (azul escuro), que é limitado pela altura do reservatório, e pressões elevadas na saída das estações elevatórias (EEAB, EET1 e EET2).

Para uma melhor visualização da aproximação ou disparidade entre os valores simulados e observados, quer de caudal, quer da pressão, os resultados são apresentados na forma gráfica da **Figura 41** à **Figura 44**. Na **Figura 41** e **Figura 43**, os pontos mais afastados da recta com inclinação de 45° (T-24, T-44, T-53 e N-34) são do ponto de vista qualitativo os que apresentam valores simulados mais afastados dos observados. Esta constatação é reforçada pelos gráficos de barra apresentados na **Figura 42** e **Figura 44**.

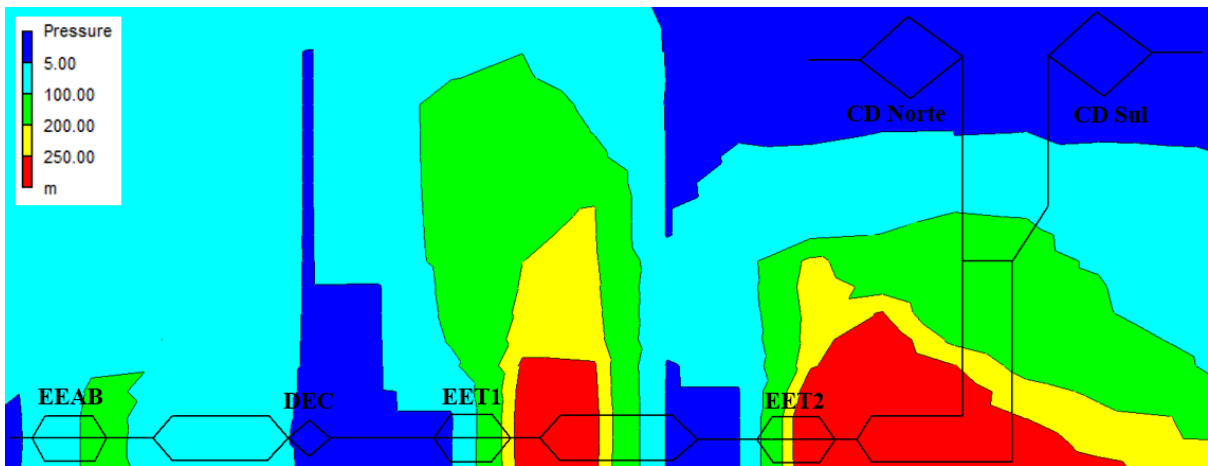


Figura 40: Isolinhas da pressão no traçado em planta da adutora, para a solução-base

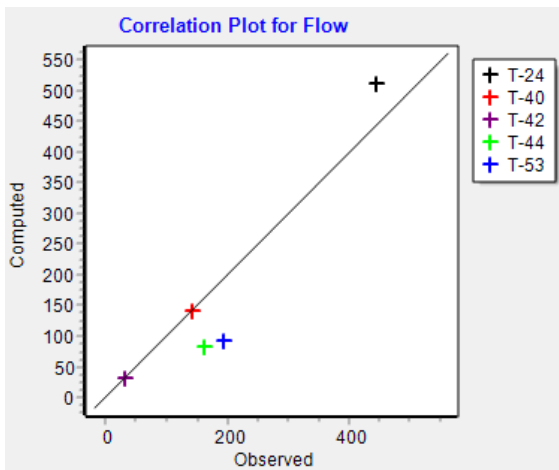


Figura 41: Solução-base estática. Correlação do caudal

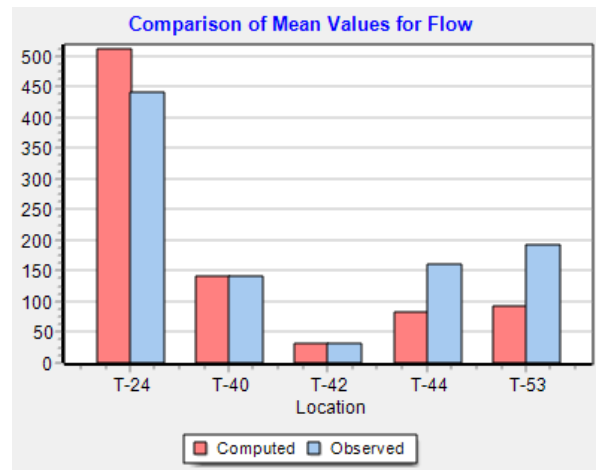


Figura 42: Solução-base estática. Comparação gráfica do caudal

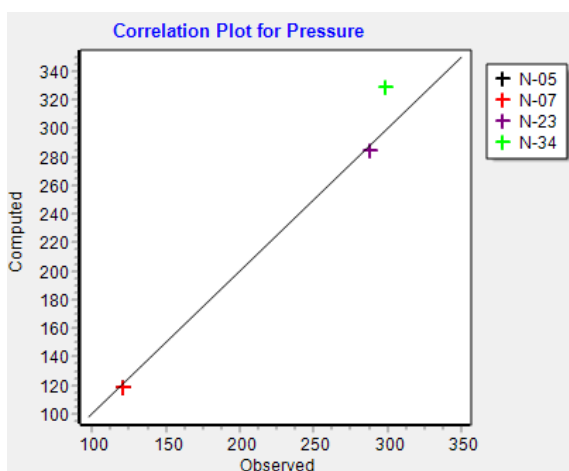


Figura 43: Solução-base estática. Correlação da pressão

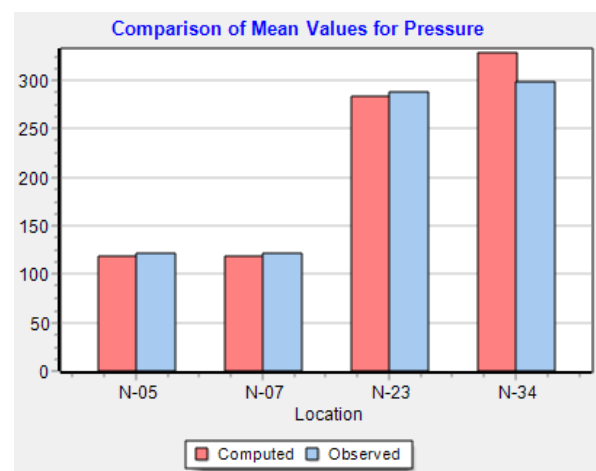


Figura 44: Solução-base estática. Comparação gráfica da pressão

4.1.2 Análise de sensibilidade e calibração do modelo

A análise de sensibilidade visou encontrar os parâmetros que influenciam a alteração dos resultados para reduzir as diferenças entre os valores (de caudal e de pressão) simulados e observados durante a calibração da solução-base. Para o efeito, fez-se variar os coeficientes de rugosidade de Hazen-Williams e/ou ajustamento da velocidade de rotação das bombas tendo em consideração o seu desgaste pela idade e/ou adulterações ocasionadas pelos trabalhos de manutenção e reparação, por forma a aumentar ou reduzir a altura manométrica e o caudal das bombas. Ao fazer-se variar individualmente os parâmetros, e em algumas situações simultaneamente, foi possível identificar os parâmetros mais sensíveis e que influenciam significativamente a alteração dos resultados.

Durante a análise de sensibilidade e calibração, em cada trecho, deparou-se com o seguinte:

Trecho EEAB-EET1: o foco foi aumentar a pressão nos nós N-05 e N-07. O modelo não se revelou sensível à variação do coeficiente de rugosidade de Hazen-Williams a ponto de influenciar na alteração da pressão a jusante da EEAB. Deste modo, repôs-se o coeficiente de rugosidade inicial e fez-se variar gradualmente a velocidade de rotação da EEAB_B2. Para valores de velocidade de rotação da bomba abaixo de 100%, a pressão a jusante continuava a baixar e para valores acima, a pressão aumentava, até chegar-se a um ajustamento aceitável com uma velocidade de rotação da bomba de 102% (**Tabela 17**). Deste modo, a diferença entre a pressão modelada e observada passou de 2,00 m.c.a no nó N-05 e 1,88 m.c.a no nó N-07 (**Figura 39**) para 0,34 m.c.a e 0,33 m.c.a (**Figura 47**) respectivamente.

Tabela 17: Pressão nos nós de controlo do trecho EEAB – EET1 com a variação da rotação da bomba EEAB_B2

Pressão nos nós (m.c.a) para coeficiente de Hazen-Williams de 120 m^{3/8}/s						
Referência do nó	Velocidade de rotação das bombas (N)					
	94%	96%	98%	100%	102%	104%
N-05	113,64	115,50	117,29	119,00	120,66	122,26
N-07	114,09	115,84	117,51	119,12	120,67	122,16

Trecho EET1-EET2: o foco foi aumentar a pressão no nó N-23 e reduzir o caudal na tubagem T-24. O modelo mostrou-se pouco sensível para o ajustamento do caudal, mas respondeu bem

para o ajustamento da pressão, com a redução do coeficiente de rugosidade de Hazen-Williams (**Tabela 18**). Para um valor de coeficiente de rugosidade de $100 \text{ m}^{3/8}/\text{s}$ em todo trecho de jusante, a aproximação da pressão foi bastante boa, excepto para o caudal (**Tabela 18**). Assim, passou-se a reduzir gradualmente o coeficiente de rugosidade e simultaneamente a velocidade de rotação da bomba EET1_B2, até chegar-se a uma boa aproximação com um coeficiente de rugosidade de $90 \text{ m}^{3/8}/\text{s}$ e velocidade de rotação da bomba de 90% (**Tabela 19**). Deste modo, a diferença entre o caudal modelado e observado passou de 15,93% no trecho T-24 para 0,12% (de acordo com os resultados da **Figura 46**), e entre a pressão modelada e observada passou de 3,95 m.c.a no nó N-23 (**Figura 39**) para 1,33 m.c.a (**Figura 47**).

Tabela 18: Pressão no nó e caudal no trecho de controlo do percurso EET1 – EET2 com a variação do coeficiente de Hazen-Williams

Pressão no nó (m.c.a) e caudal no trecho (m^3/h) para velocidade de rotação das bombas de 100%					
Referência do nó / trecho	Coeficiente de Hazen-Williams ($\text{m}^{3/8}/\text{s}$)				
	120	110	100	90	80
N-23 (m.c.a)	284,05	285,45	287,24	289,52	292,51
T-24 (m^3/h)	512,19	508,78	504,44	498,83	491,37

Tabela 19: Pressão no nó e caudal no trecho de controlo do percurso EET1 – EET2 para diferentes coeficientes de Hazen-Williams e variação da velocidade de rotação da bomba EET1_B2

Pressão no nó (m.c.a) e caudal no trecho (m^3/h), para coeficiente de Hazen-Williams de $100 \text{ m}^{3/8}/\text{s}$						
Referência do nó / trecho	Velocidade de rotação das bombas (N)					
	88%	90%	92%	94%	96%	98%
N-23 (m.c.a)	284,23	284,87	285,43	285,92	286,39	286,82
T-24 (m^3/h)	431,55	448,00	461,69	473,73	484,72	494,89

Pressão no nó (m.c.a) ou caudal no trecho (m^3/h), para coeficiente de Hazen-Williams de $90 \text{ m}^{3/8}/\text{s}$						
Referência do nó / trecho	Velocidade de rotação das bombas (N)					
	88%	90%	92%	94%	96%	98%
N-23 (m.c.a)	285,90	286,69	287,35	287,95	288,50	289,73
T-24 (m^3/h)	425,97	442,60	456,32	468,36	479,27	489,36

Trecho EET2-CD Norte: o foco foi baixar a pressão no nó N-34, sem alterar significativamente os caudais nas tubagens T-40 e T-42. O modelo nesse trecho não se mostrou sensível ao aumento do coeficiente de rugosidade, a ponto de conduzir a redução da pressão. Deste modo, optou-se por manter o coeficiente de rugosidade inicial e efectuar ajustamentos na velocidade de rotação das bombas. Assim, conseguiu-se obter uma boa aproximação entre a pressão modelada e observada para uma velocidade de rotação de cada uma das três bombas de 96% (**Tabela 20**). A diferença entre a pressão modelada e observada passou de 30,7 m.c.a no nó N - 34 (**Figura 39**) para 0,14 m.c.a (**Figura 47**), e o caudal nas tubagens T-40 e T-42 não se mostrou sensível.

Tabela 20: Pressão no nó e caudal nos trechos de controlo do percurso EET2 – CD Norte com a variação da velocidade de rotação das bombas da EET2

Pressão no nó (m.c.a) e caudal no trecho (m³/h) para coeficiente de Hazen-Williams de 120 m^{3/8}/s						
Referência do nó / trecho	Velocidade de rotação das bombas (n)					
	92%	94%	96%	98%	100%	102%
N-34 (m.c.a)	268,28	282,92	297,86	313,12	328,70	344,59
T-40 (m ³ /h)	31,28	31,28	31,28	31,28	31,28	31,28
T-42 (m ³ /h)	141,32	141,32	141,32	141,32	141,32	141,32

Alimentação da rede de distribuição Norte e Sul: o foco foi aumentar o caudal distribuído às redes Norte e Sul (tubagens T-44 e T-53), para reflectir o cenário de calibração. Assim, foram introduzidos dispositivos emissores de caudal nos nós NC-ZN e NC-ZS, e de seguida fez-se variar o coeficiente de descarga de caudal. Um melhor ajustamento foi atingido para um coeficiente de descarga de caudal de 53,335 m³/h.m^{0,5} para a zona Norte e de 67,71 m³/h.m^{0,5} para a zona Sul. Deste modo, a diferença entre o caudal modelado e observado passou de 49% no trecho T-44 e 52% no trecho T-53 para 0,0% e 0,001% respectivamente (**Figura 46**). Por outro lado, em termos absolutos, o caudal total observado na distribuição pelos nós NC-ZN e NC-ZS é de 354 m³/h, e o modelado foi igualmente de 354 m³/h, satisfazendo a condição de que a diferença absoluta entre eles não deve superar 0,005 unidades de caudal.

Após a calibração, pelo facto da ordem de grandeza da pressão não ter alterado significativamente, o mapa de isolinhas de pressão também não apresentou significativas alterações (**Figura 45**).

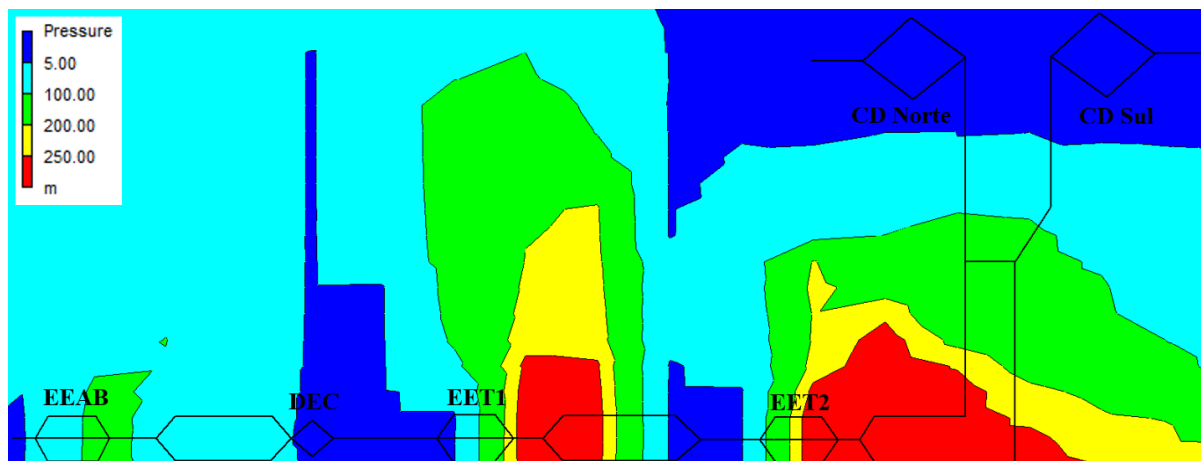


Figura 45: Isolinhas da pressão no traçado em planta da adutora após a calibração estática

Portanto, em todos nós e trechos identificados para a verificação do ajustamento, foi possível chegar a um nível de aproximação satisfatório entre os resultados da modelação e observados, visto que a correlação entre eles é bastante forte, com um coeficiente de 100% para o caudal e para a pressão (**Figura 46** e **Figura 47**).

