

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM SANEAMENTO,  
MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS**

**AVALIAÇÃO HIDROENERGÉTICA DE  
SISTEMAS DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA:  
SUPRIMENTO CONTÍNUO VERSUS INTERMITENTE**

**Rui Gabriel Modesto de Souza**

**Belo Horizonte  
2021**

**Rui Gabriel Modesto de Souza**

**AVALIAÇÃO HIDROENERGÉTICA DE SISTEMAS  
DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA:  
SUPRIMENTO CONTÍNUO *VERSUS* INTERMITENTE**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos.

Área de concentração: Hidráulica e Recursos Hídricos

Linha de pesquisa: Sistemas de recursos hídricos

Orientador: Prof. Dr. Gustavo Meirelles Lima

Belo Horizonte

Escola de Engenharia da UFMG

2021

S729a Souza, Rui Gabriel Modesto de.  
Avaliação hidroenergética de sistemas de distribuição de água  
[recurso eletrônico] : suprimento contínuo versus intermitente / Rui Gabriel  
Modesto de Souza. – 2021.  
1 recurso online (x, 93 f. : il., color.) : pdf.

Orientador: Gustavo Meirelles Lima.

Dissertação (mestrado) Universidade Federal de Minas Gerais,  
Escola de Engenharia.

Apêndices: f. 90-93.

Bibliografia: f. 81-89.  
Exigências do sistema: Adobe Acrobat Reader.

1. Engenharia sanitária - Teses. 2. Recursos hídricos -  
Desenvolvimento - Teses. 3. Eficiência energética - Teses. 4. Otimização -  
Teses. 5. Água - Distribuição - Teses. I. Lima, Gustavo Meirelles. II.  
Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. III. Título.

CDU: 628(043)

Ficha catalográfica elaborada pela bibliotecária Roseli Alves de Oliveira CRB/6 2121  
Biblioteca Prof. Mário Werneck, Escola de Engenharia da UFMG



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS  
[ESCOLA DE ENGENHARIA]  
COLEGIADO DO CURSO DE GRADUAÇÃO / PÓS-GRADUAÇÃO EM [SANEAMENTO, MEIO AMBIENTE E  
RECURSOS HÍDRICOS]

**FOLHA DE APROVAÇÃO**

**["AVALIAÇÃO HIDROENERGÉTICA DE SISTEMAS DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA:  
SUPRIMENTO CONTÍNUO VERSUS INTERMITENTE"]**

**[Rui Gabriel Modesto]**

Dissertação de Mestrado] defendida e aprovada, no dia [ 10 de setembro de 2021], pela Banca Examinadora designada pelo [Colegiado do Programa de Pós-Graduação EM SANEAMENTO, MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS] da Universidade Federal de Minas Gerais constituída pelos seguintes professores:

[Prof. Dr. Cristóvão Vicente Scapulatempo Fernandes] - **Membro Externo]**

[UFPR]

[Prof. Edevar Luvizotto Junior] - **Membro Externo]**

[UNICAMP]

[Prof. Gustavo Meirelles Lima - **Orientador]**

[UFMG]

**APROVADA PELO COLEGIADO DO PPG SMARH**

Sonaly Cristina Rezende Borges de Lima - Coordenadora

Belo Horizonte, 10 de setembro de 2021.

---

Documento assinado eletronicamente por **Cristovao Vicente Scapulatempo Fernandes**, Usuário

[https://sei.ufmg.br/sei/controlador.php?acao=documento\\_imprimir\\_web&acao\\_origem=arvore\\_visualizar&id\\_documento=1007104...](https://sei.ufmg.br/sei/controlador.php?acao=documento_imprimir_web&acao_origem=arvore_visualizar&id_documento=1007104...) 1/2



Externo, em 10/09/2021, às 16:47, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Gustavo Meirelles Lima, Professor do Magistério Superior**, em 10/09/2021, às 16:48, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Edevar Luvizotto Junior, Usuário Externo**, em 10/09/2021, às 16:57, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Sonaly Cristina Rezende Borges de Lima, Coordenador(a) de curso de pós-graduação**, em 25/10/2021, às 09:17, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site [https://sei.ufmg.br/sei/controlador\\_externo.php?acao=documento\\_conferir&id\\_orgao\\_acesso\\_externo=0](https://sei.ufmg.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0), informando o código verificador 0950642 e o código CRC FE52CDFC.

## AGRADECIMENTOS

A Deus, pela presença perene.

A meus avós maternos, Moises (*in memoriam*) e Maria Aparecida, pelo cuidado, educação e formação de caráter.

A minha mãe Kelis, pelo apoio, insistência e cobranças nos estudos. Sem seu suporte, não teria chegado tão longe. A meu pai fraterno Rodrigo, pelo apoio e incentivo ilimitado. Ao meu irmão Luís, pelo carinho e estresse diário.

A minha namorada Gabriela, pela paciência, companheirismo e suporte, mesmo em dias difíceis. A Autinha, pelo olhar empreendedor e ensinamentos nas longas conversas.

A meus tios, Milton e Keila, pelo apoio e suporte incondicional durante todas as etapas da minha vida.

A meu Pai Lindomar, meu irmão Amadeus e avós paternos, Euclides e Nelsina, pelo amor e compreensão pela distância.

A Tayrine Campos – quem carinhosamente chamo de mãe – pelo acolhimento profissional, ensinamentos e, principalmente, educação, de preferência a não acreditar que sei a NBR 6118 de cor.

Ao Prof. Dr. Gustavo Meirelles, meu orientador, pela inestimável sabedoria compartilhada, disponibilidade e por nunca dizer não à seu orientado afoito e sempre muito precoce. Ao Prof. Dr. Bruno Brentan, por não medir esforços para ajudar nos meus anseios acadêmicos.

A Francisco Veiga (*in memoriam*), amigo que partiu precocemente, pelos grandes ensinamentos de transientes hidráulicos e de vida em seus cursos e longas conversas.

Aos amigos e companheiros de docência da PUC Minas, Everaldo e Rafael. Everaldo, pela grande confiança e oportunidades que começaram desde muito cedo, ainda como meu professor na graduação. Rafael, pela amizade e suporte imensurável no início do desafio na docência.

Aos amigos da engenharia, pela contribuição na minha trajetória e lembrança em potenciais trabalhos, em especial ao Renato da RQC Engenharia, Leonardo, Ismael e Luciano da LASSAN Consultoria em Engenharia, Vitor Queiroz, Vitor Lajes e Lucas da HIDROBR Soluções Integradas e Fernando da especialização em Engenharia Sanitária e Ambiental.

A Victor Alencar, pela amizade de longa data.

A todos os professores do SMARH, por não medirem esforços – mesmo diante um cenário nebuloso de pandemia – em proporcionar conhecimento de qualidade. A todos os colegas mestrando, pelo sofrimento e superações compartilhados.

A todos os outros familiares e amigos que direta ou indiretamente contribuíram por quem sou hoje.

A Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES), pelo apoio financeiro na realização deste trabalho.

## RESUMO

A água tem papel essencial para a sobrevivência humana e para o desenvolvimento econômico, social e sanitário das sociedades. No entanto, em muitas regiões do planeta, o atendimento à demanda requerida tem se tornado, cada vez com maior frequência, uma tarefa árdua devido à escassez hídrica. Apesar do cenário de escassez hídrica, no Brasil, o índice de perdas na distribuição chegou à 39,2% no ano de 2019, o que interfere também no consumo energético do setor, visto que parte do volume bombeado poderia ser evitado. O controle de pressão, especialmente no período noturno, onde a pressão é elevada, é uma ferramenta eficaz para contornar o problema, devido ao volume de vazamentos ou perda real, estar diretamente relacionado a este parâmetro. Uma solução alternativa, é a operação do sistema de forma intermitente, o que faria com que durante este período de baixo consumo e altas pressões, a perda real, que normalmente seria alta, se torne nula, uma vez que o sistema não opera. Devido a existência de reservatórios domiciliares em grande parte das residências no Brasil, dificilmente problemas de desabastecimento ocorreriam neste período. No entanto, é comumente relacionado à esta operação o maior risco de intrusão de patógenos e rompimento da tubulação durante seu enchimento. Assim, o objetivo deste trabalho foi levantar os riscos operacionais e avaliar a eficiência hidroenergética da operação intermitente em relação à operação contínua em dois estudos de caso, sendo eles as redes *benchmarking* ZJ e OBCL-1. Tanto o consumo de energia quanto o volume de vazamentos foram considerados na obtenção da melhor solução operacional. Os resultados obtidos na operação contínua foram confrontados com diferentes níveis de intermitência, variando de 12h a 21h de operação, a fim de identificar os reais benefícios econômicos que a operação intermitente pode gerar do ponto de vista hidroenergético. Foi proposta também a implementação de Válvulas Redutoras de Pressão (VRP) na operação contínua, para melhorar o controle de pressão, e, substituição do conduto principal, no melhor nível de operação intermitente, para reduzir o consumo de energia. Em cada um dos casos, o algoritmo de otimização *Particle Swarm Optimization* – PSO foi utilizado para selecionar as bombas mais adequadas e definir sua rotina operacional através do ajuste de suas rotações, estabelecer a pressão de controle das VRPs e selecionar os diâmetros do conduto principal. Apesar dos cuidados necessários com a qualidade da água, a operação intermitente demonstrou ser uma estratégia viável do ponto de vista econômico, atingindo uma redução no custo operacional de até 60,9 % para a rede ZJ e 47,4 % para rede OBCL-1.