Calibration Statistics for Flow					
Location	Num Obs	Observed Mean	Computed Mean	Mean Error	RMS Error
T-24	1	441.80	442.33	0.531	0.531
T-40	1	141.30	141.32	0.019	0.019
T-42	1	31.30	31.28	0.018	0.018
T-44	1	161.00	161.00	0.000	0.000
T-53	1	193.00	193.00	0.002	0.002
Network	5	193.68	193.79	0.114	0.238

Correlation Between Means: 1.000

Figura 46: Relatório da calibração estática do caudal

Calibration Statistics for Pressure					
Location	Num Obs	Observed Mean	Computed Mean	Mean Error	RMS Error
N-05	1	121.00	120.66	0.337	0.337
N-07	1	121.00	120.67	0.330	0.330
N-23	1	288.00	286.67	1.325	1.325
N-34	1	298.00	297.86	0.137	0.137
Network	4	207.00	206.47	0.532	0.707

Correlation Between Means: 1.000

Figura 47: Relatório da calibração estática da pressão

A forte correlação entre os resultados da modelação e observados também é evidenciada nos gráficos apresentados da **Figura 48** à **Figura 51**, onde os seus resultados se ajustam muito bem a uma recta com inclinação de 45 graus e, na comparação desses valores nos gráficos de barras apresentam-se ajustados com perfeição.

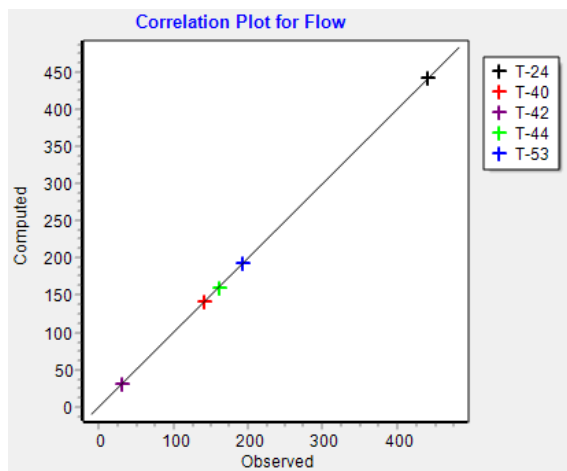


Figura 48: Calibração estática. Correlação do caudal

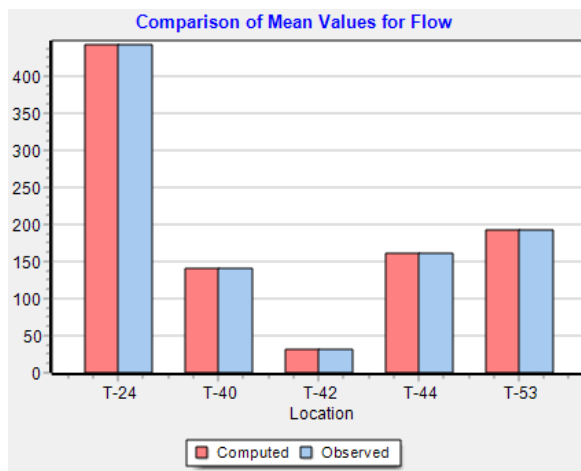


Figura 49: Calibração estática. Comparação gráfica do caudal

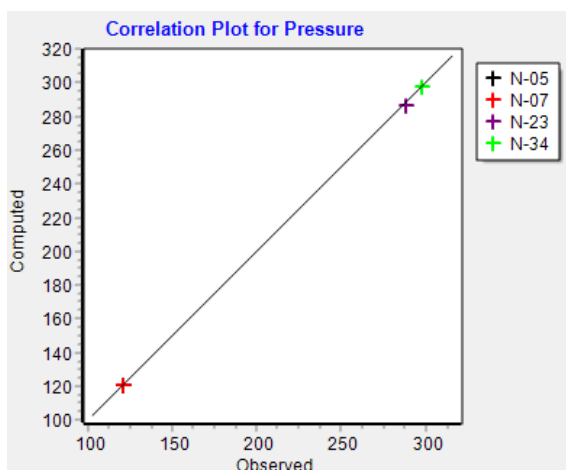


Figura 50: Calibração estática. Correlação da pressão

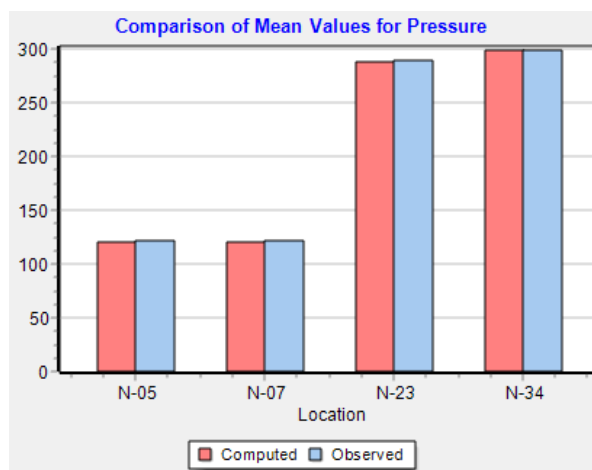


Figura 51: Calibração estática. Comparação gráfica da pressão

O modelo calibrado revelou que para o cenário considerado, a velocidade de escoamento nas principais tubagens de adução (trechos EEAB-EET1, EET1-EET2 e EET2-CD Norte / Sul), variou de 0,6 a 0,99 m/s (**Figura 52**). As velocidades baixas foram verificadas nas tubagens principais de alimentação aos centros distribuidores, entre 0,6 e 0,68 m/s, que se encontram ligeiramente abaixo da mínima recomendada de 0,7 m/s (Decreto nº 30/2003; artigo 72.1), e a velocidade máxima de 0,99 m/s foi registada na tubagem comum saída da EEAB, mas que o seu valor continua abaixo do máximo recomendado de 1,32 m/s, para diâmetro nominal de 350 mm (secção 2.3.4). As perdas de carga unitárias variaram de 1,47 m/km na tubagem paralela vinda da EEAB à 5,15 m/km na tubagem paralela vinda da EET1.

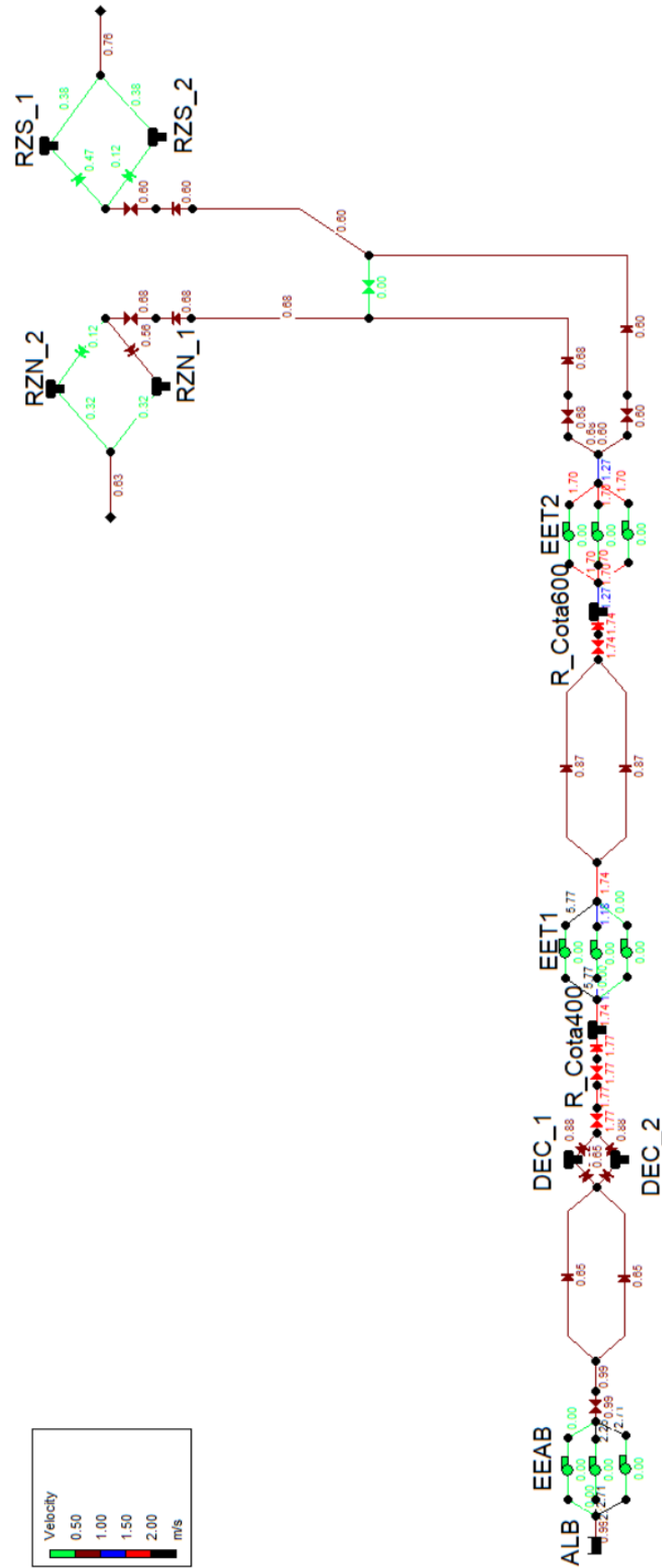


Figura 52: Velocidades na tubagem após a calibração estática

4.1.3 Exploração do modelo para a situação futura

4.1.3.1 **Cenário 1:** Exploração do sistema de adução tendo como base o padrão de consumo na rede de distribuição adoptado para o projecto de ampliação

Na simulação do modelo para a situação futura, as válvulas de regulação do caudal (VRC-01 e VRC-02) foram pré-definidas para o valor de 720 m³/h, de acordo com a proposta do Projecto.

A simulação foi conduzida para que o caudal a ser fornecido aos nós de consumo dependesse da pressão (*Pressure Driven Analysis - PDA*). Nesse sentido, a pressão mínima, abaixo da qual o caudal se anula foi condicionada pelo nível mínimo dos reservatórios da zona Sul, de 1,26 m; a pressão requerida, a partir da qual é satisfeita integralmente a demanda, foi condicionada pelos reservatórios de distribuição da zona Norte (RZN_3 e RZN_4), de 1,5 m, e o expoente de pressão tomou o valor recomendado por Rossman *et al.* (2020), de 0,5.

A simulação, para este cenário, foi feita em três momentos distintos até que se chegasse a uma solução que satisfizesse as condições mínimas de continuidade da distribuição de água pela rede.

A primeira simulação considerou como níveis iniciais nos reservatórios ou decantadores os apresentados na **Tabela 16**. Os resultados alcançados mostram que para os centros distribuidores (**Figura 53**) a flutuação do nível de água nas primeiras 24 horas é bastante influenciada pelo nível inicial, que corresponde ao mínimo de exploração.

No CD Norte, o nível de água varia do mínimo de 1,5 m no início, às zero horas, ao máximo de 3,55 m às 6 horas, encerrando o dia, às 24 horas, com o nível de 3,44 m. Estes níveis satisfazem a condição inicialmente definida, o que permite concluir que a bomba EET2_B1 consegue compensar a demanda de projecto da zona Norte durante todo o dia. Para o CD Sul, o nível de água varia do mínimo de 1,26 m no início ao máximo de 2,4 m às 7 horas, encerrando o dia às 24 horas com o nível de 2,17 m (**Figura 53**). No CD Sul, das zero horas à uma hora e das 12 horas às 20 horas, o nível registado está abaixo de 1,5 m, levando a concluir que durante este período a bomba EET2_B3 não se revela com capacidade suficiente para compensar a demanda de projecto da zona Sul (**Figura 53** e **Figura 54**).

E virtude disso, os CD Norte e Sul iniciam a simulação a partir das 24 horas com os níveis de 3,44 m (57,33% de armazenamento) e 2,17 m (47,20% de armazenamento), respectivamente.

Nesta situação, para a demanda de projecto, no CD Norte verifica-se uma variação de nível entre 2,5 m e 4,85 m, e no CD Sul, este varia entre 1,75 m e 3,87 m, ou seja, em todos centros distribuidores o nível de água situa-se acima de 1,5 m, pré-definido para que toda a demanda da rede de distribuição seja satisfeita (**Figura 53**).

Por outro lado, das 24 horas em diante, tanto no CD Norte como no CD Sul, verifica-se uma ciclicidade entre os enchimentos e esvaziamentos dos reservatórios aproximadamente estáveis, o que revela a reprodução aceitável das condições operacionais e compensação da demanda de projecto pelas bombas nos períodos subsequentes (**Figura 54**).

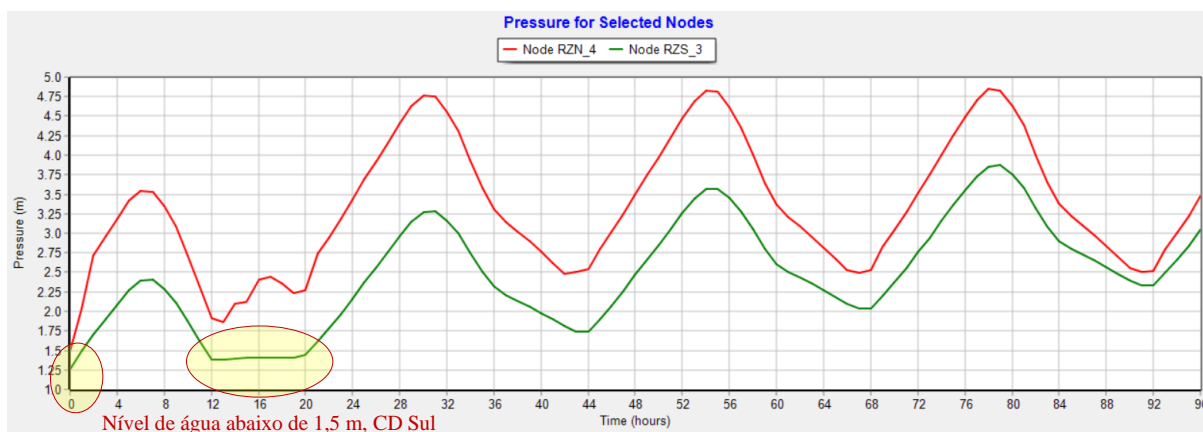


Figura 53: Nível de água nos CD Norte e CD Sul

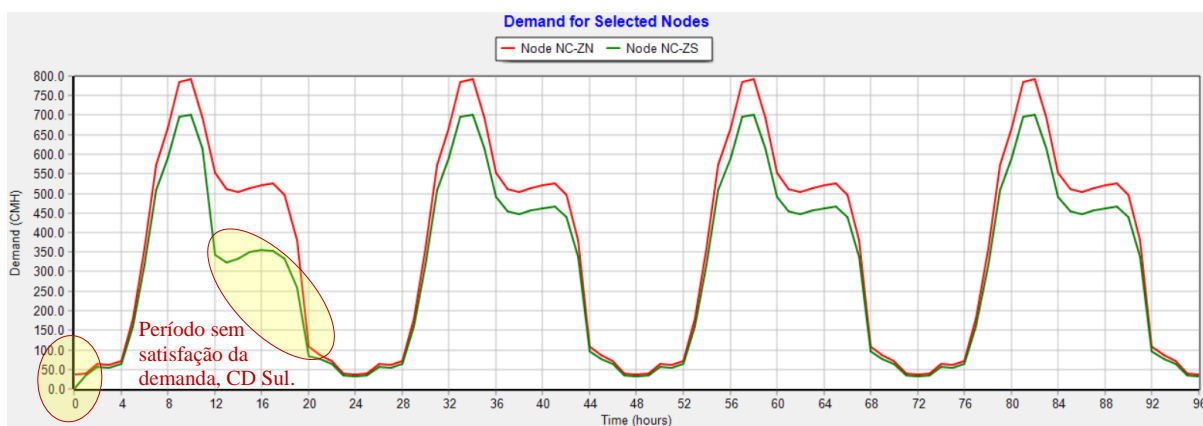


Figura 54: Caudais fornecidos pelos CD Norte e CD Sul às respectivas redes de distribuição, com défice

Pelo facto da simulação iniciar na hora zero com o nível correspondente ao limite inferior de 1,26 m nos CD Sul (nível mínimo de exploração), a partir do qual inicia-se o fornecimento de água à respectiva rede de distribuição, a substituição da bomba EET2_B3 por uma de maior

capacidade não resolveria o défice de caudal nas primeiras horas, apenas resolveria para o intervalo das 12 horas às 20 horas. Nesse sentido, a solução passou por considerar um nível inicial acima do nível mínimo de exploração.