**Palavras-chave:** Eficiência energética; Operação Intermitente; Otimização Meta-Heurística.



## ABSTRACT

Water is an essential element for human survival and for the economic, social and health development of the societies. However, in many regions of the planet, meeting the required demand has become an arduous task due to water scarcity. Despite the scenario of water scarcity, in Brazil, the non-revenue water in Water Distribution Systems (WDS) reached 39.2 % in 2019, which also interferes with the energy consumption of the sector, since part of the pumped volume could be avoided. Pressure control, especially during the night, where the pressure is high, is an effective tool to minimize the problem, owing to the fact that the leakage flow is directly related to this parameter. An alternative solution, is the operation of the system intermittently, which would cause that the actual leakage become null during this period of low consumption and high pressures, when is usually high, since the system does not operate. Due to the existence of tanks in most homes in Brazil, shortage problems would hardly occur during this period. However, it is commonly related to this operation the increased risk of intrusion of pathogens and rupture of the pipe during its filling. Thus, the objective of this work was to raise operational risks and evaluate the hydroenergetic efficiency of the intermittent operation in relation to continuous operation in two case studies, using the benchmarking networks ZJ and OBCL-1. Energy consumption and volume of leaks were considered in obtaining the best operational solution. The results obtained in the continuous operation were confronted with different levels of intermittent, ranging from 12h to 21h of operation, to identify the real economic benefits that intermittency operation can generate from the hydroenergetic point of view. It was also proposed the implementation of Pressure Reducing Valves (PRV) in continuous operation, to improve pressure control, and the replacement of the Trunk Network (TN), at the best level of intermittent operation, to reduce the energy consumption. In each case, the Particle Swarm Optimization (PSO) optimization algorithm was used to select the most appropriate pumps and define its operational routine by adjusting its speed, define the pressure settings of the PRVs, and select the diameters of the TN. Despite the additional caution with water quality, the intermittent operation proved to be a feasible strategy from an economic point of view, achieving a reduction in operating costs of up to 60.9 % for the ZJ network and 47.4 % for OBCL-1 network.

**Keywords:** Energy Efficiency; Intermittent operation; Meta-heuristic optimization.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1: Índice de Perdas de acordo com dados do SNIS (IN049).....	22
Figura 3.2: Evolução do consumo e despesas com energia elétrica.....	23
Figura 3.3: Curva do sistema versus curva da bomba.....	24
Figura 3.4: Alteração da curva do sistema – CS.....	25
Figura 3.5: Alteração da curva da bomba – CB.....	26
Figura 3.6: Fechamento instantâneo da válvula na extremidade da tubulação horizontal.....	34
Figura 3.7: Equação da quantidade de movimento aplicada ao volume de controle.....	34
Figura 3.8: Linha característica no plano $x-t$ .....	37
Figura 4.1: Fluxograma da metodologia.....	49
Figura 4.2: Relação entre rendimento e vazão de projeto das bombas classe A.....	53
Figura 4.3: Posição final de uma partícula.....	61
Figura 5.1: Rede ZJ adaptada.....	62
Figura 5.2: Curva de demanda da rede ZJ para as diferentes horas de funcionamento: (a) 24h; (b) 21h; (c) 18h; (d) 15h; (e) 12h.....	63
Figura 5.3: Resultados dos custos operacionais da rede ZJ.....	65
Figura 5.4: Redimensionamento da rede ZJ: (a) conduto principal; (b) redimensionamento.....	66
Figura 5.5: Velocidade máxima observada na rede ZJ: (a) operação contínua; (b) intermitente (15h); (c) intermitente redimensionado (12h).....	67
Figura 5.6: Controle operacional da VRP na rede ZJ.....	69
Figura 5.7: Controle operacional da pressão média da rede ZJ na operação contínua: a) Operação contínua sem VRP; b) Operação contínua otimizada com VRP.....	69
Figura 5.8: Rede OBCL-1 adaptada.....	72
Figura 5.9: Curva de demanda da rede OBCL-1 para as diferentes horas de funcionamento: (a) 24h; (b) 21h; (c) 18h; (d) 15h; (e) 12h.....	73
Figura 5.10: Curva de potência para as diferentes condições operacionais do cenário 1: a) 24h; b) 21h; c) 18h; d) 15h; e) 12h.....	75
Figura 5.11: Curva de potência para as diferentes condições operacionais do cenário 2: a) 24h; b) 21h; c) 18h; d) 15h; e) 12h.....	76
Figura 5.12: Curva de potência para as diferentes condições operacionais do cenário 3: a) 24h; b) 21h; c) 18h; d) 15h; e) 12h.....	77
Figura 5.13: Resultados custos operacionais: a) Cenário 1; b) Cenário 2; c) Cenário 3.....	80

Figura 5.14: Desempenho em relação à operação contínua para cada cenário de estudo: a) Custo operacional; b) Custo de energia; c) Perdas. ....	80
Figura 5.15: Conduto principal da rede OBCL-1. ....	83
Figura 5.16: Redimensionamento da rede OBCL-1 para operação intermitente de 15h e 12h: (a) cenário 1; (b) cenário 2; (c) cenário 3. ....	83
Figura 5.17: Velocidade máxima observada na rede OBCL-1 para os respectivos níveis de funcionamento: (a) cenário 1; (b) cenário 2; (c) cenário 3. ....	84
Figura 5.18: Controle operacional da VRP na rede OBCL-1: (a) cenário 1; (b) cenário 2; (c) cenário 3. ....	89
Figura 5.19: Controle operacional da pressão média da rede OBCL-1 na operação contínua: (a) cenário 1; (b) cenário 2; (c) cenário 3. ....	89

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Ocorrência do Regime Intermitente no mundo. ....	30
Tabela 3.2: Sumário dos autores, modelos de análise e tipo de solução. ....	39
Tabela 4.1: Valores de tarifa de energia e demanda. ....	55
Tabela 4.2: Valores de despesas totais de acordo com a abrangência. ....	55
Tabela 5.1: Resumo da curva de demanda para rede ZJ. ....	63
Tabela 5.2: Parâmetros hidráulicos das operações. ....	64
Tabela 5.3 – Implantação na rede ZJ por diâmetro e extensão. ....	66
Tabela 5.4: Parâmetros hidráulicos comparativos para redimensionamento da rede ZJ. ....	67
Tabela 5.5: Parcelas da função-custo comparativos para redimensionamento da rede ZJ: (a) Cenário 1; (b) Cenário 2; (c) Cenário 3. ....	68
Tabela 5.6: Parâmetros hidráulicos comparativos para controle de pressão com VRP da rede ZJ. ....	70
Tabela 5.7: Custo operacional comparativo para controle de pressão com VRP da rede ZJ. ...	70
Tabela 5.8: Resumo da curva de demanda para rede OBCL-1. ....	72
Tabela 5.9: Vazão ( $Q_{BEP}$ ) e altura manométrica ( $H_{BEP}$ ) no ponto de máximo rendimento. ....	74
Tabela 5.10: Parâmetros energéticos da operação: a) Cenário 1; b) Cenário 2; c) Cenário 3. ....	78
Tabela 5.11: Parâmetros hidráulicos da operação: a) Cenário 1; b) Cenário 2; c) Cenário 3. ....	78
Tabela 5.12: Resumo da operação contínua <i>versus</i> intermitente. ....	81
Tabela 5.13: Resumo da operação contínua <i>versus</i> intermitente: perda real mínima. ....	81
Tabela 5.14 – Implantação na rede OBCL-1 por diâmetro e extensão. ....	84
Tabela 5.15: Parâmetros energéticos comparativos para redimensionamento. ....	85
Tabela 5.16: Parâmetros hidráulicos comparativos para redimensionamento da rede OBCL-1: a) Cenário 1; b) Cenário 2; c) Cenário 3. ....	86
Tabela 5.17: Parcelas da função-custo comparativas para redimensionamento da rede OBCL-1: (a) Cenário 1; (b) Cenário 2; (c) Cenário 3. ....	87
Tabela 5.18: Parâmetros energéticos comparativos para controle de pressão com VRP da rede OBCL-1. ....	90
Tabela 5.19: Parâmetros hidráulicos comparativos para controle de pressão com VRP da rede OBCL-1. ....	90
Tabela 5.20: Parcelas da função-custo comparativas para controle de pressão com VRP da rede OBCL-1. ....	91

## LISTA DE QUADROS

Quadro 3.1: Balanço Hídrico (conceitos IWA).....	20
Quadro 3.2: Medidas operacionais para redução do consumo de energia elétrica.....	21
Quadro 3.3: Características dos diferentes dispositivos de proteção.....	42
Quadro 4.1: Classificação de bomba e motobombas de acordo com seu rendimento.....	53
Quadro 4.2: Analogias na mimetização do PSO. ....	60

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABC	<i>Artificial Bee Colony</i> (Colônia Artificial de Abelhas)
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACO	<i>Ant Colony Optimization</i> (Otimização por Colônia de Formigas)
AESBE	Associação Brasileira das Empresas Estaduais de Saneamento
AG	Algoritmo genético
ASCE	Sociedade Americana de Engenheiros Civis
ASPV	<i>Accumulated Shortest Path Value</i> (Valor do Caminho mais Curto)
BEP	<i>Best Efficiency Point</i> (Ponto de Melhor Eficiência)
CEMIG	Companhia Energética de Minas Gerais
CPOS	Companhia Paulista de Obras e Serviços
FAP	<i>Flower Pollination Algorithm</i> (Algoritmo de Polinização de Flores)
GIZ	<i>Deutsche Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit</i> (Ministério Federal da Cooperação Econômica e do Desenvolvimento)
HFP	Horário Fora de Pico
HP	Horário de Pico
HS	<i>Harmony Search</i> (Busca Harmônica)
IBNET	<i>The International Benchmarking Network for Water and Sanitation Utilities</i> (Rede Internacional de <i>Benchmarking</i> para Serviços de Água e Saneamento)
INMETRO	Instituto Nacional de Metrologia, Qualidade e Tecnologia
MDR	Ministério do Desenvolvimento Regional
NBR	Norma Técnica Brasileira
NPSH	<i>Net Positive Suction Head</i> (Carga Positiva de Sucção)
Plansab	Plano Nacional de Saneamento Básico
PNEf	Plano Nacional de Eficiência Energética
PSO	<i>Particle Swarm Optimization</i> (Otimização por Enxame de Partículas)
SA	<i>Simulated Annealing</i> (Recozimento Simulado)
SEINFRA	Secretaria da Infraestrutura do Estado do Ceará
SINAPI	Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices
SLC	<i>Soccer League Competition</i> (Competição da Liga de Futebol)
EPA	<i>Environmental Protection Agency</i> (Agência de Proteção Ambiental)
VRP	Válvula Redutora de Pressão
ZMC	Zonas de Monitoramento e Controle

# SUMÁRIO

<b>LISTA DE FIGURAS .....</b>	<b>9</b>
<b>LISTA DE TABELAS.....</b>	<b>11</b>
<b>LISTA DE QUADROS.....</b>	<b>12</b>
<b>LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS .....</b>	<b>13</b>
<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>15</b>
<b>2 OBJETIVOS.....</b>	<b>18</b>
2.1 OBJETIVO GERAL .....	18
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	18
<b>3 REVISÃO DA LITERATURA .....</b>	<b>19</b>
3.1 OPERAÇÃO DE REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA.....	19
3.1.1 <i>Indicadores de desempenho</i> .....	21
3.1.2 <i>Operação de estações elevatórias</i> .....	24
3.1.3 <i>Controle de pressão e redução de vazamentos</i> .....	27
3.1.4 <i>Operação com suprimento contínuo versus intermitente</i> .....	29
3.2 ESCOAMENTO TRANSITÓRIO EM REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA.....	31
3.2.1 <i>Equação fundamental</i> .....	33
3.2.2 <i>Método das características</i> .....	36
3.2.3 <i>Enchimento de tubulações</i> .....	38
3.2.4 <i>Equipamentos de proteção</i> .....	41
3.3 MÉTODOS DE OTIMIZAÇÃO APLICADOS À OPERAÇÃO DOS SISTEMAS.....	43
3.3.1 <i>Métodos Meta-Heurísticos</i> .....	43
3.3.2 <i>Exemplos de estudos de caso</i> .....	46
<b>4 METODOLOGIA.....</b>	<b>48</b>
4.1 CURVA DE DEMANDA.....	49
4.2 OPERAÇÃO OTIMIZADA DE ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS .....	51
4.2.1 <i>Potência e rendimento</i> .....	51
4.2.2 <i>Seleção das bombas</i> .....	54
4.3 REDIMENSIONAMENTO DA REDE DE DISTRIBUIÇÃO EM OPERAÇÃO INTERMITENTE .....	56
4.4 CONTROLE DE PRESSÃO ATRAVÉS DE VÁLVULAS REDUTORA DE PRESSÃO (VRP).....	59
4.5 ALGORITMO DE OTIMIZAÇÃO – PSO .....	59
<b>5 RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>62</b>
5.1 ESTUDO DE CASO 1: BENCHMARKING ZJ.....	62
5.1.1 <i>Curva de demanda</i> .....	63
5.1.2 <i>Operação contínua versus intermitente</i> .....	64
5.1.3 <i>Redimensionamento da rede de distribuição em operação intermitente</i> .....	65
5.1.4 <i>Controle de pressão através de válvulas redutoras de pressão (VRP)</i> .....	68
5.2 ESTUDO DE CASO 2: BENCHMARKING OBCL-1 .....	71
5.2.1 <i>Curva de demanda</i> .....	72
5.2.2 <i>Operação contínua versus intermitente</i> .....	73
5.2.3 <i>Redimensionamento da rede de distribuição em operação intermitente</i> .....	82
5.2.4 <i>Controle de pressão através de válvula redutora de pressão (VRP)</i> .....	88
<b>6 CONCLUSÕES.....</b>	<b>92</b>
<b>7 RECOMENDAÇÕES .....</b>	<b>94</b>
<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>95</b>
<b>APÊNDICE 1 .....</b>	<b>104</b>
<b>APÊNDICE 2 .....</b>	<b>107</b>

# 1 INTRODUÇÃO

A variação de consumo de água ao longo de um dia, manobras na operação, extensão do sistema, entre outros aspectos, fazem com que a operação de uma rede de distribuição seja uma tarefa complexa. As ações tomadas no instante atual, por melhor que sejam, podem refletir negativamente no futuro, caso ocorra por exemplo uma situação emergencial, como o combate a um incêndio. Este dinamismo e incertezas fazem com que a tomada de decisão seja difícil, sendo necessário então que as ações operacionais sejam tomadas com cautela (Tsakiris e Spiliotis, 2017; Chung *et al.*, 2009).

Do ponto de vista matemático, o problema de operação de bombas e válvulas pode ser definido como a busca por uma solução que minimize os gastos operacionais – função objetivo, e que atenda à demanda dos consumidores respeitando as restrições, por exemplo, de pressão e velocidade. Por ser um problema não-linear e descontínuo, diversos estudos fazem uso de algoritmos de otimização meta-heurísticos em conjunto com simuladores hidráulicos para encontrar esta solução (Mala-Jetmarova *et al.*, 2017). Normalmente, as variáveis de decisão do problema a ser otimizado são os pontos de operação de elementos de controle do sistema, como bombas e válvulas, pelos quais é possível atuação que modifique as condições hidráulicas do sistema. Assim, as soluções geradas pelo algoritmo de otimização são repassadas ao simulador hidráulico para verificar sua viabilidade, ou seja, verificar se há ou não violação das restrições. Sahu e Gupta (2020) observam uma redução média de 10,43% nos vazamentos de água e, Brentan *et al.* (2018), uma economia energética na ordem de 50%, ambos com a operação otimizada de estações de bombeamento em conjunto com Válvulas Redutoras de Pressão – VRP.

De acordo com o relatório do Plano Nacional de Saneamento Básico – Plansab do Ministério do Desenvolvimento Regional – MDR (BRASIL, 2020) no ano de 2019 o índice de perdas na distribuição foi de 39,2%, o pior resultado observado nos últimos 10 anos, superando os 38,8% do ano de 2010, e alargando o distanciamento para alcançar as metas propostas pelo próprio Plansab de 34,0% em 2023 e 31,0% em 2033. No mesmo ano, 2019, o consumo energético do setor foi de 13,26 TWh, sendo 11,84 TWh com abastecimento de água e 1,42 TWh com o esgotamento sanitário, gerando uma despesa com energia elétrica de 7,12 bilhões de reais no ano (BRASIL, 2019). Estima-se que o consumo anual de energia elétrica pode ser reduzido em até 4,7 TWh, considerando a redução de 2,62 TWh através da adoção de medidas de redução



de perda de água, e, 2,08 TWh pela melhoria da eficiência de bombas e motores (BRASIL, 2010a).

O consumo de energia está diretamente relacionado ao consumo de água, uma vez que o volume consumido necessariamente deverá ser bombeado nas estações elevatórias. Entretanto, o volume de água bombeado é maior do que o consumido, pois existem perdas por vazamentos. Ou seja, uma parte do volume bombeado é desperdiçada nestes pontos, e, conseqüentemente, parte da energia consumida poderia ser evitada. Desta forma, observa-se que o maior desafio na operação de redes de distribuição em países em desenvolvimento é reduzir a perda de água (IFC, 2013). A perda de água, objeto de monitoramento, é dividida entre perda real, volume perdido na distribuição antes que seja entregue ao consumidor, composta por vazamentos e/ou extravasamentos, e perda aparente, que corresponde ao volume entregue ao consumidor mas que não é faturado, involuntariamente ou por má gestão. A perda real, objeto de estudo deste trabalho, pode ser gerenciada através do controle de pressão do sistema. Gomes e Bezerra (2012) citam três medidas para o controle de pressão, sendo elas: setorização da rede, utilização de VRPs e operação de bombas com velocidades de rotação variáveis, sendo as duas últimas elementos de controle.

Outra forma de atuar no processo operacional dos elementos de controle é limitar sua operação, ou seja, operar a rede de distribuição de forma intermitente. Apesar disso, o suprimento intermitente é geralmente correlacionado com circunstância(s) que levam o sistema à fadiga e sua capacidade é insuficiente para prover continuamente o abastecimento, por exemplo, devido ao aumento de perdas, rápido crescimento populacional, escassez hídrica, infraestrutura existente precária ou limitada, entre outros aspectos. (KUMPEL e NELSON, 2016). Andey e Kelkar (2009) destacam a redução no consumo de água ao adotar esta estratégia, não só devido ao menor número de horas de fornecimento de água, mas também por evitar a operação em períodos com altas pressões, onde os vazamentos são elevados (Al-Washali *et al.*, 2018). Como destacado por Dantas Junior (2012), a existência de reservatórios domiciliares no Brasil faz com que o consumo per capita não se altere significativamente com a operação intermitente, desde que seja realizado com um número de horas suficiente. Entretanto, os benefícios observados ainda podem ser alcançados devido à diminuição da perda real.

A operação do sistema comumente propicia momentos em que a tubulação permanece total ou parcialmente vazia, possibilitando a intrusão de patógenos – com maior frequência no

suprimento intermitente – proporcionando decaimento da qualidade da água. No processo de enchimento, quando reiniciado o abastecimento, o ar contido na tubulação, quando não evacuado corretamente, cria bolsões de ar presos e comprimidos entre o líquido escoado que podem acarretar problemas como: redução da seção de escoamento (perda de carga localizada), perturbação ao sistema (golpe de aríete), redução da eficiência de bombas, vibrações e ruídos excessivos (Fuertes-Miquel *et al.*, 2019). Logo, o entendimento e execução correta do processo de enchimento do sistema, como também a implantação de dispositivos que garantam tal procedimento, como por exemplo ventosas, é demasiado importante para evitar problemas e manter o sistema hidráulicamente íntegro e seguro.