Para o efeito, fez-se variar o nível inicial nos respectivos reservatórios com incrementos de 10% da sua amplitude de variação (10% da diferença entre o nível máximo de 4,6 m e mínimo de 1,26 m). Com o incremento de 10% (nível inicial de 1,59 m), entre 16 horas e 20 horas continuava a verificar-se nível nos reservatórios abaixo de 1,5 m, prevalecendo para esse período o défice na satisfação da demanda de projecto (**Figura 55 e Figura 56**).

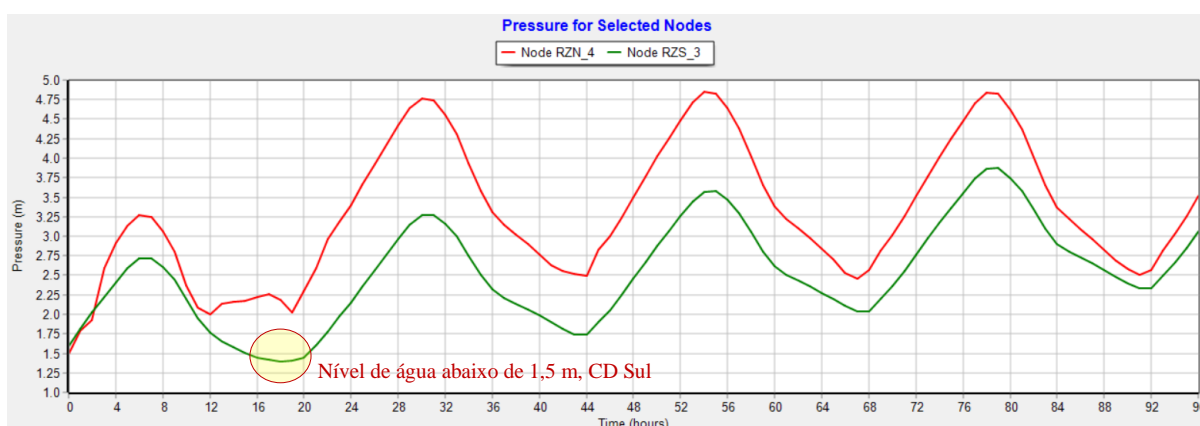


Figura 55: Nível de água nos CD Norte e CD Sul para satisfazer a demanda (após incremento no nível mínimo de exploração em 10% da amplitude de variação do nível)

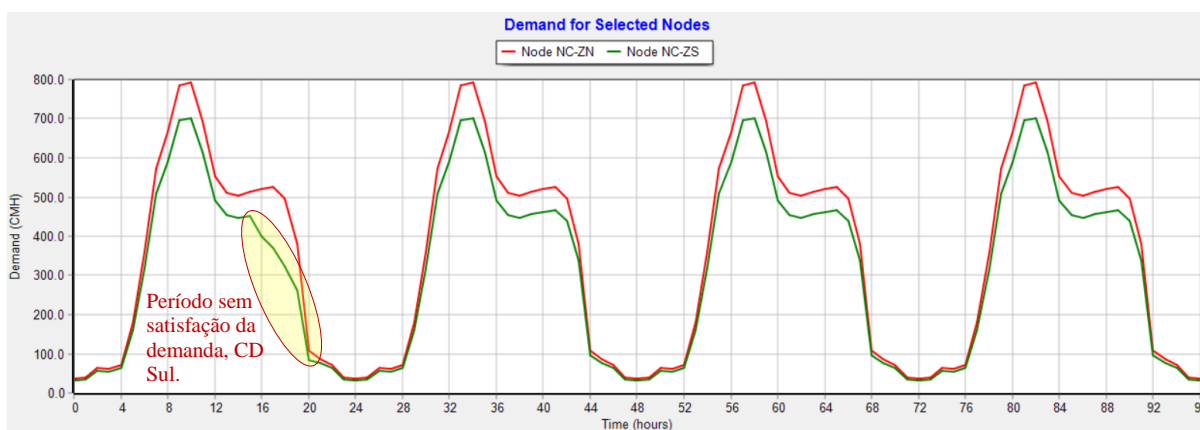


Figura 56: Caudais fornecidos pelos CD Norte e CD Sul às respectivas redes de distribuição (após incremento no nível mínimo de exploração em 10% da amplitude de variação do nível)

A solução foi encontrada após o incremento no nível mínimo de exploração em 20% da amplitude de variação, ou seja, nível inicial para o começo da simulação de 1,93 m (**Figura 57**

e **Figura 58**). Nesses termos, para a satisfação integral da demanda de projecto, os níveis iniciais que deverão ser salvaguardados nos reservatórios de alimentação às redes de distribuição Norte e Sul são de 1,5 m (25% do volume útil) nos RZN_3 e RZN_4, e 1,93 m (42% do volume útil) nos reservatórios do CD Sul.

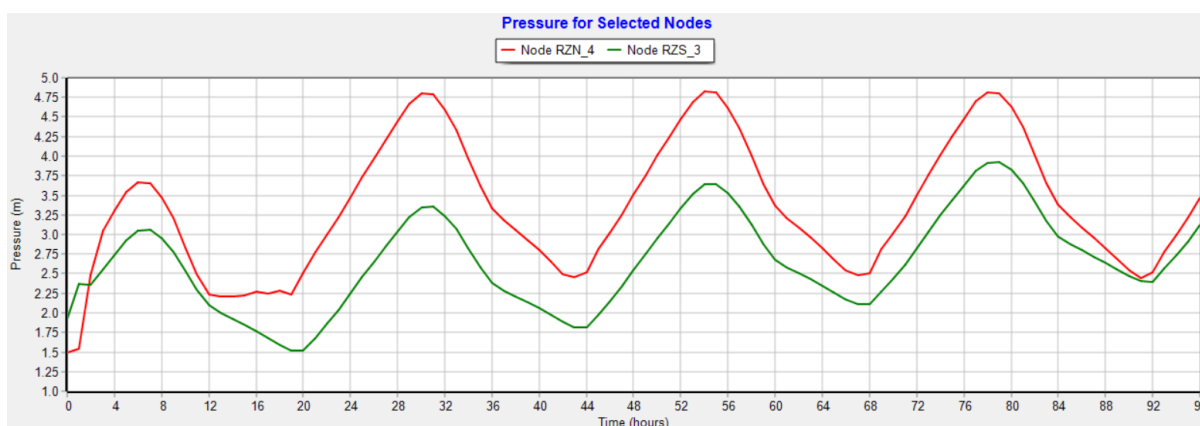


Figura 57: Nível de água nos CD Norte e CD Sul para satisfazer a demanda (após incremento no nível mínimo de exploração em 20% da amplitude de variação)

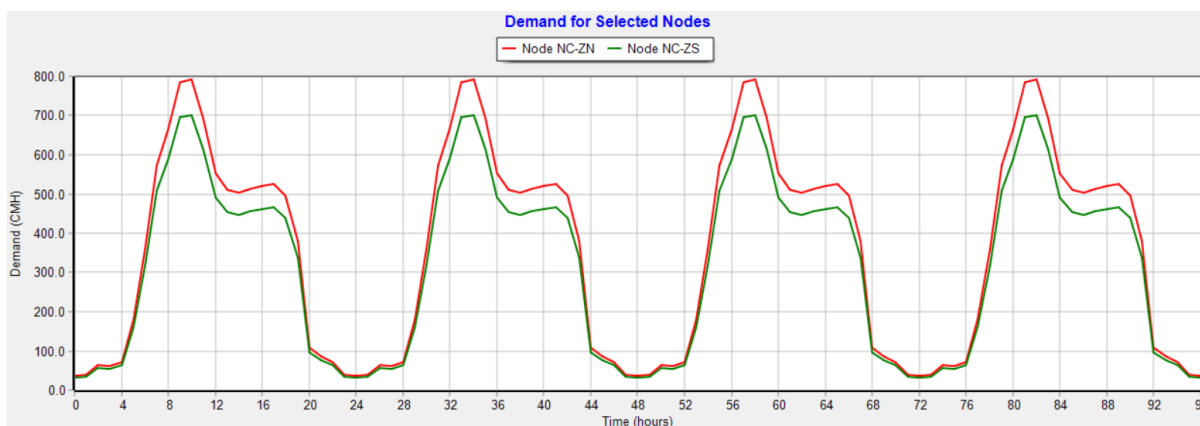


Figura 58: Caudais fornecidos pelos CD Norte e CD Sul às respectivas redes de distribuição (após incremento no nível mínimo de exploração em 20% da amplitude de variação)

Diante destes resultados, verifica-se que a caracterização feita às bombas do modelo se aproxima bastante das considerações do projecto de ampliação, com um desvio máximo inferior a 5%, de acordo com os detalhes seguintes (**Figura 59**; **Figura 60** e **Tabela 21**):

- O ponto de funcionamento das bombas da estação elevatória de água bruta resultante da modelação hidráulica (por exemplo a EEAB_B3) apresenta um desvio em relação ao projecto, de -0,96% no caudal e 0,64% na altura manométrica;

- O ponto de funcionamento das bombas da estação elevatória de água tratada 1 resultante da modelação hidráulica (por exemplo a EET1_B1) apresenta um desvio em relação ao projecto, de -4,63% no caudal e 3,02% na altura manométrica, e
- O ponto de funcionamento das bombas da estação elevatória de água tratada 2 resultante da modelação hidráulica (EET2_B1 e EET2_B3) apresenta um desvio em relação ao projecto, de -0,57% no caudal e 0,67% na altura manométrica para a EET2_B1, e um desvio de -1,06% no caudal e 0,7% na altura manométrica para a EET2_B3.

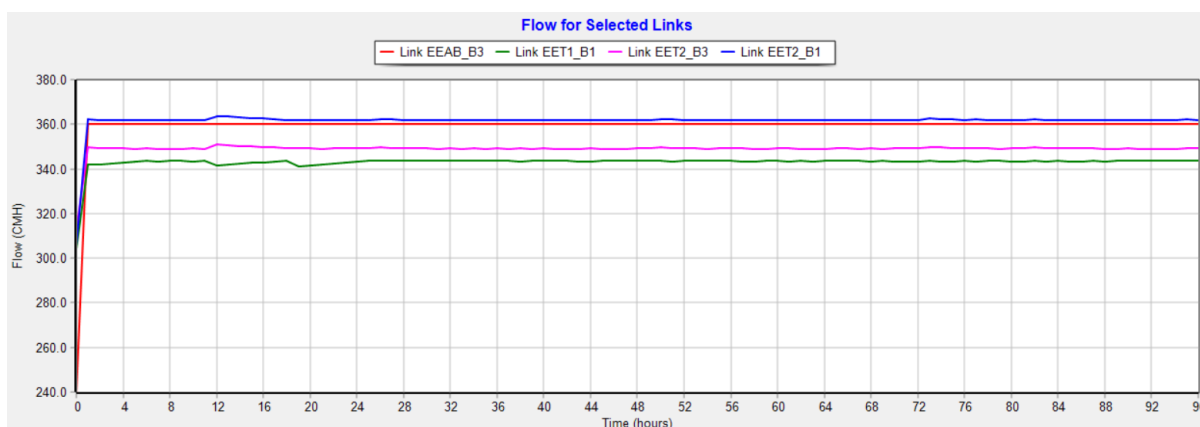


Figura 59: Caudais debitados pelas bombas das estações elevatórias

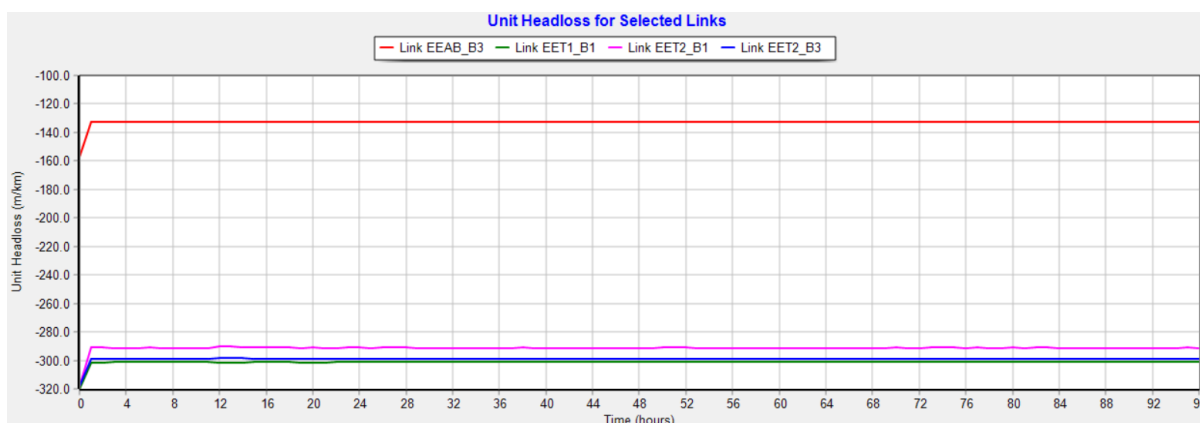


Figura 60: Alturas manométricas das bombas das estações elevatórias

Tabela 21: Ponto de funcionamento das bombas resultantes da simulação hidráulica

Referência da estação elevatória	Bomba de referência	Projecto		Simulação		Desvio percentual	
		Q (m ³ /h)	H (m)	Q (m ³ /h)	H (m)	Q (%)	H (%)
EEAB	EEAB_B3	363,50	132	360,00	132,84	-0,96	0,64

Referência da estação elevatória	Bomba de referência	Projecto		Simulação		Desvio percentual	
		Q (m ³ /h)	H (m)	Q (m ³ /h)	H (m)	Q (%)	H (%)
EET1	EET1_B1	360,00	292,00	343,32	300,81	-4,63	3,02
EET2	EET2_B1	364,00	290,00	361,93	291,10	-0,57	0,67
	EET2_B3	353,00	297,00	349,25	299,10	-1,06	0,70

Nas tubagens principais e de referência do sistema de adução, T-08 (DN400), T-09 (DN350), T-25, T-37 e T-46 (DN300), as velocidades de escoamento foram de 1,59 m/s (máxima admissível de 1,39 m/s), 1,04 m/s (máxima admissível de 1,32 m/s), 1,35 m/s, 1,42 m/s e 1,37 m/s (máxima admissível de 1,24 m/s) (**Figura 61** e **Figura 62**), e as perdas de carga unitárias foram de 6,63 m/km, 3,52 m/km, 11,64 m/km, 7,52 m/km e 7,04 m/km, respectivamente (**Figura 63**). Face ao exposto nos pontos 2.3.2 e 2.3.4, e em comparação com os resultados da simulação, constata-se que apenas a tubagem T-09 apresenta perda de carga unitária dentro do recomendado de 5 m/km e velocidade dentro da admissível para o seu diâmetro DN350.