Desta forma, neste trabalho são avaliados qualitativamente os aspectos operacionais que demandam atenção em sistemas com operação intermitente, como também, a eficiência hidroenergética em dois estudos de casos que fazem parte do banco de dados de uma série de redes *benchmarking* do Comitê de Tarefas em Bancos de Dados de Pesquisa para Sistemas de Distribuição de Água da Sociedade Americana de Engenheiros Civis – ASCE (HERNANDEZ, HOAGLAND, ORMSBEE, 2016), sendo eles: rede ZJ e OBCL-1. Tanto o consumo de energia quanto o volume de vazamentos serão considerados na obtenção da melhor solução operacional, além de verificar os benefícios adicionais que a implantação de VRPs e a substituição parcial do conduto principal podem gerar na operação contínua e intermitente respectivamente. Os resultados obtidos na operação contínua serão confrontados com diferentes níveis de intermitência, variando de 21h a 12h de operação, para identificar os reais benefícios econômicos que a operação intermitente pode gerar. Em cada um dos casos, o algoritmo de otimização *Particle Swarm Optimization* – PSO foi utilizado como otimizador e o EPANET *toolkit* como simulador hidráulico, ambos com a computação numérica realizada no *software* MATLAB®.

## **2 OBJETIVOS**

### **2.1 *Objetivo geral***

O objetivo geral desta dissertação é otimizar a operação de sistema(s) de distribuição de água do ponto de vista econômico, frente a necessidade de operação intermitente em decorrência de eventos extremos que não permitam o suprimento contínuo, mas que atenda as mesmas condições de demanda.

### **2.2 *Objetivos específicos***

Os objetivos específicos abrangem os respectivos itens a seguir:

- Criar um modelo de otimização operacional de redes de distribuição de água, considerando o uso de bombas com rotação variável e comparar os resultados, em termos de consumo de energia e perda de água, frente ao suprimento contínuo e intermitente;
- Avaliar a substituição de tubulações na operação intermitente para reduzir o consumo de energia;
- Avaliar a instalação de válvulas redutoras de pressão (VRPs) na operação com suprimento contínuo para reduzir as perdas de água;
- Fazer um levantamento qualitativo dos problemas e possíveis soluções decorrentes do enchimento das tubulações na operação intermitente.

### 3 REVISÃO DA LITERATURA

Neste capítulo é apresentada e contextualizada a problemática que envolve os tipos de funcionamento no abastecimento público de água, conceituando inicialmente os sistemas que operam com suprimento contínuo e intermitente, abordando os principais fatores e implicações de cada um no que tange a eficiência hidroenergética do sistema.

#### 3.1 Operação de redes de distribuição de água

Pode ser definida como operação a(s) sequência(s) de manobra(s) exercida sobre os elementos constituintes da rede de distribuição, por exemplo válvulas e bombas, com intuito de garantir o fornecimento de água aos usuários a níveis satisfatório e custos mínimo (CUNHA, 2009). Tais regras interferem diretamente na eficiência do sistema, como por exemplo, nos níveis de perda de água, consumo de energia elétrica, frequência de manutenções entre outros aspectos.

Segundo o Manual sobre Contratos de Performance e Eficiência para Empresas de Saneamento em Brasil (IFC, 2013) o maior desafio na operação de redes de distribuição de água em países em desenvolvimento é reduzir a perda de água. A perda de água é uma parcela do volume de água que entra no(s) sistema(s) distribuidor(es) e é perdida durante o processo e, corresponde à soma dos volumes de perdas aparentes e perdas reais (AESBE, 2015).

Segundo o Guia Prático da Associação Brasileira das Empresas Estaduais de Saneamento – AESBE (2015), as perdas aparentes correspondem à parcela do volume de água distribuída e entregue ao usuário final (consumidor), mas que, involuntariamente e/ou por má gestão, não tem seu valor cobrado devido a:

- a) Consumos Não Autorizados: Volume de água consumido, sem autorização, por meio de ligações clandestinas, ligações diretas (*by-pass*), violações no medidor (gatos);
- b) Submedição dos Hidrômetros e Erros no Manuseio de Dados: Volume de água consumido, com autorização, que entretanto não é registrado devido à ineficiência (submedição) dos medidores (hidrômetros), ou devido à erros de leitura.

Também segundo a AESBE (2015), as perdas reais correspondem à parcela do volume de água que entra no(s) sistema(s) distribuidor(es) e é perdida, por meio de vazamentos ou extravasamentos, antes que seja entregue ao consumidor. Desta forma, corresponde a ineficiência ou falha da infraestrutura existente na operação de reservatórios, redes, válvulas, conexões e ramais domiciliares.

Diversas metodologias foram propostas à fim de identificar e distinguir as diferentes formas em que se perde água no sistema. Ressalta-se aqui a atuação da *Water Loss Task Force* (Força-Tarefa em Perdas de Água), da IWA – *International Water Association* (Associação Internacional da Água), que desde 1995 contribui com grandes avanços no assunto (AESBE, 2015). A seguir é apresentado o Quadro 3.1, que representa o balanço hídrico do sistema através dos conceitos da IWA, e permite a quantificação e a tipificação das perdas reais e aparentes nos sistemas:

**Quadro 3.1: Balanço Hídrico (conceitos IWA).**

Volume de água que entra no sistema	Consumo Autorizado	Consumo Autorizado Faturado	Consumo faturado medido	Volume de água Faturado	
			Consumo faturado não medido (estimado)		
	Consumo Autorizado Não Faturado	Consumo Autorizado Não Faturado	Consumo não faturado medido (uso próprio, caminhão pipa, etc.)	Volume de água não Faturado	
			Consumo não faturado não medido (Combate a incêndio, vilas e favelas, etc.)		
	Perdas de Água	Perdas Aparentes			Uso não autorizado (fraudes e falhas de cadastro)
					Erros de medição (macro e micromedição)
		Perdas Reais			Perdas reais nas tubulações de água bruta e no tratamento
					Vazamentos nas adutoras e/ou redes de distribuição
					Vazamentos e extravasamentos nos reservatórios de adução e/ou distribuição
					vazamento nos ramais (a montante do ponto de medição)

Fonte: Adaptado de IFC (2013).

Outro desafio na operação é o uso racional de energia elétrica, uma vez que os sistemas de bombeamento representam 90% do consumo de energia elétrica no saneamento (GOMES, 2005; TSUTIYA, 2006; GOMES e CARVALHO, 2012).

Em sistemas de abastecimento de água, parte do consumo de energia elétrica é desperdiçado, seja por conta da perda real, em que um volume é bombeado e não chega ao consumidor, ou por ineficiência do conjunto motor-bomba. Consequentemente, práticas de conservação e racionalização do consumo de energia são fundamentais para garantir a sustentabilidade econômica dos sistemas. Segundo o *Deutsche Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit* – GIZ (Ministério Federal da Cooperação Econômica e do Desenvolvimento) o potencial de economia está no controle de perdas de água e na otimização da operação de bombas e motores (GIZ, 2019).

Com o crescimento populacional, também cresce a demanda na infraestrutura existente em que, estratégias para garantir a sustentabilidade são necessárias. O Plansab aprovado pelo Decreto n.º 8.141/2013 e pela portaria Interministerial n.º 571/2013 com horizonte de 20 anos (2014 a 2033), estabelece como meta a redução do índice de perdas dos atuais 39,2% (2019) para 34,0% em 2023 e 31,0% em 2033 (BRASIL, 2020). O Plano Nacional de Eficiência Energética – PNEf

considera que o setor pode reduzir o consumo anual de energia elétrica em até 4,7 TWh, valor correspondente à 45,2 % do consumo total do setor no ano de 2007 de 10,41 TWh. O valor pode ser alcançado considerando a redução anual de 2,62 TWh (25,2 %) em medidas de redução de perda de água e 2,08 TWh (20,0 %) na melhoria da eficiência de bombas e motores (BRASIL, 2010a).

Levando em consideração os potenciais de redução, segundo o PNEf, aplicar medidas operacionais que possibilitem a redução do consumo energético contribui para além da segurança energética nacional, mas também, para o controle ambiental de emissões de gases de efeito estufa, visto que o setor de energia foi responsável por 24% das emissões de CO<sub>2</sub>equivalente brasileiras no ano de 2015(EPE, 2016 *apud* GIZ 2019). Algumas medidas operacionais são apresentadas no Quadro 3.2 a seguir.