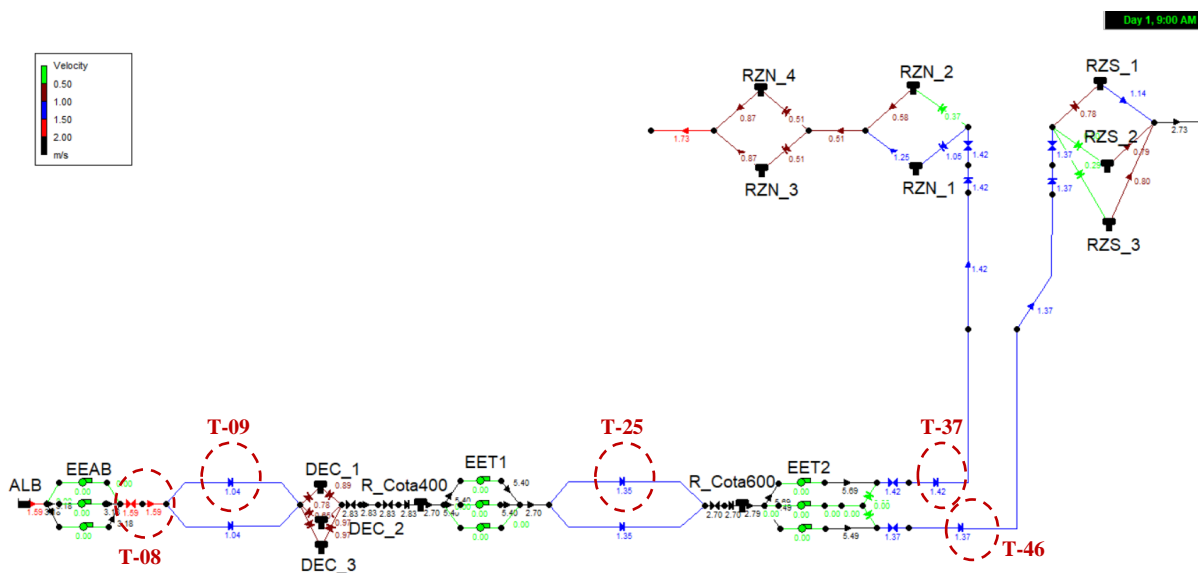


Figura 61: Velocidade de escoamento nas tubagens – cenário 1

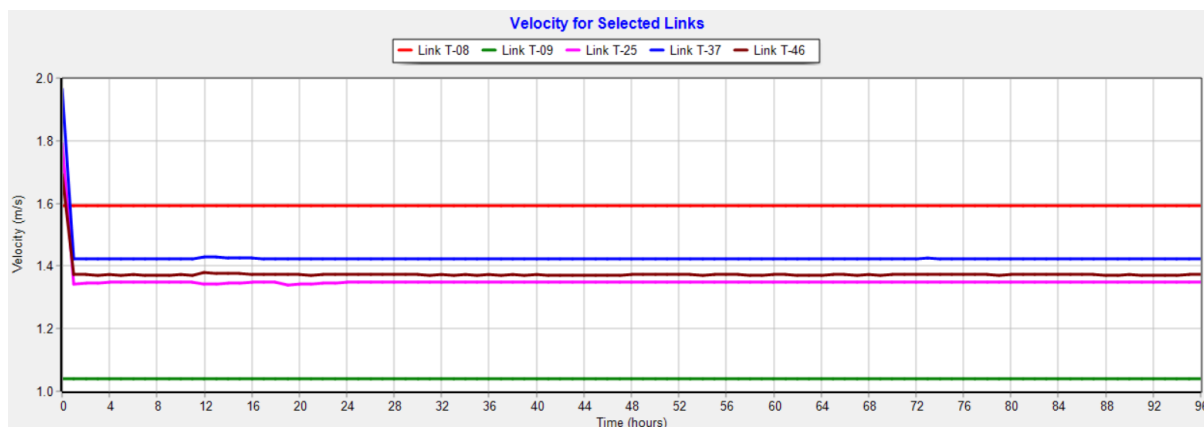


Figura 62: Velocidade de escoamento nas principais tubagens – cenário 1

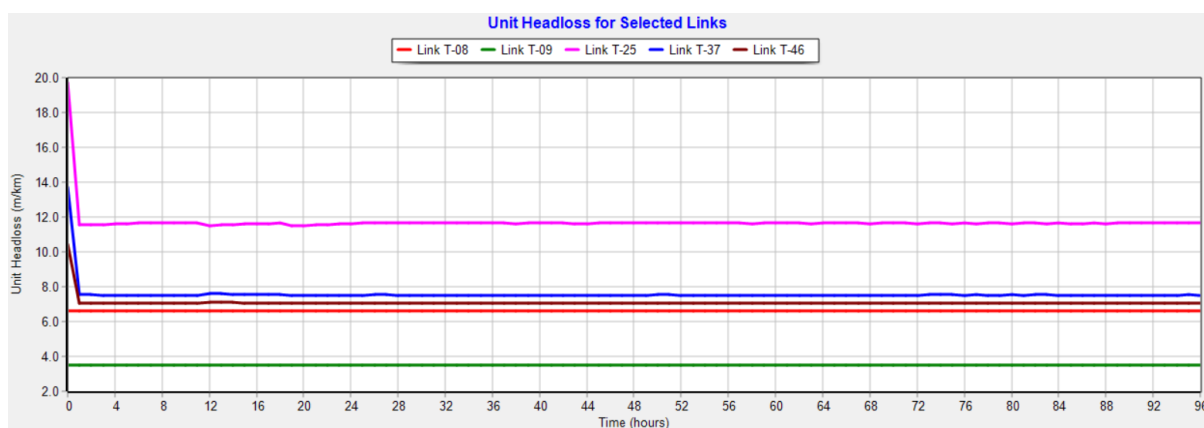


Figura 63: Perda de carga unitária nas tubagens – cenário 1

4.1.3.2 **Cenário 2:** Simulação da exploração considerando a interrupção da adução por 12 horas, entre as 7 horas e 19 horas

Este cenário considera a eventualidade de ocorrer alguma avaria ou algum incidente no sistema de adução e que obrigue a sua interrupção por cerca de 12 horas, entre as 7 horas e 19 horas (Figura 64), para as condições iniciais dos centros distribuidores resultantes do cenário 1.

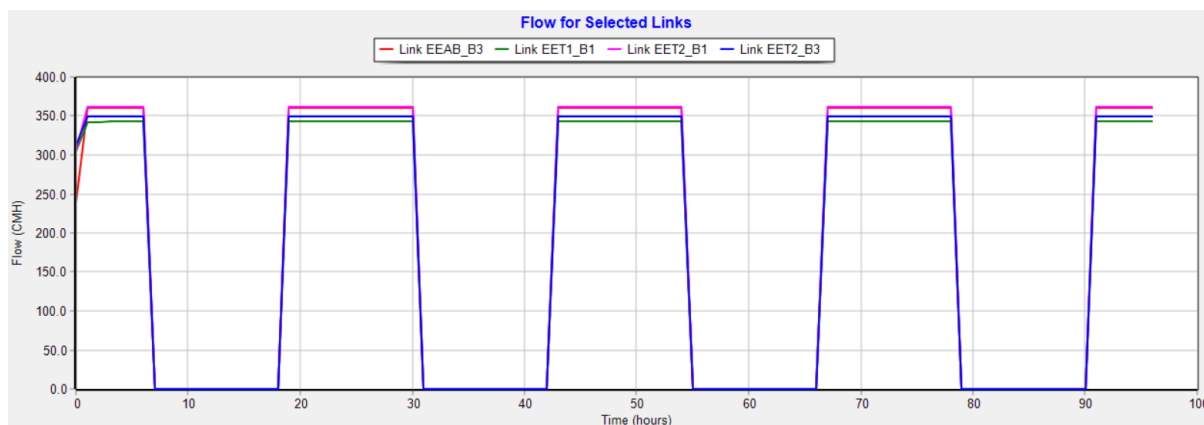


Figura 64: Períodos de funcionamento das bombas

Os resultados mostram que os reservatórios de distribuição de água da zona Norte atingem o seu nível mínimo de operação as 11 horas e mantendo-se nessa situação até as 19 horas (por 8 horas). Os reservatórios da zona Sul atingem o seu nível mínimo também as 11 horas, mantendo-se com níveis abaixo dos requeridos para satisfazer a demanda de projecto até as 21 horas, correspondendo a um período de 10 horas (**Figura 65**).

Após a paragem da adução as 7 horas, o CD Norte continua a fornecer água à rede de distribuição, satisfazendo a demanda de projecto por mais 3 horas, até as 10 horas. As 11 horas verifica-se a interrupção total no fornecimento de água à rede de distribuição, cujo restabelecimento se dá a partir das 19 horas, e somente as 20 horas (9 horas após a interrupção na distribuição de água) começa-se a satisfazer integralmente a demanda de projecto (**Figura 66**).

No CD Sul verifica-se cenário similar, com a satisfação integral da demanda até as 10 horas, após a paragem da adução as 7 horas. Das 10 horas às 11 horas verifica-se uma redução gradual no caudal fornecido, derivado da redução do volume armazenado, e a interrupção total no fornecimento de água à rede de distribuição as 11 horas, cujo restabelecimento se dá a partir das 19 horas, e somente as 21 horas (10 horas após a interrupção na distribuição de água) começa-se a satisfazer integralmente a demanda de projecto (**Figura 66**).

Por forma a avaliar a possibilidade de redução do número de horas com défice no fornecimento de caudal para a satisfação da demanda de projecto nas redes de distribuição Norte e Sul, foi tida em consideração mais uma simulação admitindo que a interrupção se dá num dia em que os centros distribuidores iniciam o fornecimento de água no seu pleno armazenamento. Nesta análise, os resultados da simulação apontam para o alcance do nível mínimo no CD Norte a

partir das 16 horas, prolongando-se até as 19 horas, e no CD Sul, a partir das 15 horas até 19 horas (**Figura 67**). Entretanto, o défice de caudal verifica-se por um período de 5 horas na rede de distribuição Norte (das 15 horas às 20 horas), e por um período de 6 horas na rede de distribuição Sul (das 15 horas às 21 horas), conforme a **Figura 68**.

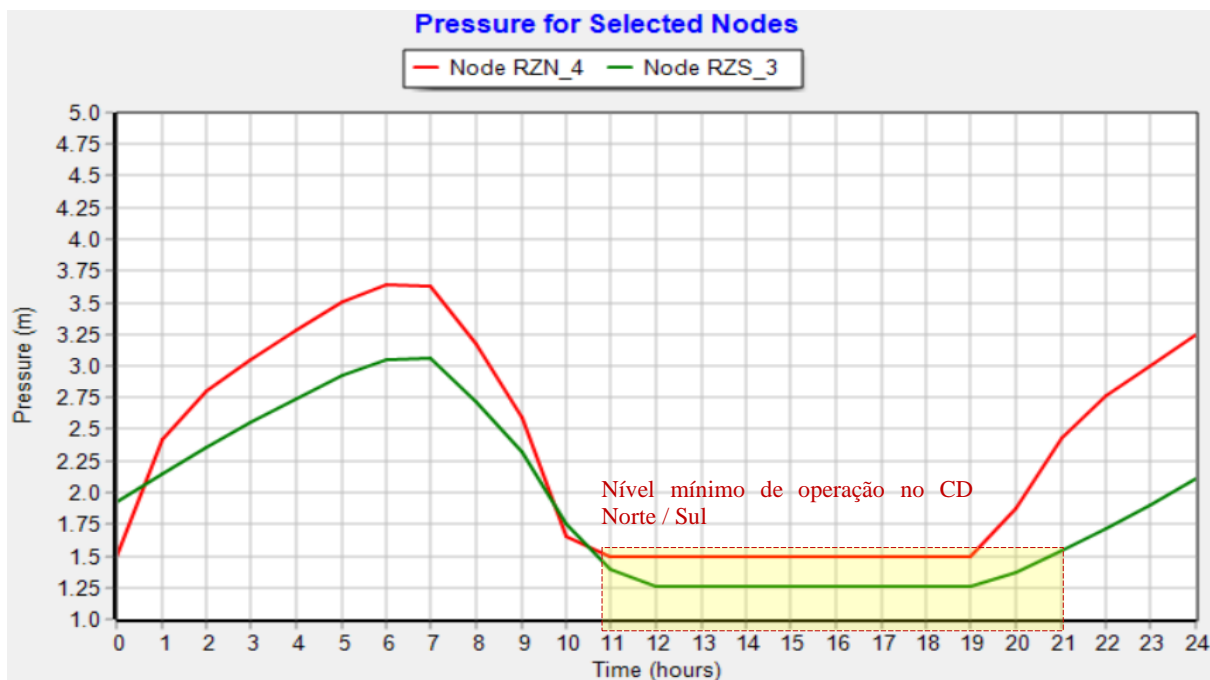


Figura 65: Nível de água nos CD Norte e Sul com a interrupção da adução

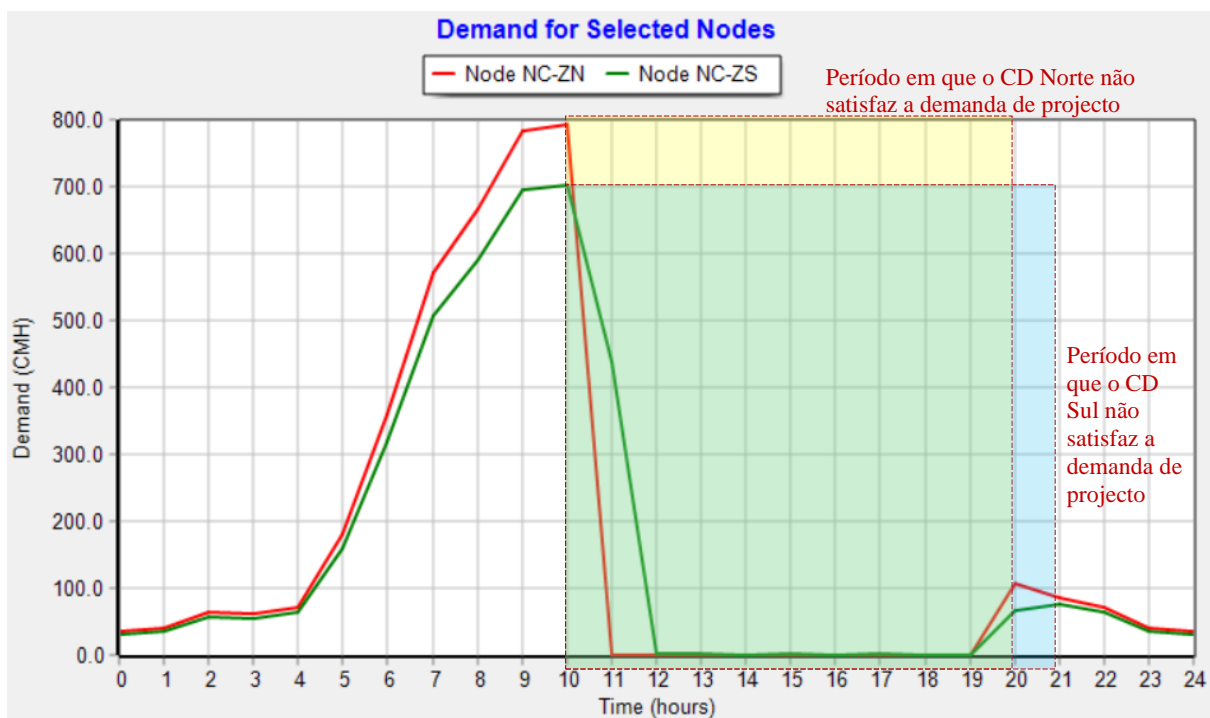


Figura 66: Caudal fornecido às redes de distribuição Norte e Sul na situação de interrupção da adução

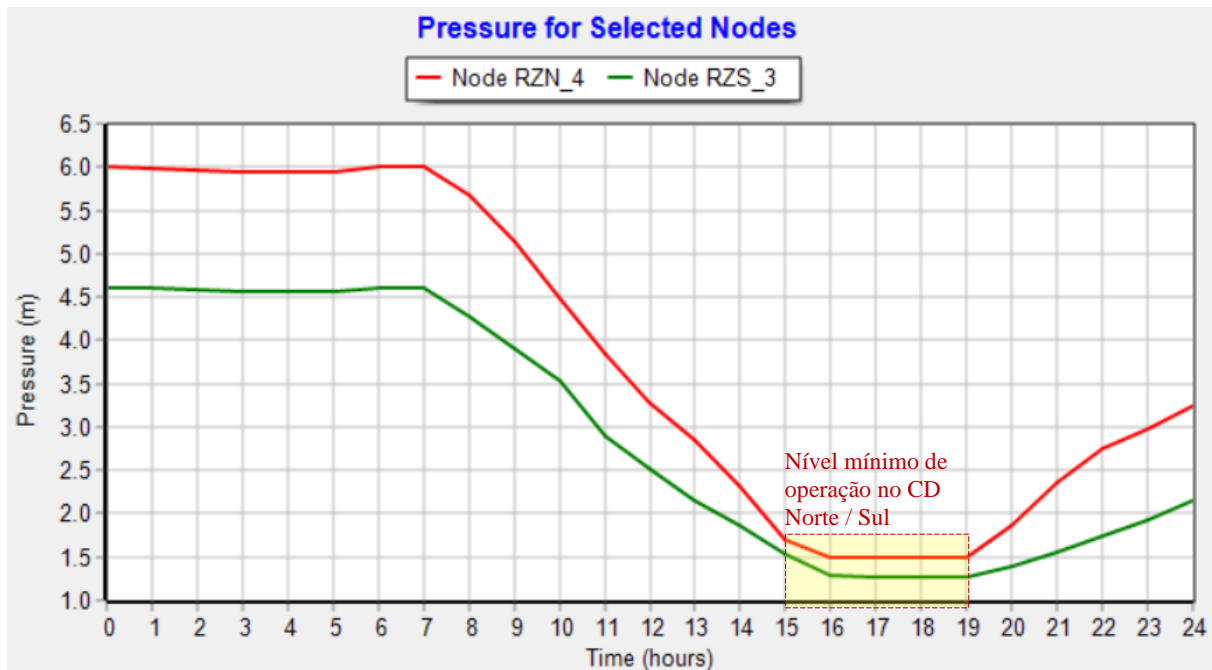


Figura 67: Nível de água nos CD Norte e Sul com a interrupção da adução e início de operação no pleno armazenamento

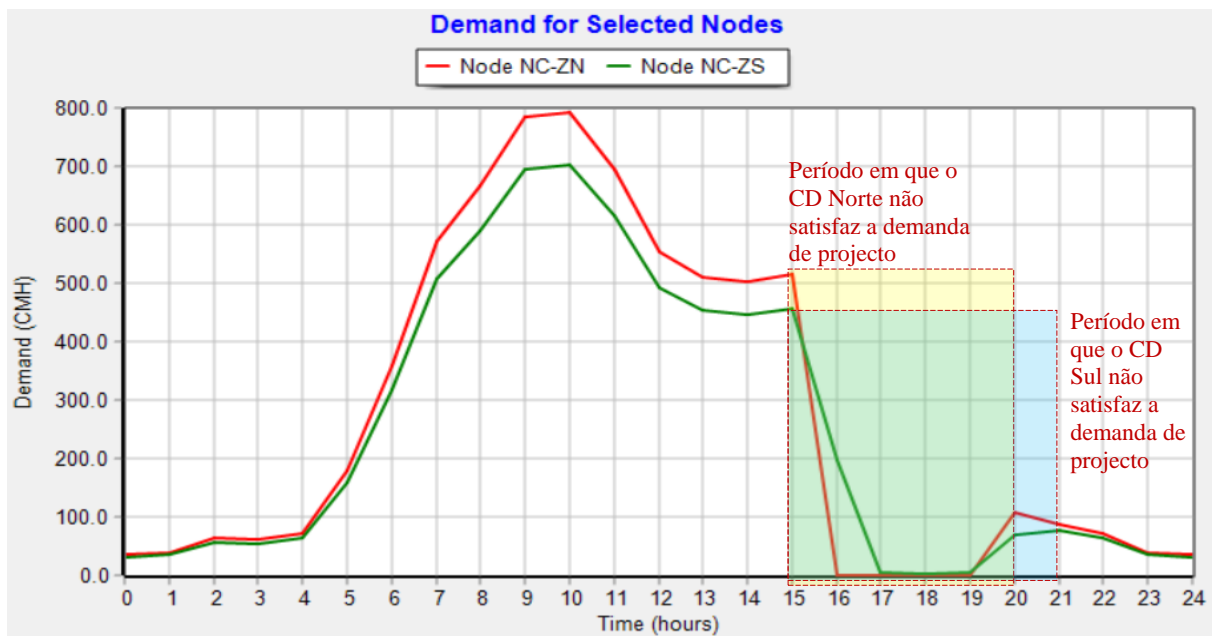


Figura 68: Caudal fornecido às redes de distribuição Norte e Sul na situação de interrupção da adução e início de operação no pleno armazenamento

4.2 Discussão dos resultados

4.2.1 Desempenho da solução-base

O modelo da solução-base foi simulado de forma satisfatória, após a devida descrição dos elementos físicos e não-físicos, alinhado com os objectivos, em que parte deles visam conceber e desenvolver o modelo hidráulico do sistema de adução da Vila de Songo. Os resultados da simulação revelam que para o caudal, dos cinco trechos de controlo (T-24, T-40, T-42, T-44 e T-53), apenas dois é que apresentam um erro dentro do intervalo aceitável (0,013% no trecho T-40 e -0,060% no trecho T-42), que segundo Walski *et al.* (2003) deve estar em $\pm 10\%$. Relativamente a pressão, o erro para todos os nós de controlo (N-05, N - 07, N-23 e N-34) situam-se acima do limite sugerido por Walski *et al.* (2003), de $\pm 1,5$ m.c.a.

Na tubagem T-24, o valor do caudal resultante da simulação é superior ao observado, situação que constitui um indicador de que possivelmente as bombas da EET1 estejam a funcionar com uma velocidade de rotação abaixo da velocidade nominal. Nas tubagens de alimentação às redes de distribuição Norte e Sul, T-44 e T-53, os caudais resultantes da simulação são inferiores aos observados, o que é explicado pelo facto dos nós de entrega terem sido descritos como nós simples de consumo e, a simulação estática não poder replicar os caudais fornecidos. Segundo Rossman *et al.* (2020), para solucionar esta situação torna-se necessário introduzir nestes nós dispositivos emissores de caudal, para simular de forma forçada a saída do caudal pretendido.

Nos nós N-05, N-07 e N-23, os resultados da simulação situam-se abaixo dos valores observados, significando que o sistema previu menos perdas de carga do que as que realmente ocorrem nas tubagens a jusante destes, e para o nó N-34, em que o valor da pressão modelada superou o observado, tendo um significado inverso.

Por sua vez, a correlação global do sistema é bastante forte, sendo de 0,95 para o caudal e 0,99 para a pressão, conforme a **Figura 38** e **Figura 39**, derivado do número limitado de dados colhidos em cada trecho ou nó (número limitado de amostra de dados). No entanto, pelo facto de se verificar uma significativa disparidade entre os valores parciais (em cada trecho ou nó) simulados e observados de caudal (por exemplo: de 82,11 m³/h para 161 m³/h no trecho T-44, resultando num erro de 49%) e de pressão (por exemplo: de 328,70 m.c.a para 298 m.c.a no nó N-34, resultando num erro de 30,70 m.c.a), o modelo ainda não pode ser considerado um reflexo fiel do sistema físico real, carecendo assim de uma calibração.

4.2.2 Análise de sensibilidade e calibração do modelo

A análise de sensibilidade e calibração do modelo fez-se através de uma simulação estática, pelo Epanet 2.2, com dados do dia 15 de Setembro de 2020, para reproduzir de forma fiel o sistema físico real de adução, de modo a replicar as condições actuais de exploração. Com as acções tomadas no processo de ajustamento dos parâmetros durante a análise de sensibilidade e calibração, conseguiu-se um bom nível de aproximação quer nos valores do caudal (entre 0,013% e 0,12%), quer nos valores da pressão (entre 0,14 m.c.a e 1,33 m.c.a), respeitando os limites de erro propostos por Walski *et al.* (2003), de $\pm 10\%$ para o caudal e de $\pm 1,5$ m.c.a para a pressão.

Da análise de sensibilidade, verificou-se que nos nós de controlo em que houve apenas necessidade de elevar (nós N-05 e N-07) ou baixar a pressão (N-34) sem alterar significativamente o caudal do trecho imediatamente a jusante, o parâmetro sensível foi a velocidade de rotação das bombas das estações elevatórias imediatamente a montante (EEAB e EET2), e esse parâmetro precisou ser aumentado para o primeiro caso e reduzido para o segundo caso. No nó N-23, em que houve necessidade de elevar a sua pressão e reduzir o caudal do trecho imediatamente a jusante deste, T-24, revelaram-se parâmetros sensíveis a velocidade de rotação das bombas da EET1 e o coeficiente de rugosidade de Hazen-Williams das tubagens a jusante, que precisaram ser reduzidos.

Embora os resultados tenham se revelado satisfatórios para o cenário considerado, o ideal seria dispor de mais dados que permitissem efectuar calibrações estáticas para diferentes instantes, conforme recomendação de Coelho *et al.* (2006). Além da calibração estática, também é necessária a calibração por períodos alargados (dinâmica) de modo a validar as regras operacionais. Face a estas limitações, o modelo não foi alvo de validação. Contudo, o grau de aproximação conseguido da calibração para este único cenário, com erros inferiores a 10% para o caudal e 1,5 m.c.a para a pressão, permite afirmar que o modelo reflecte o sistema físico real, e que é aceitável a sua utilização para a simulação da exploração de cenários futuros.

4.2.3 Desempenho hidráulico dos cenários futuros de exploração

A modelação da exploração futura do sistema adutor considerou dois cenários, sendo o primeiro uma réplica das condições do projecto de ampliação e, o segundo considerando uma paragem na adução de 12 horas, das 7 horas às 19 horas, período de maior consumo de água

na Vila de Songo. Ambos cenários procuraram avaliar o desempenho hidráulico do sistema adutor para o dia de maior consumo, que constitui situação crítica de operação.

Para a modelação dos cenários futuros, considerou-se o modelo calibrado para um único cenário estático do dia 15 de Setembro de 2020.

Os resultados do modelo, para o cenário 1 mostram que para a satisfação integral da demanda de projecto nas redes de distribuição Norte e Sul, a partir dos respectivos centros distribuidores, tendo em consideração a capacidade das bombas previstas na EET2, no início de cada dia de operação do sistema deverá ser garantida no mínimo uma reserva correspondente a 25% do seu volume útil no Norte (altura de água de 1,5 m nos RZN_3 e RZN_4), e 42% do seu volume útil no Sul (altura de água de 1,93 m). Esta situação aplica-se fundamentalmente nos meses de maior procura.

Na operação em períodos críticos, com demandas correspondentes a caudais de ponta de projecto, espera-se que do ponto de vista hidráulico, no geral, as velocidades estejam acima do intervalo aceitável (conforme o intervalo exposto no ponto 2.3.4), com excepção da tubagem T-09 (DN350) que apresenta uma velocidade de 1,04 m/s, abaixo da velocidade máxima admissível de 1,32 m/s. Por outro lado, relativamente as perdas de carga unitárias, continua sendo a tubagem T-09 que apresenta valor dentro do limite recomendado (3,52 m/km contra o limite de 5m/km segundo Smet e Van Wijk, 2002).

As elevadas perdas de carga unitárias e velocidades altas nos trechos T-08, T-25, T-37 e T-46 contribuem directamente para elevadas perdas de carga totais e consequente elevado consumo de energia pelas bombas. Para a minimização do potencial consumo elevado de energia pelas bombas, a solução passaria pelo aumento dos diâmetros das tubagens para que se reduzisse as velocidades de escoamento e as perdas de carga unitárias, com posterior análise da sua viabilidade económica, visto que é tecnicamente possível.

No segundo cenário, onde se equaciona a ocorrência de um incidente que force a interrupção do sistema de adução por um período de 12 horas, das 7 horas às 19 horas, espera-se que não seja possível satisfazer na íntegra a demanda de projecto, independentemente do volume inicial nos reservatórios dos centros distribuidores. Para contornar essa situação, a solução passaria por considerar bombas de adução com elevada capacidade, onde na situação normal de operação estariam a funcionar abaixo da capacidade nominal, e funcionando em pleno apenas na emergência. Embora seja uma solução possível, não se afigura tecnicamente viável e, do ponto de vista económico, seria oportuno avaliar a sua viabilidade.

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

5.1 Conclusões

O estudo visava avaliar o desempenho hidráulico da exploração futura do sistema adutor de Songo, concebido e desenvolvido na década de 70, que devido ao crescimento da Vila, em 2012 beneficiou de um Projecto de Ampliação que após a conclusão das obras irá aumentar a capacidade de adução de 500 m³/h para 720 m³/h, para satisfazer a demanda de 63.000 habitantes no horizonte do projecto, ano 2051.

Com o desenvolvimento do estudo, foi criado um modelo hidráulico no EPANET 2.2, que reproduz de forma satisfatória o sistema físico real de adução, evidenciado pelo resultado positivo obtido da calibração para a simulação estática com dados do dia 15 de Setembro de 2020. Para o cenário da calibração, o erro absoluto do caudal variou de 0,013% a 0,12%, estando muito abaixo do limite de 10%, e o erro nos valores da pressão, variou de 0,14 m.c.a a 1,33 m.c.a, situando-se também muito abaixo do limite, de 1,5 m.c.a.