**Quadro 3.2:** Medidas operacionais para redução do consumo de energia elétrica.

Ajuste dos equipamentos	Correção do fator de potência Alteração da tensão de alimentação
Diminuição da potência dos equipamentos	Melhoria no rendimento dos conjuntos motor-bomba Redução das perdas de carga nas tubulações Melhoria do fator de carga nas instalações Redução do índice de perdas de água Uso racional da água
Controle operacional	Alteração no sistema de bombeamento-reservação Utilização de inversor de frequência Alteração nos procedimentos operacionais de ETAs
Automação do sistema	Ações controladas de inversores de frequência e válvulas visando diminuir pressões excessivas
Alternativas para geração de energia elétrica	Aproveitamento de potenciais energéticos Uso de geradores nos horários de ponta
Redução da altura manométrica	Redução da altura geométrica Redução das perdas de carga
Redução no volume distribuído	Controle de perdas de água Uso racional da água

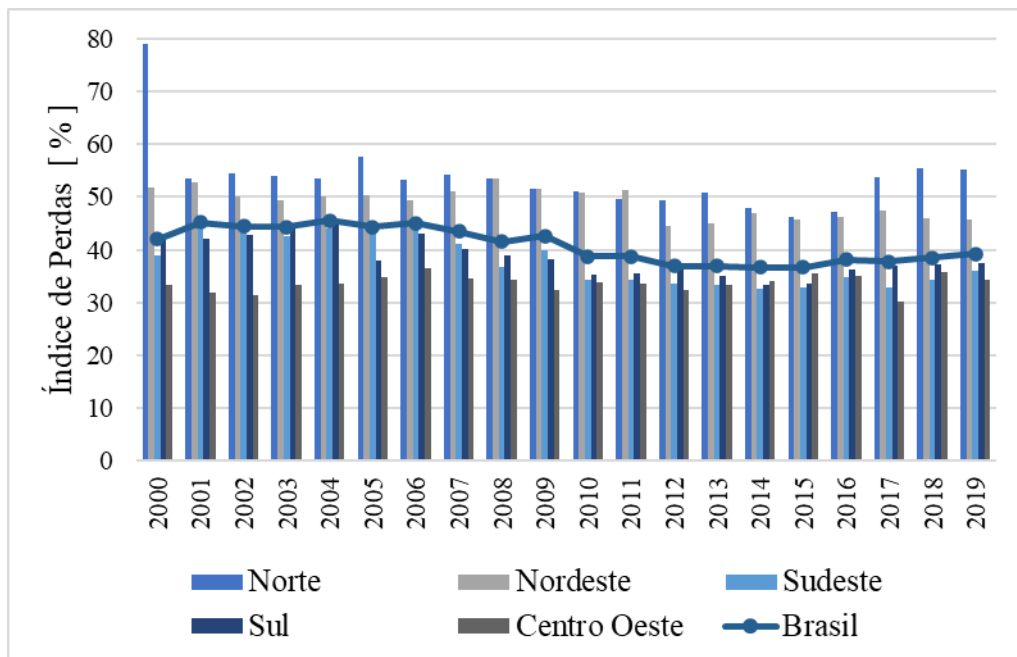
Fonte: Gomes (2005, 2014).

### 3.1.1 Indicadores de desempenho

De acordo com o relatório do Plansab do MDR (BRASIL, 2020), em 2018, o país contabilizava 3,90 milhões de domicílios (urbanos e rurais), aproximadamente 5,5 % , com déficit no acesso ao abastecimento de água. Destes, aproximadamente 3,14 milhões (80,5%), estão localizados nas regiões norte e nordeste, sendo 0,84 milhões (21,5%) no norte e 2,30 milhões (59,0%) no nordeste, revelando uma grande desigualdade regional no acesso ao serviço de abastecimento de água.

Ainda de acordo com o relatório do Brasil (2020), no ano de 2018, cerca de 6,2 bilhões de m<sup>3</sup> de água foram perdidos na distribuição, correspondendo a cerca de 38,5 % dos 16,2 bilhões de m<sup>3</sup> produzidos. Em 2019, é observado um aumento de 0,7 pontos percentuais em relação à 2018, chegando à um índice de perdas na distribuição de 39,2%, o pior resultado observado nos últimos 10 anos, superando os 38,8% do ano de 2010 (BRASIL, 2019).

Com o aumento do índice nos últimos seis anos, dos 36,7% em 2014 para os atuais 39,2 % em 2019, é alargado o distanciamento para alcançar as metas propostas pelo Plansab. Entretanto, a desigualdade regional no índice também é observada: a região Centro-Oeste apresentou índice de 34,4%, bem próximo da meta de 34% para 2023, enquanto que a região Norte apresentou o pior índice, de 55,2 %, ambos para o ano de 2019. Na Figura 3.1 é apresentado o panorama geral de perdas por região, conforme os dados do índice IN049 (índice de perdas na distribuição) extraídos dos Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgoto do MDR (BRASIL, 2019).

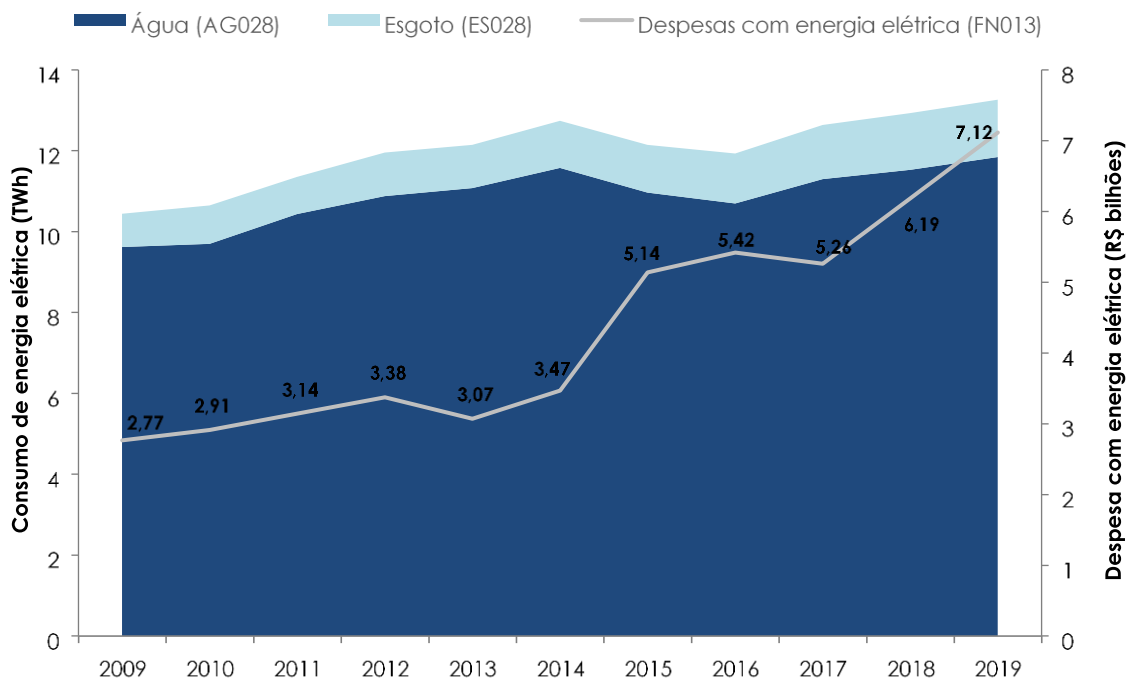


**Figura 3.1:** Índice de Perdas de acordo com dados do SNIS (IN049).  
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Além da meta de 31% para ao ano de 2033 proposta pelo Plansab, percebe-se um potencial de melhoria quando é feita a comparação com *benchmarkings* internacionais. De acordo com o DWA - *German Association For Water, Wastewater and Waste* (Associação Alemã de Água, Esgoto e Resíduos) a Alemanha apresenta índices na faixa de 6,5 %, Holanda 7,0 %, Áustria 11,0 % , entre outros (DWA, 2011). O potencial também pode ser observado ao comparar o

Índice bruto de perdas lineares (IN050) de 28,85 m<sup>3</sup> /dia / km (BRASIL, 2019) aos países europeus associados ao EBC - *The European Benchmarking Co-operation* de 9,6 m<sup>3</sup> / km / dia (EBC, 2019).

O consumo de energia elétrica para funcionamento do setor, em 2007, era de 10,4 TWh e equivalia à 2,6% do consumo total do país (BRASIL, 2010), valor bem próximo da média de 3% consumida no mundo (GOMES e CARVALHO, 2012). De acordo com o Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgoto do MDR (BRASIL, 2019), em 2019, o consumo do setor foi de 13,26 TWh, sendo 11,84 TWh com abastecimento de água e 1,42 TWh com o esgotamento sanitário, gerando uma despesa com energia elétrica de 7,12 bilhões de reais no ano. Na Figura 3.2 é apresentada a evolução do consumo e despesas com energia elétrica no setor.



**Figura 3.2:** Evolução do consumo e despesas com energia elétrica.  
Fonte: Brasil (2019).

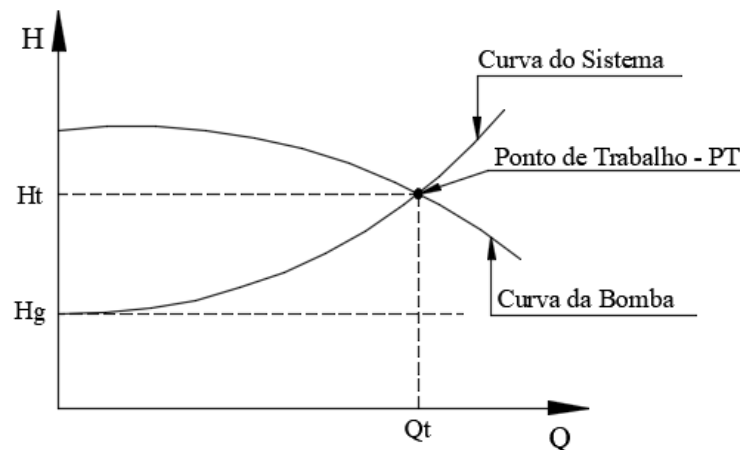
De acordo com o relatório e a partir da Figura 3.2, quando comparado o consumo e despesas com energia elétrica a anos anteriores, é observada uma tendência de crescimento para ambos, com exceção ao período de 2014 à 2016 devido à forte recessão hídrica no país, como também, um crescimento mais acentuado após o ano de 2017 para as despesas com energia elétrica em comparação ao consumo de energia elétrica, por conta dos reajuste tarifários maiores (BRASIL, 2019).



### 3.1.2 Operação de estações elevatórias

Entende-se como estação elevatória o conjunto hidráulico-mecânico (*e.g.*, bombas, motores, válvulas, conexões, etc.) e infraestrutura (*e.g.*, abrigo) responsável por transformar trabalho mecânico em energia hidráulica (cinética e de pressão) para movimentar um fluido (MACINTYRE, 2019).

Tal unidade funciona no ponto de sobreposição da curva da bomba com a curva do sistema, denominado ponto de trabalho PT, gerando os respectivos valores de altura manométrica de trabalho ( $H_t$ ) e vazão de trabalho ( $Q_t$ ). Além da característica principal ( $H_t$  e  $Q_t$ ), o ponto de rendimento, a potência motriz e o NPSH (*Net Positive Suction Head*) também são extraídos das curvas características da bomba (GOMES e CARVALHO, 2012). A Figura 3.3 apresenta a sobreposição da curva da bomba com a curva do sistema.

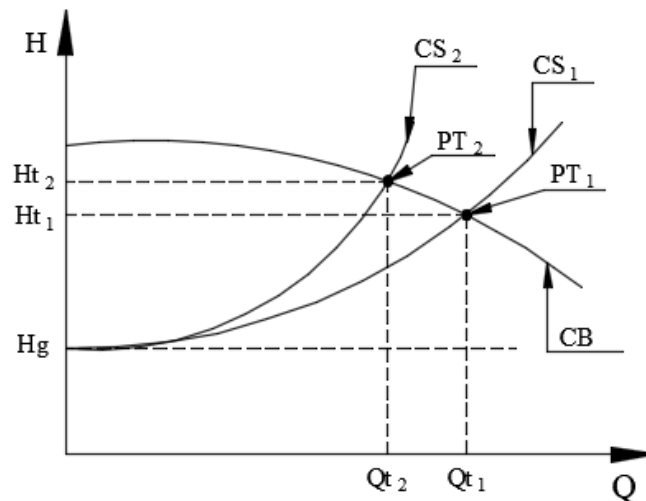


**Figura 3.3:** Curva do sistema versus curva da bomba.  
Fonte: Adaptado de Gomes e Carvalho (2012).

Costa, Castro e Ramos (2010) ressaltam que medidas econômicas são alcançadas ao otimizar os procedimentos operacionais de bombeamento, com bastante eficácia, por desprenderem de investimento e ocorrerem em curto prazo. Para tanto, são necessárias regras lógicas que alterem o ponto de trabalho para uma situação ótima, que só é possível alterando-se a curva do sistema, a curva da bomba ou ambas.

Para a curva do sistema, deve-se alterar a altura geométrica ( $H_g$ ) ou as perdas de carga. Ao alterar a altura geométrica ( $H_g$ ) a curva do sistema (CS) permanece com a mesma geometria mas é deslocada no eixo das ordenadas ( $H$ ), enquanto a alteração da perda de carga, devido à mudança de diâmetro ou fechamento parcial de válvula, faz com que a geometria da curva mude

para uma inclinação maior ao aumentar a perda de carga e vice-versa. A Figura 3.4 apresenta a curva do sistema (CS) alterada devido, por exemplo, ao fechamento parcial de uma válvula na descarga da bomba, em que ocorre o aumento da perda de carga e desloca a curva do sistema original  $CS_1$  para a esquerda, dando origem a  $CS_2$ , modificando o ponto de trabalho de  $PT_1$  ( $Qt_1, Ht_1$ ) para  $PT_2$  ( $Qt_2, Ht_2$ ).

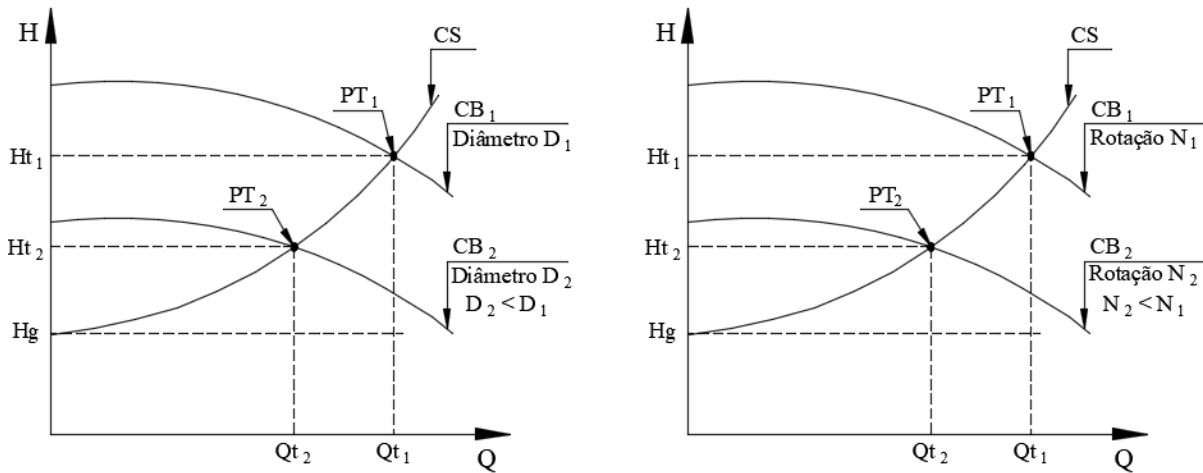


**Figura 3.4:** Alteração da curva do sistema – CS.  
Fonte: Adaptado de Gomes e Carvalho (2012).

Apesar do  $PT_2$  situar-se mais próximo ou no ponto de melhor eficiência (BEP - *Best Efficiency Point*) do conjunto motor-bomba, a estratégia operativa ao fechar parcialmente uma válvula para operar em tal ponto, proporciona um acréscimo da altura manométrica ( $Ht_2 > Ht_1$ ) o que culmina em um consumo maior de energia, e portanto não é a solução mais eficiente. Estratégias alternativas são necessárias para operação no BEP, mas que não gerem consumo maior de energia, e consistem em alterar a curva da bomba de duas formas diferentes: diâmetro do rotor e velocidade de rotação.

Para alterar a curva da bomba (CB) pode-se optar em modificar o diâmetro do rotor ( $D$ ) ou velocidade de rotação ( $N$ ), o que resulta em uma diferente curva característica para o respectivo diâmetro ou rotação. Na primeira situação, em que é alterado o diâmetro do rotor, a curva resultante é fixa durante toda a vida útil, o que pode proporcionar a operação fora do BEP em determinados períodos, além de atuar com potência superior à requerida em situações que a curva do sistema mude ao longo do dia ou da vida útil, proporcionando pressões elevadas e consumo ineficiente de energia. Com o emprego de inversores de frequência, é possível variar a velocidade de rotação da bomba e deslocar sua respectiva curva com razoável liberdade, evitando o trabalho fora do BEP.

A Figura 3.5 mostra a mudança do ponto de trabalho  $PT_1 (Qt_1, Ht_1)$  para  $PT_2 (Qt_2, Ht_2)$  reduzindo-se o diâmetro do rotor de  $D_1$  para  $D_2$  e a rotação de  $N_1$  para  $N_2$ , respectivamente.



**Figura 3.5:** Alteração da curva da bomba – CB.

Fonte: Adaptado de Gomes e Carvalho (2012).

A curva da bomba resultante ( $CB_2$ ), tanto para o novo diâmetro ( $D_2$ ) ou rotação ( $N_2$ ), pode ser encontrada a partir da curva original ( $CB_1$ ) devido a proporcionalidade entre os valores de vazão,  $Q$ , altura manométrica,  $H$ , e potência,  $P$ , conhecida como leis de afinidade ou semelhança mecânica (GOMES, 2012). A partir da semelhança mecânica, os valores de vazão ( $Q$ ) e altura manométrica ( $H$ ) relacionam-se com os respectivos diâmetros  $D_1$  e  $D_2$  ou velocidade de rotação  $N_1$  e  $N_2$  de acordo com a Equação (3.1) e Equação (3.2) a seguir.

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^3 \quad e \quad \frac{H_1}{H_2} = \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^2 \quad (3.1)$$

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{N_1}{N_2} \quad e \quad \frac{H_1}{H_2} = \left(\frac{N_1}{N_2}\right)^2 \quad (3.2)$$

Onde:

$Q [L/s]$  = vazão;

$D [mm]$  = diâmetro do rotor;

$H [m]$  = carga;

$N [rpm]$  = velocidade de rotação.

Apesar de se considerar, na semelhança mecânica, que as características do fluido e as demais grandezas geométricas não variam (HELLER e PÁDUA, 2016), limites práticos de diâmetros ( $D_2$ ) e velocidade de rotação ( $N_2$ ), são necessários para atender exigências de bom rendimento e baixo custo (MACINTYRE, 2019) ou evitar problemas mecânicos e elétricos devido às baixas velocidades de rotação (LINDSTEDT e KARVINEN, 2016). O novo diâmetro ( $D_2$ ) deve

respeitar uma redução máxima de 80% do diâmetro original ( $D_1$ ) (GOMES e CARVALHO, 2012; MACINTYRE, 2019) e a nova rotação ( $N_2$ ) 60 % da rotação nominal (LINDSTEDT e KARVINEN, 2016).

De acordo com *Europump* (2004) *apud* Gomes e Carvalho (2012) uma economia de 30 a 50% no consumo de energia elétrica é alcançada com a aplicação de rotação variável na operação de estações elevatórias. A economia se deve ao menor consumo de energia elétrica e à diminuição de perdas reais de água advindo de consideráveis reduções nas pressões da rede (GOMES e CARVALHO, 2012).

### 3.1.3 Controle de pressão e redução de vazamentos

O controle de pressão em sistemas de distribuição de água é um método efetivo para redução de perdas físicas (vazamentos) e número de rompimentos, além de estender a vida útil das tubulações (LAMBERT *et al.*, 2013; GOMES e CARVALHO, 2012), e refere-se à medidas com o intuito de reduzir o excesso de pressão no sistema (SCHWALLER, VAN ZYL E KABAASHA, 2015). Gomes e Carvalho (2012) citam três medidas para o controle de pressão:

- a) Setorização da rede;
- b) Implantação de válvulas redutoras de pressão (VRPs);
- c) Utilização de conjuntos motobomba com velocidades variáveis.

Na setorização da rede são delimitados os limites do setores, denominados Zonas de Monitoramento e Controle – ZMCs, com o objetivo de monitorar e controlar as entradas e saídas de vazão a fim de identificar perdas e controlar suas pressões.