Por insuficiência de meios e de dados, não foi possível validar o modelo para diferentes cenários de simulação estática e validar as regras operacionais através da simulação por período alargado. Contudo, o modelo foi usado para avaliar o desempenho hidráulico de dois cenários futuros de exploração, sendo o cenário 1 o que considera o padrão de consumo na rede de distribuição adoptado para o projecto de ampliação, e o cenário 2 o que considera a interrupção de emergência na adução por 12 horas, no período de pico, entre as 7 horas e 19 horas.

O cenário 1, revelou que para satisfazer a demanda de projecto nas redes de distribuição Norte e Sul, tendo em consideração a capacidade das bombas previstas, há necessidade de garantir uma reserva mínima inicial de água de 25% no Norte e de 42% no Sul. Para este cenário, quer as velocidades de escoamento, quer as perdas de carga unitárias situaram-se, no geral, acima do recomendável, com excepção da tubagem T-09, o que concorre para um elevado consumo de energia.

No cenário 2, considerando as condições iniciais dos centros distribuidores resultantes do cenário 1, ou alternativamente admitindo-se a hipótese da interrupção da adução ocorrer num dia em que os reservatórios iniciam o fornecimento de água com o pleno armazenamento, constatou-se que estes não possuem capacidade para suprir a demanda de projecto. Embora se tenha simulado uma interrupção da adução por 12 horas, para as condições iniciais resultantes do cenário 1, o período com défice no fornecimento de água é estimado em 9 horas para o

Norte e 10 horas para o Sul. Considerando o pleno armazenamento nos centros distribuidores, o período com défice reduz para 5 horas na rede de distribuição Norte e 6 horas para a rede de distribuição Sul.

Os resultados alcançados permitem concluir que a reserva de água prevista para os centros distribuidores não contempla a parcela para responder a situações de emergência, e que os volumes mínimos iniciais estimados no cenário 1 tornar-se-ão imperiosos nos meses de maior procura. Estas conclusões permitem orientar a entidade gestora sobre medidas a adoptar nos meses de maior consumo, e numa situação de interrupção de emergência da adução.

5.2 Recomendações

À entidade gestora do SAA, recomenda-se: (i) a instalação de manómetro a jusante das bombas da EEAB e integração ao sistema de telegestão; (ii) calibração periódica dos manómetros a jusante das bombas; (iii) automação das válvulas de saída dos CD Norte e Sul para o fecho (nível mínimo ou máximo de água nos reservatórios) e abertura automáticos, e a operação remota por comando do operador passe a funcionar apenas como redundância, e (iv) a integração de rotinas no sistema de telegestão que permitam extrair registos do funcionamento do SAA no formato editável, para análises específicas. Entende-se que dessa forma consegue-se dispor de dados em quantidade e com a qualidade desejada (situação que se evidenciou como limitante) para a calibração e validação de um modelo hidráulico com o mais elevado nível de fiabilidade.

Para trabalhos futuros recomenda-se: (i) ensaio das bombas antigas para aferição das curvas características; (ii) calibração estática em diversos instantes para validar a calibração feita neste estudo e, (iii) calibração dinâmica (por período alargado) para validação das regras operacionais do modelo desenvolvido, permitindo dispor de um modelo hidráulico mais robusto e melhor preparado para a exploração de cenários futuros de operação.

Pelo facto da análise do desempenho hidráulico dos cenários futuros apontar para a incapacidade de satisfazer a demanda no dia de maior consumo, com reservas iniciais de água próximas do mínimo ou em emergência, recomenda-se ainda a análise da viabilidade económica de outras soluções (de forma isolada ou combinada) como o aumento de diâmetros das adutoras, provisão de reserva de emergência e aumento da capacidade das bombas nas estações elevatórias, o que permitirá dispor de um plano de resposta futura à situações de funcionamento anómalo do SAA, com a indicação da melhor solução a adoptar.

6 BIBLIOGRAFIA

AZEVEDO NETTO, J. M.; FERNANDEZ, M. F.; DE ARAUJO, R.; e ITO, A. E. (2002). Manual de Hidráulica. 8ª Edição actualizada. São Paulo: Editora Edgar Blücher, Ltda. ISBN 85-212-0277-6.

CARY, E. (1991) – Manual de Saneamento Básico: Adução. Direcção-Geral dos Recursos Naturais. Madeira & Madeira - Santarém. Lisboa. ISBN: 972-9412-05-7.

COBACHO, R.; ARREGUI, F.; SORIANO, J.; CABRERA Jr., E. (2015). Including leakage in network models: an application to calibrate leak valves in EPANET. *Journal of Water Supply: Research and Technology - Aqua*. 64(2):130-138.doi:10.2166/aqua.2014.197.

COELHO, S. T.; LOUREIRO, D.; e ALEGRE, H. (2006). Modelação e Análise de Sistemas de Abastecimento de Água – Série Guias Técnicos 4, Instituto Regulador de Águas e Resíduos, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal.

COSTA, L. H. M. (2005). Uso Conjunto do Epanet e da Metodologia de Morgan para Otimização de Redes de Abastecimento de Água. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil.

DE ANDRADE, J. B. (2006). Notas de Aula: Saneamento Básico – Sistema de Abastecimento de Água. Goiás: Universidade Católica de Goiás, Brasil.

Decreto nº 30/2003 - Regulamento dos Sistemas Públicos de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais (01 de Julho de 2003).

GAMEIRO, P. C. R. (2014). Calibração Hidráulica de Modelos de Sistemas de Distribuição de Água – Aplicação ao Sistema de Distribuição de Água do Reservatório de Brielas. Dissertação de Mestrado. Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal.

HIDROPROJECTO e INGERÓP MOÇAMBIQUE (2012). Reabilitação dos Sistemas de Distribuição de Água Potável e de Drenagem de Água Residual da Vila do Songo e sua Expansão aos Bairros Periféricos. Projecto da Rede de Distribuição de Água. Hidroeléctrica de Cahora Bassa, Songo, Moçambique.

HIDROTÉCNICA PORTUGUESA (1970). Empreendimento de Cahora-Bassa, Centro Urbano. Abastecimento de Água. Volume nº 34. Lisboa: Ministério do Ultramar. Gabinete do Plano do Zambeze.

KAY, M. (2007). *Practical Hydraulics*. Second Edition. Taylor & Francis e-Library. Abingdon – England. ISBN: 0-203-96077-7.

LENCASTRE, A. (1996). *Hidráulica geral*. 2ª Edição. Lisboa: Armando Lencastre.

MARIANO, J. C. (2014). *Adutoras Puras e Mistas – Análise Técnico-económica*. Dissertação de Mestrado. Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, Coimbra, Portugal.

PAIXÃO, M. A. (1999). *Águas e Esgotos em Urbanizações e Instalações Prediais*. 2ª Edição. Edições Orion. Amadora. ISBN: 972-8620-02-0.

QUINTELA, A. (2011). *Hidráulica*. 12ª Edição. Lisboa: Fundação Calouste Gulbenkian. ISBN: 978-972-31-0775-3.

RAVELO, S. A. (1997). *Abastecimientos De Agua. Teoría & Deseño*. 3ª Edición. Venezuela: Editorial Innovación Tecnológica (EDIT). Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela. ISBN 84-399-8064-7.

ROSSMAN, L. A. (2000). *EPANET 2.0 Users Manual*. EPA/600/R-00/057. United States Environmental Protection Agency, Cincinnati, OH. *Tradução e adaptação: Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa, Portugal (2002)*.

ROSSMAN, L.; WOO, H.; TRYBY, M.; SHANG, F.; JANKE, R.; & HAXTON, T. (2020). *EPANET 2.2 User Manual*. United States Environmental Protection Agency, Cincinnati, OH.

SÁ MARQUES, J.; SOUSA, J. (2009). *Hidráulica Urbana. Sistemas de Abastecimento de Água e de Drenagem de Águas Residuais*. 2ª Edição. Coimbra: Imprensa da Universidade de Coimbra. ISBN 978-989-8074-65-2.

SEBBAGH, K.; SAFRI, A.; ZABOT, M. (2018). *Pre-Localization Approach of Leaks on a Water Distribution Network by Optimization of the Hydraulic Model Using an Evolutionary Algorithm*. 3rd EWaS International Conference on “Insights on the Water-Energy-Food Nexus”, Lefkada Island, Greece, 27–30 June 2018.

SMET, J.; VAN WIJK, C. (eds.) (2002). *Small Community Water Supplies: Technology, People and Partnership*. Delft, the Netherlands. IRC International Water and Sanitation Centre (Technical Paper Series 40). ISBN: 90-6687-035-4. <disponível em: https://www.ircwash.org/sites/default/files/Smet-2002-Small_TP40.pdf>.

SOUSA, E. R. (2001). Saneamento Ambiental 1: Sistemas de Abastecimento de Água “Constituição e Bases Quantitativas de Dimensionamento”. Lisboa: Instituto Superior Técnico.

TSUTIYA, M. T. (2006). Abastecimento de Água. 3ª Edição. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. ISBN 85-900823-6-9.

VALDEZ, E. (1994). Abastecimiento De Agua Potable. Volumen I. 4ª Edición. México: Universidad Nacional Autonoma De México, Facultad De Ingeniería.

VAZ, L. C. P. (2015). Aplicação de um modelo de simulação hidráulica num sub-bloco do Aproveitamento Hidroagrícola da Cova da Beira. Integração com Sistema de Informação Geográfica. Dissertação de Mestrado. Instituto Politécnico de Castelo Branco, Escola Superior Agrária, Portugal.

VILAS-BOAS, P. R. (2008). Modelação de uma rede de distribuição de água. Dissertação de Mestrado. Universidade do Porto, Porto, Portugal.

WALSKI, T. M; CHASE, D. V.; SAVIC, D. A.; GRAYMAN, W.; BECKWITH, S.; & KOELLE, E. (2003). Advanced Water Distribution Modeling and Management. First Edition, Second Printing. Haestad Methods. Haestad Press, United States of America. ISBN: 0-9714141-2-2.

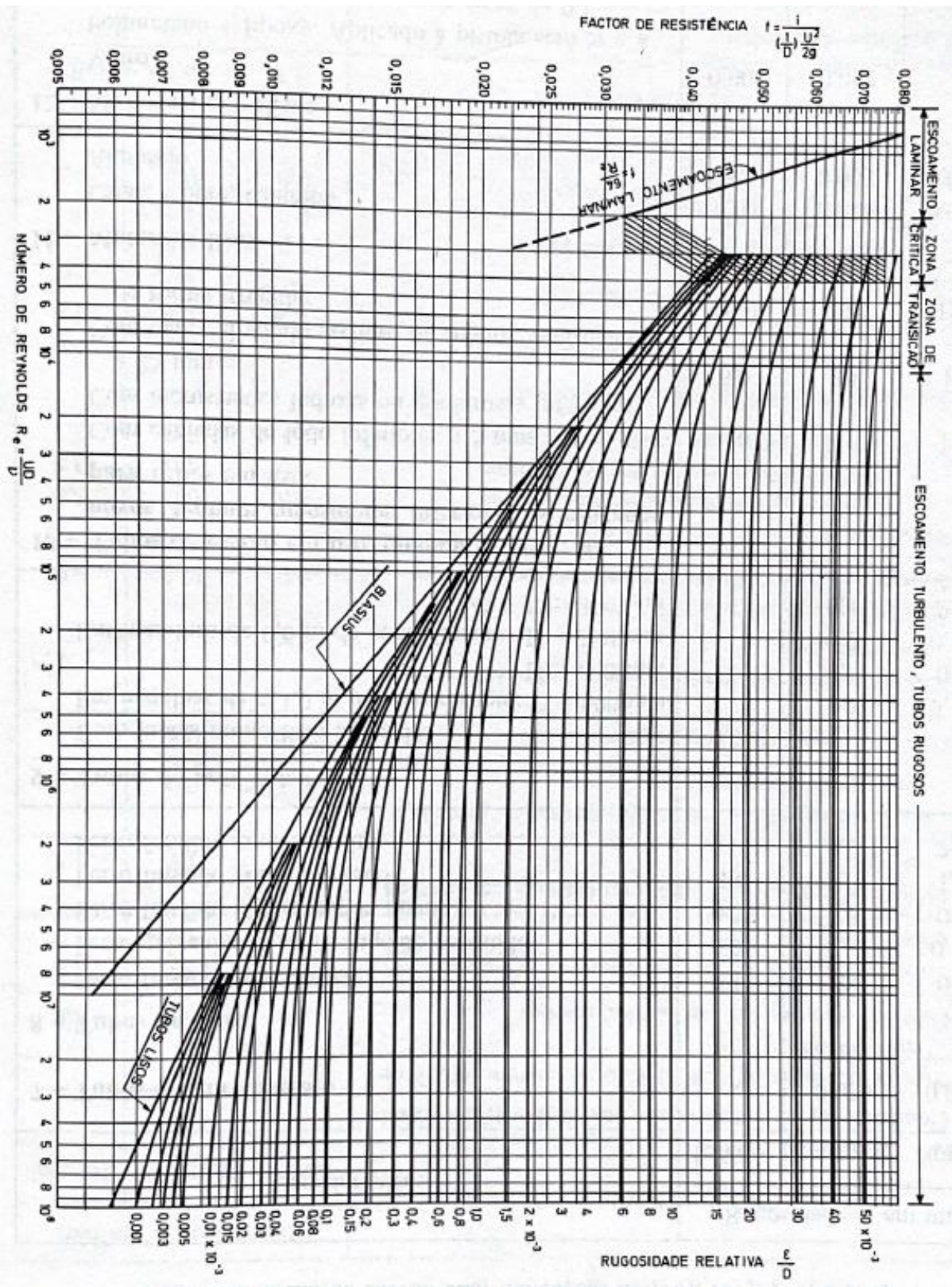
ZANFEI, A.; MENAPACE, A.; SANTOPIETRO, S.; RIGHETTI, M. (2020). Calibration Procedure for Water Distribution Systems: Comparison among Hydraulic Models. Water 2020, 12, 1421. <https://doi.org/10.3390/w12051421>.

ANEXOS

ANEXO I – HORIZONTES DE PROJECTO EM OBRAS DE SANEAMENTO BÁSICO

TIPO DE OBRA	HORIZONTE DE PROJECTO (anos) Fonte: Ravelo (1997)	HORIZONTE DE PROJECTO (anos) Fonte: Sá Marques e Sousa (2009)
Barragens / represas para captação de água	20 - 50	50
Furos, captações, estações de tratamento de água e estações de tratamento de águas residuais	20 – 30 (primeiro investimento: 10 - 15 anos)	20 - 40
Conduitas adutoras, colectores, emissários, estações elevatórias e outras construções	20 - 40	40
Bombas e equipamento electromecânico	10 - 15	20
Reservatórios e condutas de distribuição	20 - 40	40 ou máxima expansão

ANEXO II – DIAGRAMA DE MOODY



Fonte: Lencastre (1996)

ANEXO III – VALORES DE REFERÊNCIA PARA COEFICIENTES DE PERDAS DE CARGA SINGULARES

SINGULARIDADE	COEFICIENTE DE PERDA DE CARGA
Válvula de globo, totalmente aberta	10
Válvula de ângulo, totalmente aberta	5
Válvula de retenção de batente, totalmente aberta	2,5
Válvula de cunha, totalmente aberta	0,2
Curva a 90° (raio pequeno)	0,9
Curva a 90° (raio médio)	0,8
Curva a 90° (raio grande)	0,6
Curva a 45°	0,4
Curva de retorno	2,2
Tê <i>standard</i> (padrão) – escoamento na linha	0,6
Tê <i>standard</i> (padrão) – escoamento linha-ramal	1,8
Entrada em aresta viva (reservatório – tubagem)	0,5
Entrada em aresta viva (tubagem – reservatório)	1

Fonte: ROSSMAN (2000) *apud* LNEC (2002)

APÊNDICES

APÊNDICE I – ESTIMATIVA DA POPULAÇÃO

1. Considerações gerais

O estudo da evolução temporal da população para a estimativa do consumo doméstico de água, parcela fundamental para a previsão da demanda de água durante a vida útil do empreendimento, é feito após a fixação do horizonte de projecto. Na estimativa da população importa destacar duas variantes, nomeadamente, população residente ou permanente e população flutuante.

A avaliação da evolução da população deve basear-se em dados existentes, tais como: estudos de planeamento urbanístico; censos populacionais; recenseamentos eleitorais, quando realizados posteriormente ao censo, havendo necessidade de incluir a população com idade inferior a 18 anos, tomando como referência o seu peso percentual do último censo para a área em estudo; ou inquéritos locais, quando não existam planos urbanísticos (Sá Marques e Sousa, 2009).

Para a estimativa da evolução temporal da população, existem diversos métodos, cuja escolha deve ser efectuada pelo projectista mediante a sua experiência e as características da área de estudo. A adopção de métodos muito sofisticados para estimar a população não se justifica, visto que para a estimativa da demanda ou de caudais de projecto existem outros parâmetros como capitação e factor de ponta estimados, que na generalidade dos casos, introduzem erros bastante significativos (Sá Marques e Sousa, 2009).

No caso da projecção demográfica da população permanente, podem destacar-se os seguintes métodos (Sousa, 2001; Tsutiya, 2006; Sá Marques e Sousa, 2009):

- Métodos das componentes demográficas;
- Métodos matemáticos, e
- Métodos de extrapolação gráfica.

2. Métodos das componentes demográficas

Este método considera a tendência passada, verificada pelas variáveis demográficas, para posterior formulação de hipóteses de comportamento futuro relacionado com a natalidade, mortalidade e migração, para a projecção da população. A expressão usada para o efeito é indicada a seguir, cujas variáveis envolvidas são de difícil obtenção:

$$P_f = P_o + (N - M) + (I - E)$$

Onde:

P_f – população futura;

P_o – população inicial;

N - número de nascimentos no intervalo temporal em análise;

M – número de óbitos no intervalo temporal em análise;

I – número de imigrantes;

E – número de emigrantes;

$(N - M)$ – representa o crescimento vegetativo no intervalo temporal em análise;

$(I - E)$ – representa o saldo migratório ou crescimento social no período em análise.

3. Métodos matemáticos

Nestes métodos a projecção demográfica da população é feita através de uma expressão matemática, cujos parâmetros são obtidos a partir de dados conhecidos. Dentre os vários métodos matemáticos, destacam-se os que seguem a progressão aritmética; progressão geométrica e os que seguem a curva logística.

a) Método do crescimento aritmético

Este método admite que o aumento populacional (dP) num determinado intervalo de tempo (dt) é constante, independentemente do valor da população (P) num determinado instante. Analiticamente, pode expressar-se da seguinte forma:

$$\frac{dP}{dt} = k_a$$

Sendo apresentada de forma discreta do seguinte modo:

$$P_f = P_o + n \cdot k_a$$

Onde:

P_f – população futura;

P_o – população inicial;

n – número de anos de análise;

k_a – taxa de crescimento aritmético da população (hab/ano).

b) Método do crescimento geométrico

Este método admite que o aumento populacional (dP) num determinado intervalo de tempo (dt) é proporcional ao valor da população (P), ou seja, para iguais períodos de tempo, a percentagem de aumento da população mantêm-se constante. Analiticamente, pode expressar-se da seguinte forma:

$$\frac{dP}{dt} = k_g \cdot P$$

Sendo apresentada de forma discreta do seguinte modo:

$$P_f = P_o \cdot e^{n \cdot k_g}$$

Ou pela expressão equivalente, designada por lei de Malthus ou fórmula de juros compostos, dada por:

$$P_f = P_o \cdot (1 + k_g)^n$$

Onde:

P_f – população futura;

P_0 – população inicial;

n – número de anos de análise;

k_g – taxa de crescimento geométrico da população (%).

c) *Método da curva logística*

O método admite que o crescimento populacional é assintótico ao tempo, para um valor limite de saturação, possuindo três trechos, nomeadamente: crescimento acelerado, crescimento retardado e crescimento tendente à estabilização. Analiticamente, pode expressar-se da seguinte forma:

$$P_f = \frac{P_{\text{sat}}}{1 + m \cdot e^{b \cdot n}}$$

$$P_{\text{sat}} = \frac{2 \cdot P_0 \cdot P_1 \cdot P_2 - P_1^2 \cdot (P_0 + P_2)}{P_0 \cdot P_2 - P_1^2}$$

$$m = \frac{P_{\text{sat}} - P_0}{P_0}$$

$$b = \frac{1}{\Delta t} \ln \left[\frac{P_0 \cdot (P_{\text{sat}} - P_1)}{(P_{\text{sat}} - P_0)} \right]$$

Onde:

P_{sat} – população de saturação ou valor máximo da população esperado na área em estudo;

P_0 – população inicial, para o tempo $t_0=0$;

P_1 – população no instante $t_1=\Delta t$;

P_2 – população no instante $t_2=2\Delta t$

Δt – intervalo de tempo entre censos populacionais;

n – número de anos de análise;

m, b – são constantes;

P_f – população futura.

4. Método de extrapolação gráfica

Este método consiste em representar graficamente o número de habitantes em função dos anos de registos em censos populacionais ou outra natureza de inquéritos, e de seguida tenta-se ajustar os pontos a uma recta sem a preocupação de estabelecer uma relação matemática do fenómeno. Caso os pontos se afastem de uma recta, pode tentar obter-se uma melhor aproximação usando papel semi-logarítmico. As previsões da população futura são efectuadas pela extrapolação gráfica da recta, que envolve o bom senso do projectista.

APÊNDICE II – CONSUMOS COMERCIAIS, INDUSTRIAIS E ASSIMILÁVEIS

TIPO DE ESTABELECIMENTO / PRODUTO	CONSUMO DIÁRIO
INSTALAÇÕES PECUÁRIAS	
Fonte: Sá Marques e Sousa (2009)	
Bovinos	40 litros
Porcinos, ovinos e caprinos	10 litros
Frangos, galinhas, perus, patos e gansos	0,20 litros
MATADOUROS	
Fonte: Sá Marques e Sousa (2009)	
Bovinos	500 litros/animal
Porcinos	300 litros/animal
Ovinos e caprinos	250 litros/animal
Aves em geral	16 litros/cada kg em vivo
FÁBRICA DE PRODUTOS DE HIGIENE	
Fonte: Tsutiya (2006)	
Sabonete	2,58 m ³ /kg
Detergente	0,93 m ³ /kg
Shampoo	4,48 m ³ /kg
Desodorante	0,044 m ³ /kg
UNIDADES DE RESTAURAÇÃO	
Fonte: Sá Marques e Sousa (2009)	
Restaurante até 40 m ²	2000 litros
Restaurante entre 41 a 100 m ²	50 litros / m ²
Restaurante com mais de 100 m ²	40 litros / m ²
Bar ou café até 30 m ²	1500 litros
Bar ou café entre 31 a 60 m ²	60 litros / m ²
Bar ou café entre 61 a 100 m ²	50 litros / m ²
Bar ou café com mais de 100 m ²	40 litros / m ²

ESTAÇÕES DE SERVIÇO E OFICINAS

Fonte: Sá Marques e Sousa (2009)

Lavagem automática	12.000 litros / unidade de lavagem
Lavagem não automática	8.000 litros / unidade de lavagem
Bombas de gasolina	300 litros / bomba
Garagens e estacionamento coberto	2 litros / m ²

LAVANDARIAS

Fonte: Sá Marques e Sousa (2009)

Lavandarias	40 litros / kg de roupa
Lavandaria a seco	30 litros / kg de roupa

CONSUMOS ASSIMILÁVEIS A INDUSTRIAIS

RSPDADAR (2003)

Hospitais	300 a 400 litros / cama
Hotéis	70 litros / quarto sem banheira 230 litros / quarto com banheira
Escritórios	15 litros / pessoa
Escolas	10 litros / aluno

OUTROS

Fonte: Sá Marques e Sousa (2009)

Aeroportos	15 – 20 litros / passageiro
Mercados	15 litros / m ²
Centros comerciais	10 litros / lugar de estacionamento 40 litros / funcionário
Sanitários públicos	20 litros por utilizador
Consumo humano em indústrias	80 litros / funcionário

APÊNDICE III – ESCOLHA DO PROGRAMA INFORMÁTICO DE MODELAÇÃO

Designação do modelo	Epanet 2.2 Fonte: Rossman <i>et al.</i> (2020)	WaterCAD <i>CONNECT Edition</i> ¹	Pipe2020 ²	H₂ONet ³	Synergi Water ⁴	
Descrição	Ferramenta de simulação estática e por tempo alargado da água em condutas pressurizadas, de código aberto .	Ferramenta de dimensionamento otimizado e simulação estática ou por tempo alargado da água em condutas pressurizadas, e é de código fechado.	Ferramenta de dimensionamento otimizado e simulação aplicada a condutas pressurizadas e em superfície livre de líquidos (incluindo a água), gás e vapor, e é de código fechado.	Ferramenta de dimensionamento otimizado e simulação estática ou por tempo alargado da água em condutas pressurizadas, no AutoCAD, e é de código fechado.	Ferramenta de dimensionamento otimizado e simulação estática ou por tempo alargado da água (permite modelar outros líquidos) em condutas pressurizadas, e é de código fechado.	
Potencialidades	Simulação hidráulica	Sim	Sim	Sim	Sim	
	Modelação da qualidade de água	Sim	Sim	Sim	Sim	
	Interação (CAD/SIG/SCADA)	Não	CAD / SIG / SCADA	CAD / SIG / SCADA	CAD / SIG / SCADA	SIG / SCADA
	Limitação de nós a modelar	ilimitado	ilimitado	ilimitado	ilimitado	ilimitado
Interface gráfica com o utilizador	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	
Natureza de custos	Gratuito	Comercial	Comercial	Comercial	Comercial	

Sites consultados (13/01/2020):

¹ <https://www.bentley.com/pt/products/product-line/hydraulics-and-hydrology-software/watercad>

² <http://kypipe.com/pipe-2020-features/>

³ <https://www.innovyze.com/en-us/products/infowater/h2onet>

⁴ <https://www.dnvgl.com/services/water-quality-analysis-and-hydraulic-modelling-synergi-water-2792>

APÊNDICE IV – CARACTERÍSTICAS DOS COMPONENTES DO MODELO

RESERVATÓRIOS DAS ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS							
Designação:	<i>RESERVATÓRIO DA EET1 (R_Cota400)</i>						
Material:	<i>Betão</i>			Estado:	<i>Antigo</i>		
Geometria:	<i>Rectangular</i>						
L (m):	<i>12.00</i>	B (m):	<i>11.80</i>	D ou D _{eq} (m):	<i>13.43</i>	Células (un):	<i>1.00</i>
Área (m²)	<i>141.60</i>						
Cota / altura (m)							
Cota fundo (m):	<i>404.80</i>	Cota mínima (m):	<i>405.55</i>	Cota máxima (m):	<i>407.30</i>	Cota total (m):	<i>407.90</i>
Cota alimentação (m):	<i>407.50</i>	Altura mínima (m):	<i>0.75</i>	Altura máxima (m):	<i>2.50</i>	Cota saída (m):	<i>405.15</i>
Volume total (m³):	<i>438.96</i>						
Volume útil (m³):	<i>354.00</i>						
Volume utilizável (m³):	<i>247.80</i>						

Designação:	<i>RESERVATÓRIO DA EET2 (R_Cota600)</i>						
Material:	<i>Betão</i>			Estado:	<i>Antigo</i>		
Geometria:	<i>Rectangular</i>						
L (m):	<i>11.80</i>	B (m):	<i>11.60</i>	D ou D _{eq} (m):	<i>13.20</i>	Células (un):	<i>1.00</i>
Área (m²)	<i>136.88</i>						
Cota / altura (m)							
Cota fundo (m):	<i>678.60</i>	Cota mínima (m):	<i>679.52</i>	Cota máxima (m):	<i>681.10</i>	Cota total (m):	<i>681.70</i>
Cota alimentação (m):	<i>681.45</i>	Altura mínima (m):	<i>0.92</i>	Altura máxima (m):	<i>2.50</i>	Cota saída (m):	<i>679.05</i>
Volume total (m³):	<i>424.33</i>						
Volume útil (m³):	<i>342.20</i>						
Volume utilizável (m³):	<i>216.27</i>						

CENTRO DISTRIBUIDOR ZONA NORTE

Designação:	<i>RESERVATÓRIO 1 DO CENTRO DISTRIBUIDOR DA ZONA NORTE (RZN-1)</i>						
Material:	Metálico			Estado:	Antigo		
Geometria:	Circular						
L (m):	-	B (m):	-	D ou D _{eq} (m):	16.00	Células (un):	1.00
Área (m²)	201.06						
Cota / altura (m)							
Cota fundo (m):	931.75	Cota mínima (m):	932.25	Cota máxima (m):	936.00	Cota total (m):	936.25
Cota alimentação (m):	936.65	Altura mínima (m):	0.50	Altura máxima (m):	4.25	Cota saída (m):	931.95
Volume total (m³):	904.78						
Volume útil (m³):	854.51						
Volume utilizável (m³):	753.98						

Designação:	<i>RESERVATÓRIO 2 DO CENTRO DISTRIBUIDOR DA ZONA NORTE (RZN-2)</i>						
Material:	Metálico			Estado:	Antigo		
Geometria:	Circular						
L (m):	-	B (m):	-	D ou D _{eq} (m):	16.00	Células (un):	1.00
Área (m²)	201.06						
Cota / altura (m)							
Cota fundo (m):	931.70	Cota mínima (m):	932.25	Cota máxima (m):	936.00	Cota total (m):	936.20
Cota alimentação (m):	936.65	Altura mínima (m):	0.55	Altura máxima (m):	4.30	Cota saída (m):	931.90
Volume total (m³):	904.78						
Volume útil (m³):	864.57						
Volume utilizável (m³):	753.98						

Designação:	<i>RESERVATÓRIO 3 e 4 DO CENTRO DISTRIBUIDOR DA ZONA NORTE (RZN-3 e RZN-4)</i>						
Material:	Betão			Estado:	Novo (proposto)		
Geometria:	Circular						
L (m):	-	B (m):	-	D ou D _{eq} (m):	23.00	Células (un):	1.00
Área (m²)	415.48						
Cota / altura (m)							
Cota fundo (m):	929.50	Cota mínima (m):	931.00	Cota máxima (m):	935.50	Cota total (m):	936.50
Cota alimentação (m):	928.00	Altura mínima (m):	1.50	Altura máxima (m):	6.00	Cota saída (m):	928.00
Volume total (m³):	2908.33						
Volume útil (m³):	2492.85						
Volume utilizável (m³):	1869.64						