Segundo Gomes e Carvalho (2012), o emprego de VRPs possibilita uma gestão eficiente no controle de pressão ao reduzir a pressão à jusante do ponto de instalação no momento de menor demanda, como também, ao longo do dia a diversos outros patamares de pressão, contribuindo para redução da pressão no sistema.

Em grande parte do tempo a pressão do sistema é positiva e resulta em vazamentos através de quaisquer aberturas existentes. Entretanto, em situações adversas que resultem em pressões negativas, o resultado é a intrusão nas tubulações. Em ambos os casos, a modelagem se faz de grande importância para gestão da infraestrutura (VAN ZYL, LAMBERT e COLLINS 2017).

A modelagem hidráulica, tanto de vazamentos quanto de intrusão, pode ser derivada da conservação da energia, descrevendo a conversão de energia potencial de pressão em energia cinética, o que resulta na conhecida equação de um orifício (VAN ZYL, LAMBERT e COLLINS, 2017; VAN ZYL e MALDE, 2017). De acordo com a equação de um orifício (Equação (3.3)), o fluxo de vazamento  $Q_v$  é proporcional a raiz quadrada do diferencial de pressão  $h$  sobre a abertura de vazamento, descrito como:

$$Q_v = C_d \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad (3.3)$$

Onde:

$Q_v [m^3/s]$  = fluxo de vazamento;

$C_d [ ]$  = coeficiente de descarga;

$A [m^2]$  = área da abertura de vazamento;

$g [m/s^2]$  = aceleração da gravidade;

$h [m]$  = diferencial de pressão sobre a abertura de vazamento.

A Equação (3.3), descrita anteriormente, foi amplamente estudada e aplicada em problemas de vazamentos. Entretanto, inúmeros estudos internacionais demonstram que a equação frequentemente não descreve a realidade mensurada devido a área  $A$  não assumir valores fixos em diferentes faixas de pressões, como é normalmente assumido na modelagem (VAN ZYL, LAMBERT e COLLINS 2017). A solução encontrada e amplamente utilizada é a adoção de uma equação potencial, conhecida como equação potencial  $NI$ , descrita conforme Equação (3.4):

$$Q_v = C \cdot h^{N1} \quad (3.4)$$

Onde:

$Q_v [m^3/s]$  = fluxo de vazamento;

$C [ ]$  = coeficiente de vazamento;

$h [m]$  = diferencial de pressão sobre a abertura de vazamento;

$N1 [m]$  = expoente de vazamento.

O expoente de vazamento  $NI$ , da Equação (3.4), é uma variável empírica a ser determinada de acordo com as características hidráulicas de cada sistema e pode variar entre 0,36 e 2,95 (SCHWALLER, VAN ZYL E KABAASHA, 2015), diferente do valor fixo de 0,5 da equação de um orifício (VAN ZYL e MALDE, 2017). De acordo com Van Zyl e Malde (2017) o gerenciamento de vazamentos pode ser melhor entendido, do ponto de vista das alterações das pressões, ao analisar os valores do expoente  $NI$ .

### 3.1.4 Operação com suprimento contínuo *versus* intermitente

A operação do sistema de abastecimento é feita para atender a demanda de água dos consumidores e, pode acontecer de duas formas: suprimento contínuo e suprimento intermitente. Em geral, os sistemas de abastecimento de água são projetados para operar com suprimento contínuo, 24 h/dia e 7 dias/semana, porém, em algumas circunstâncias, passam a suprir com uma frequência menor, gerando ciclos com durações limitadas, caracterizado como suprimento intermitente (ANDEY e KELKAR, 2009; KUMPEL e NELSON, 2016).

O suprimento contínuo garante o fornecimento adequado frente à demanda doméstica, além de fornecer um mecanismo natural de proteção contra contaminações externas, uma vez que o sistema trabalha com pressões positivas continuamente (KUMPEL e NELSON, 2016). Segundo Joshi, Talkhande e Andey (2002) citado por Andey e Kelkar (2009, p. 2556) “A maioria das pessoas que vivem em centros urbanos gostaria de estar conectada à um sistema de abastecimento de água operando com suprimento contínuo”. Porém, estar conectado à um sistema como este, ainda é utópico para muitas cidades (WORLD BANK, 2004 *apud* TOTSUKA, TRIFUNOVIC e VAIRAVAMOORTHY, 2004, p. 505).

O suprimento intermitente resulta de circunstância(s) que levam o sistema à fadiga e sua capacidade é insuficiente para prover continuamente o abastecimento, por exemplo, devido ao aumento de perdas, rápido crescimento populacional, recurso hídrico limitado, infraestrutura existente precária ou limitada, entre outros aspectos. (KUMPEL e NELSON, 2016). Geralmente, esta operação se trata de uma estratégia para reduzir o consumo de água e também, o volume de vazamentos (TOTSUKA, TRIFUNOVIC e VAIRAVAMOORTHY, 2004). Ainda segundo Totsuka, Trifunovic e Vairavamoorthy (2004) citado por Kumpel e Nelson (2016, p.543), “O sistema intermitente é um método de racionalização não somente de água, mas também racionalização econômica, social e de ativos [...]”. Entretanto, estas condições são advindas de limitações do sistema por consequência de mal gerenciamento do sistema (índice de perdas alto, operação precária, etc.), recurso financeiro limitado (falta de verba para ampliação/reforço) e escassez hídrica, que podem trazer consequências negativas (TOTSUKA, TRIFUNOVIC e VAIRAVAMOORTHY, 2004).

A República de Chipre, região no leste do Mediterrâneo, após 4 anos de seca e aumento do consumo de água, adotou como estratégia no ano de 2008 o suprimento intermitente com o intuito de superar este período de escassez, e constatou após dois anos, uma redução em torno

de 20% do consumo de água frente aos anos anteriores (CHRISTODOULOU e AGATHOKLEOUS, 2012). Situação semelhante foi observada no estado de São Paulo e na região sudeste do Brasil, com um período de recessão hídrica entre 2014 a 2016, menor que a observada na República de Chipre, mas suficiente para adoção de rodízios no fornecimento de água (suprimentos intermitentes), gestão de consumo e intensificação do programa de combate às perdas (SABESP, 2015). Devido à observação de cenários como estes ao redor do mundo, Vairavamoorthy, Gorantiwar e Mohan (2014) ressaltam que a promoção do abastecimento adequado de água, frente à escassez hídrica e o rápido crescimento populacional, é uma tarefa desafiadora para os governos.

Em cidades da Ásia, o suprimento intermitente abrange mais de 70% dos consumidores (ANDEY e KELKAR, 2007), na África 50% e América Latina 33% (WHO e UNICEF *apud* KUMPEL e NELSON, 2016, p. 543). Apesar de diversos países ou operadoras dos sistemas locais de abastecimento não reportarem informações à respeito da frequência no suprimento, Kumpel e Nelson (2016) estimam através dos dados disponíveis pelo *The International Benchmarking Network for Water and Sanitation Utilities – IBNET* que cerca de 309 milhões de pessoas tem o atendimento doméstico de água suprido de forma intermitente, com durações médias de abastecimento de 3 à 16,7 horas, a depender da região, conforme Tabela 3.1.

**Tabela 3.1:** Ocorrência do Regime Intermitente no mundo.

Região	Países	População	Duração do
		Abastecida de forma intermitente	
	Suprimento intermitente /total	milhões	média [hrs]
Ásia oriental e Pacífico	9/32	15,0	16,7
Europa e Ásia central	17/41	25,4	13
América Latina, América do Norte e Caribe	8/21	28,4	16
Oriente Médio e Norte da África	1/2	4,6	3
Ásia Meridional	5/6	116,6	7,2
África Subsaariana	19/40	118,8	12,8
<b>Total</b>	<b>59/142</b>	<b>308,9</b>	<b>12,5</b>

Fonte: Adaptado de Kumpel e Nelson (2016).

Segundo Seetharam (2005) citado por Andey e Kelkar (2009, p. 2556) a adoção de fornecimento intermitente frente à ineficiência dos sistemas existentes tende à normalidade em vez de exceção, carecendo de conhecimento sobre seus efeitos quando da sua adoção. Apesar do suprimento intermitente ser relacionado a um declínio na qualidade da água por alguns autores, Kumpel e Nelson (2016) concluem, após análise de diversos estudos da área, que as

informações demonstradas são insuficientes para determinar o mecanismo de contaminação e atribuí-lo exclusivamente ao suprimento intermitente. Ainda de acordo com Kumpel e Nelson (2015), prevalece a necessidade de estudos e criação de técnicas operacionais, para que seja possível minimizar os efeitos negativos causados pelo suprimento intermitente.

### **3.2 Escoamento Transitório em Redes de Distribuição de Água**

Chaudhry (2014) define o escoamento transitório como sendo o estado intermediário entre duas condições de escoamento em regime permanente (inicial e final), ou seja, a transição de um estado de equilíbrio para outro. Para Wood (2005), escoamento transitório é a propagação de ondas de pressões causadas por perturbações (mudança de pressão e vazão) no regime permanente inicial até a estabilização em um novo regime de escoamento permanente.

Ainda segundo Wood (2005), as ondas de pressões se propagam pelo sistema com a velocidade do som, de acordo com o módulo de elasticidade do líquido e do conduto, geram oscilações de pressão e vazão até atingir um novo estado de equilíbrio devido as ações de amortecimento e atrito ao longo do tempo.