CENTRO DISTRIBUIDOR ZONA SUL							
Designação:	<i>RESERVATÓRIO 1 DO CENTRO DISTRIBUIDOR DA ZONA SUL (RZS-1)</i>						
Material:	Betão			Estado:	Antigo		
Geometria:	Circular						
L (m):	-	B (m):	-	D ou D _{eq} (m):	22.50	Células (un):	1.00
Área (m²)	397.61						
Cota / altura (m)							
Cota fundo (m):	931.8 0	Cota mínima (m):	933.06	Cota máxima (m):	936.40	Cota total (m):	936.9 5
Cota alimentação (m):	937.2 5	Altura mínima (m):	1.26	Altura máxima (m):	4.60	Cota saída (m):	932.1 0
Volume total (m³):	2048						
Volume útil (m³):	1829						
Volume utilizável (m³):	1328						

Designação:	<i>RESERVATÓRIO 2 DO CENTRO DISTRIBUIDOR DA ZONA SUL (RZS-2)</i>						
Material:	Metálico			Estado:	Antigo		
Geometria:	Circular						
L (m):	-	B (m):	-	D ou D _{eq} (m):	26.00	Células (un):	1.00
Área (m²)	530.93						
Cota / altura (m)							
Cota fundo (m):	932.2 0	Cota mínima (m):	933.06	Cota máxima (m):	936.40	Cota total (m):	936.9 5
Cota alimentação (m):	937.2 5	Altura mínima (m):	0.86	Altura máxima (m):	4.20	Cota saída (m):	932.5 0
Volume total (m³):	2522						
Volume útil (m³):	2230						
Volume utilizável (m³):	1773						

Designação:	<i>RESERVATÓRIO 3 DO CENTRO DISTRIBUIDOR DA ZONA SUL (RZS-3)</i>						
Material:	Betão			Estado:	Novo (proposto)		
Geometria:	Circular						
L (m):	-	B (m):	-	D ou D _{eq} (m):	26.50	Células (un):	1.00
Área (m²)	551.55						
Cota / altura (m)							
Cota fundo (m):	931.8 0	Cota mínima (m):	933.10	Cota máxima (m):	936.40	Cota total (m):	937.4 0
Cota alimentação (m):	937.0 5	Altura mínima (m):	1.26	Altura máxima (m):	4.60	Cota saída (m):	931.8 0
Volume total (m³):	3088.66						
Volume útil (m³):	2537.11						
Volume utilizável (m³):	1820.10						

INFORMAÇÃO DAS ADUTORAS

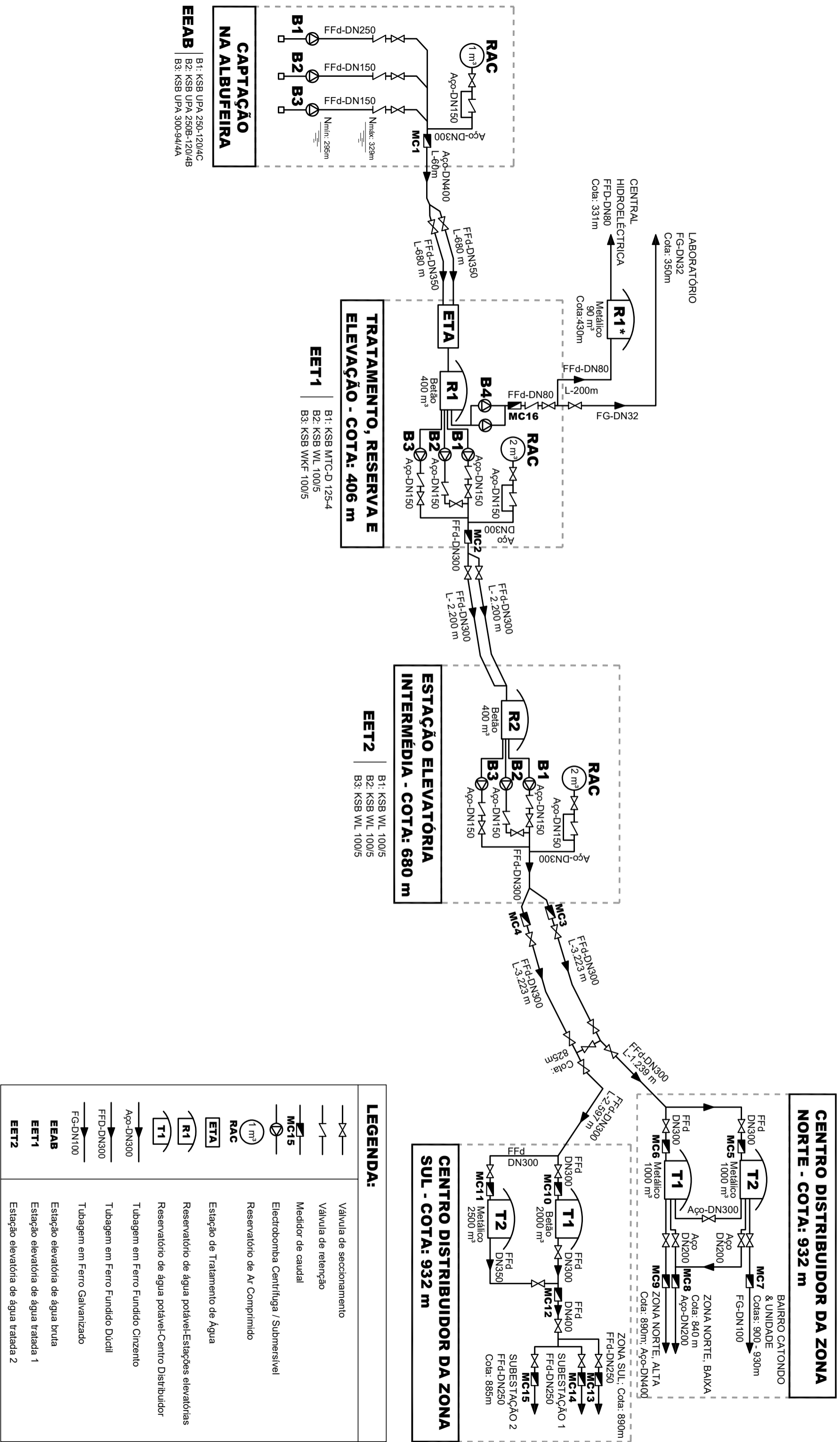
REFERÊNCIA DO TRECHO	DESIGNAÇÃO / PARÂMETRO	INFORMAÇÃO
EEAB (Albufeira) - EET1 (R_Cota400)	Cotas	Instalação das bombas: 303,5 m (bombas menores); 306,5 m (bomba maior) Coroamento da barragem: 331 m Eixo da tubagem no passadiço: 330,2 m Terreno na entrada na ETA: 406,85 m (tubagem a 406,15 m) Descarga na ETA: 410 m
	Comprimento	Trecho 1: 60 m Trecho 2 (2 ramais): 680m cada
	Diâmetro	Saída de cada bomba: DN150 Trecho 1: DN400 Trecho 2 (2 ramais): DN350
	Material (e classe da tubagem)	Saída de cada bomba: Ferro Fundido Dúctil (FFd) Trecho 1: Aço Trecho 2 (2 ramais): Ferro Fundido Dúctil (FFd)
	Contador	Existe no trecho 1
	Válvulas de seccionamento	Existem em cada ramal do trecho 2
EET1 (R_Cota400) - EET2 (R_Cota600)	Cotas	Aspiração das bombas: 405,15 m Cota na bifurcação: 406,2 m Tubagem na entrada da EET2: 680,22 m Descarga na EET2: 681,45 m
	Comprimento	Trecho 1, aspiração: 3m Trecho 2, compressão individual: 3,5m Trecho 3, entre bombas e bifurcação a jusante: 20 m Trecho 4, após bifurcação: 2200 m cada
	Diâmetro	Trecho 1: DN150 Trecho 2: DN150 Trecho 3: DN300 Trecho 4: DN300
	Material (e classe da tubagem)	Trecho 1 e 2: Aço Trecho 3 e 4: Ferro Fundido Dúctil (FFd)
	Contador	Existente no trecho 3
	Válvulas de seccionamento	Existem nas duas tubagens, após a bifurcação
EET2 (R_Cota600) - RZN	Cotas	Aspiração das bombas: 679,05 m Cota na bifurcação: 680,16 m Cota válvulas em "H": 825 m Terreno a entrada no RZN: 931,7 m Descarga no RZN: 936,65 m

INFORMAÇÃO DAS ADUTORAS

REFERÊNCIA DO TRECHO	DESIGNAÇÃO / PARÂMETRO	INFORMAÇÃO
	Comprimento	Trecho 1, aspiração: 3m Trecho 2, compressão individual: 3m Trecho 3, entre bombas e bifurcação a jusante: 7 m Trecho 4, após bifurcação: 4440 m cada
	Diâmetro	Trecho 1: DN150 Trecho 2: DN150 Trecho 3: DN300 Trecho 4: DN300
	Material (e classe da tubagem)	Trecho 1 e 2: Aço Trecho 3 e 4: Ferro Fundido Dúctil (FFd)
	Contador	Existe em cada ramal do trecho 4
	Válvulas de seccionamento (DN)	Existe em cada ramal do trecho 4
EET2 (R_Cota600) - RZS	Cotas	Aspiração das bombas: 679,05 m Cota na bifurcação: 680,16 m Cota válvulas em "H": 825 m Terreno a entrada no RZS: ~ 932 m Descarga no RZS: 937,25 m (Reservatório 3: 937,05 m)
	Comprimento	Trecho 1, aspiração: 3m Trecho 2, compressão individual: 3m Trecho 3, entre bombas e bifurcação a jusante: 7 m Trecho 4, após bifurcação: 5760 m cada
	Diâmetro	Trecho 1: DN150 Trecho 2: DN150 Trecho 3: DN300 Trecho 4: DN300
	Material (e classe da tubagem)	Trecho 1 e 2: Aço Trecho 3 e 4: Ferro Fundido Dúctil (FFd)
	Contador	Existe em cada ramal do trecho 4
	Válvulas de seccionamento	Existe em cada ramal do trecho 4

**APÊNDICE V – CIRCUITO HIDRÁULICO DO SISTEMA DE ABASTECIMENTO
DE ÁGUA À SONGO**

CIRCUITO HIDRÁULICO DO SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA À VILA DE SONGO



EEAB B1: KSB UPA 250-120/4C
B2: KSB UPA 250B-120/4B
B3: KSB UPA 300-94/4A

EET1 B1: KSB MTC-D 125-4
B2: KSB WL 100/5
B3: KSB WKF 100/5

EET2 B1: KSB WL 100/5
B2: KSB WL 100/5
B3: KSB WL 100/5

APÊNDICE VI – DETALHES DAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE ENTRADA NO MODELO

1. TRECHO ENTRE A EEAB E A EET1

Designação do trecho	Comprimento (m)	Diâmetro (mm)	Nó inicial		Nó final	
			Referência	Cota (m)	Referência	Cota (m)
T-01	1	400	ALB	323,46	N-01	323,46
T-02	1	150	N-01	323,46	N-02	323,46
T-03	20	150	N-03	323,46	N-08	330,20
T-04	1	150	N-01	323,46	N-04	323,46
T-05	20	150	N-05	323,46	N-08	330,20
T-06	1	200	N-01	323,46	N-06	323,46
T-07	20	200	N-07	323,46	N-08	330,20
VRC-01	Não aplicável	400	N-08	330,20	N-09	330,20
T-08	60	400	N-09	330,20	N-10	330,20
T-09	680	350	N-10	330,20	N-11	410,00
T-10	680	350	N-10	330,20	N-11	410,00

2. TRECHO ENTRE A EET1 E A EET2

Designação do trecho	Comprimento (m)	Diâmetro (mm)	Nó inicial		Nó final	
			Referência	Cota (m)	Referência	Cota (m)
T-11	1	350	N-11	410.00	DEC_1	405.80
T-12	1	300	DEC_1	405.80	N-12	405.80
T-13	1	350	N-11	410.00	DEC_2	405.80
T-14	1	300	DEC_2	405.80	N-12	405.80
VRC-02	Não aplicável	300	N-12	405.80	N-13	405.80
T-15	1	300	N-13	405.80	N-14	407.50
VCP-01	Não aplicável	300	N-14	407.50	N-15	404.80
T-16	1	300	N-15	404.80	R_Cota400	404.80
T-17	1	300	R_Cota400	404.80	N-16	405.15
T-18	1	150	N-16	405.15	N-17	405.15
T-19	1	150	N-18	406.20	N-23	406.20
T-20	1	150	N-16	405.15	N-19	405.15
T-21	1	150	N-20	406.20	N-23	406.20
T-22	1	150	N-16	405.15	N-21	405.15
T-23	1	150	N-22	406.20	N-23	406.20

Designação do trecho	Comprimento (m)	Diâmetro (mm)	Nó inicial		Nó final	
			Referência	Cota (m)	Referência	Cota (m)
T-24	5	300	N-23	406.20	N-24	406.20
T-25	2200	300	N-24	406.20	N-25	681.45
T-26	2200	300	N-24	406.20	N-25	681.45

3. TRECHO ENTRE A EET2 E O CD NORTE / SUL (ATÉ A COTA 825 m)

Designação do trecho	Comprimento (m)	Diâmetro (mm)	Nó inicial		Nó final	
			Referência	Cota (m)	Referência	Cota (m)
VCP-02	Não aplicável	300	N-25	681.45	N-26	678.60
T-27	1	300	N-26	678.60	R_Cota600	678.60
T-28	1	300	R_Cota600	678.60	N-27	679.05
T-29	1	150	N-27	679.05	N-28	679.05
T-30	1	150	N-29	680.16	N-34	680.16
T-31	1	150	N-27	679.05	N-30	679.05
T-32	1	150	N-31	680.16	N-34	680.16
T-33	1	150	N-27	679.05	N-32	679.05
T-34	1	150	N-33	680.16	N-34	680.16
T-35	5	300	N-34	680.16	N-35	680.16
T-36	1	300	N-35	680.16	N-36	680.16
VRC-03	Não aplicável	300	N-36	680.16	N-37	680.16
T-37	3223	300	N-37	680.16	N-38	825.00
T-45	1	300	N-35	680.16	N-43	680.16
VRC-04	Não aplicável	300	N-43	680.16	N-44	680.16
T-46	3223	300	N-44	680.16	N-45	825.00

4. TRECHO ENTRE A COTA “825 m” E O CD NORTE / SUL

Designação do trecho	Comprimento (m)	Diâmetro (mm)	Nó inicial		Nó final	
			Referência	Cota (m)	Referência	Cota (m)
T-38	1239	300	N-38	825.00	N-39	931.75
T-39	4.9	300	N-39	931.75	N-40	936.65
VCP-03	Não aplicável	300	N-40	936.65	N-41	931.70
T-40	0.735	300	N-41	931.70	RZN_1	931.75
T-41	1	300	RZN_1	931.75	N-42	931.70
T-42	12	300	N-41	931.70	RZN_2	931.70
T-43	1	300	RZN_2	931.70	N-42	931.70
T-44	1	300	N-42	931.70	NC-ZN	931.70
T-47	2597	300	N-45	825.00	N-46	931.80

Designação do trecho	Comprimento (m)	Diâmetro (mm)	Nó inicial		Nó final	
			Referência	Cota (m)	Referência	Cota (m)
T-48	5.45	300	N-46	931.80	N-47	937.25
VCP-03	Não aplicável	300	N-47	937.25	N-48	931.80
T-49	12	300	N-48	931.80	RZS_2	932.20
T-50	1	300	RZS_2	932.20	N-49	931.80
T-51	1	300	N-48	931.80	RZS_1	931.80
T-52	1	300	RZS_1	931.80	N-49	931.80
T-53	1	300	N-49	931.80	NC-ZS	931.80