Koelle (2013) denomina como manobra a ação inicial que introduz a perturbação no sistema. Em geral, existem diversos tipos de manobras e qualquer uma é suficiente para perturbar o sistema e propagar sequências de pressões transitórias. Diversos autores como Chaudhry (2014), Wood (2005) e Tullis (1989), listam como as principais manobras que geram escoamento transitório:

- a) Partida e parada de bombas;
- b) Abertura ou fechamento de válvulas de controle (variação na seção de escoamento);
- c) Mudança abrupta na demanda (*e.g.*, abertura de hidrante);
- d) Operações de válvulas de retenção, ventosas, válvulas redutoras de pressão, válvulas de alívio, etc.;
- e) Enchimento e esvaziamento da tubulação;
- f) Ar preso/remoção de ar preso nas tubulações;
- g) Ruptura de tubulação.

Em geral, os problemas são ocasionados devido ao acréscimo e decréscimo acentuados na pressão em regime permanente denominados sobrepressão e subpressão, respectivamente.



Segundo Wood (2005), a sobrepressão pode afetar a integridade do sistema devido à ruptura de tubulações, perda de eficiência hidroenergética do sistema devido ao agravamento e excesso de vazamentos (perda real) e complicações na qualidade da água frente à ressuspensão de partículas e deslocamento de biofilme. Ainda segundo Wood (2005), as subpressões podem ocasionar o colapso da tubulação, condições favoráveis à entrada de patógenos e retorno (*backshponage*) de água não potável dos consumidores ao sistema.

As consequências do escoamento transitório têm fatores agravantes quando observados em estações de bombeamentos, válvulas de controle, áreas de alta elevações, baixa carga estática e locais remotos distantes dos respectivos centros de reservação (FRIEDMAN, 2003 *apud* WOOD, 2005, p. 1123). Logo, o conhecimento do fenômeno e suas implicações permitem que ações como análise, concepção (*design*), planejamento e operação sejam tomadas de forma assertiva e assegurem a integridade física e hidráulica do sistema de distribuição (JUNG *et al.* 2009).

A Norma Técnica Brasileira – NBR da Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, NBR 12215-1:2017 (ABNT, 2017a), preconiza, no Brasil, que os transitórios hidráulicos devem ser verificados em diferentes etapas de estudo e/ou projeto, apresentar as envoltórias de pressões máximas (sobrepressões), mínimas (subpressão) e normal (regime permanente) para adoção de soluções. Além disso, a normativa também orienta quanto aos diversos métodos numéricos (*e.g.* Método das Características, Método das Ondas Características, Método das diferenças finitas, etc.) passíveis de utilização para solução dos problemas que envolvam os transitórios hidráulicos.

O Método das Características é o mais conhecido mundialmente, adotado em *softwares* como Allievi, Hammer, Impulse entre outros, enquanto o Método das Ondas Características é utilizado no *software* Surge, amplamente usado ao redor do mundo. Em suma, o Método das Características traz uma abordagem Euleriana que utiliza uma malha espaço-tempo como solução das equações de derivadas parciais que governam o fenômeno, enquanto o Método da Ondas Características parte do mecanismo da propagação de ondas numa abordagem Lagrangiana (JUNG *et al.* 2009).

Segundo Stephenson (1989) o equacionamento para solução do escoamento transitório pode levar em consideração ou não, a propriedade elástica da tubulação e a compressibilidade do fluido sendo classificado como golpe de aríete e oscilação de massa respectivamente, e

equacionados como modelo elástico e modelo rígido. Um resumo dos equacionamentos e descrição teórica do fenômeno é descrito nos itens 3.2.1 e 3.2.2 a seguir.

### 3.2.1 Equação fundamental

Chaudhry (2014) faz um breve contexto histórico e evolução dos estudos acerca do escoamento transitório, ou simplesmente transientes hidráulicos, em que relaciona Menabrea em 1858 e Michaud em 1878 como pioneiros à conduzir estudos sobre o golpe de aríete, nome dado em referência ao barulho causado pela passagem e choque das ondas de pressões no escoamento transitório em condutos pressurizados de água. Finalmente, nos anos de 1898 e 1900 Joukowsky e, Allievi em 1903, publicam estudos que retratam o equacionamento fundamental dos transientes hidráulicos que será demonstrado a seguir.

Segundo Tullis (1989) a variação de pressão  $\Delta H$  causada pela mudança rápida na velocidade  $\Delta V$  (perturbação) pode ser encontrada aplicando o teorema de transporte de Reynolds na variação da quantidade de movimento, conforme Equação (3.5).

$$\Sigma F = \frac{\partial}{\partial t} \int_{\forall C} V \cdot \rho \cdot d \forall + \int_{SC} V \cdot \rho \cdot V \cdot dA \quad (3.5)$$

Onde:

$t [s]$  = tempo;

$V [m/s]$  = velocidade de escoamento do fluido;

$\rho [kg/m^3]$  = massa específica do fluido ( $\gamma/g$ );

$\forall [m^3]$  = volume;

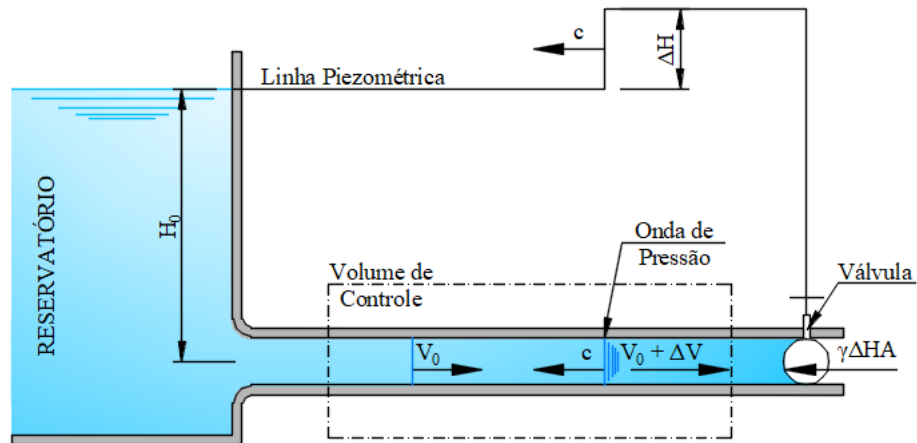
$\forall C [m^3]$  = volume de controle;

$A [m^2]$  = área da seção transversal;

$SC [m^2]$  = seção de controle;

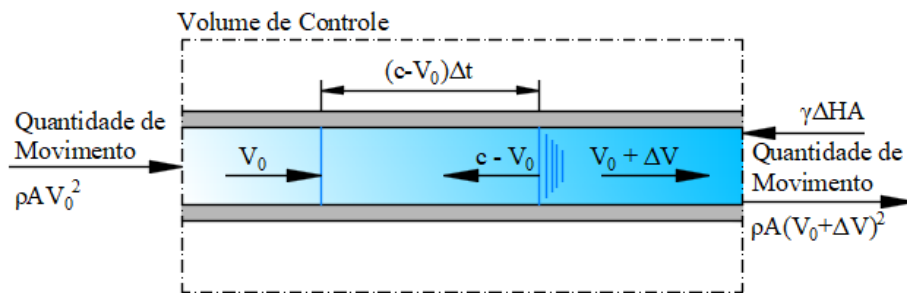
$\Sigma F [N]$  = força total atuante no volume de controle.

Ainda segundo Tullis (1989), quando considera-se uma válvula na extremidade de uma tubulação horizontal de seção constante, interligada a um reservatório conforme Figura 3.6, a resultante da Equação (3.5) aplicada ao volume de controle do sistema, pode ser encontrada a partir do diagrama de corpo livre na Figura 3.7. Como condições para chegar ao equacionamento, Tullis (1989) ressalta as seguintes condições de partida: atrito desprezível, tubulação rígida e fluido incompressível.



**Figura 3.6:** Fechamento instantâneo da válvula na extremidade da tubulação horizontal.  
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

É observado na Figura 3.6 que a linha piezométrica é horizontal ignorando o atrito e, que o fechamento instantâneo da válvula, provoca uma mudança rápida da velocidade  $\Delta V$  acompanhada de uma onda de pressão de magnitude  $\Delta H$  que viaja com a mesma velocidade de propagação de uma onda sonora no meio,  $c$ .



**Figura 3.7:** Equação da quantidade de movimento aplicada ao volume de controle.  
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Na Figura 3.7 em que a equação da quantidade de movimento é aplicada no volume de controle, a força total atuante é contrária ao escoamento de  $-\gamma\Delta HA$ , e o fluxo da quantidade de movimento  $-\rho AV_0^2$  e  $\rho A(V_0 + \Delta V)^2$ , pela superfície de controle de montante e jusante, respectivamente. Por fim, a taxa de variação da quantidade de movimento dentro do volume de controle é  $\rho A(c + V_0)\Delta V$ .

Substituindo os termos encontrados na Equação (3.5), temos:

$$-\gamma \cdot \Delta H \cdot A = \rho \cdot A(c + V_0) \cdot \Delta V - \rho \cdot A \cdot V_0^2 - \rho \cdot A \cdot V_0^2 \quad (3.6)$$

Onde:

$\gamma [N/m^3]$  = peso específico do fluido;

$\rho [kg/m^3]$  = massa específica do fluido ( $\gamma/g$ );

$g [m/s^2]$  = aceleração da gravidade;

$A [m^2]$  = área de seção transversal do conduto;

$V_0 [m/s]$  = velocidade inicial (regime permanente);

$\Delta V [m/s]$  = variação da velocidade provocada por uma perturbação;

$c [m/s]$  = velocidade de propagação da onda de pressão (celeridade);

$\Delta H [m]$  = variação da carga (pressão) provocada por uma perturbação.

Fazendo as operações matemáticas e isolando  $\Delta H$  na Equação (3.6), encontramos a Equação (3.7) a seguir:

$$\Delta H = -\frac{c \cdot \Delta V}{g} \cdot \left(1 + \frac{V_0}{c}\right) - \frac{\Delta V^2}{g} \quad (3.7)$$

Como a celeridade  $c$  é muitas vezes maior que a velocidade inicial  $V_0$  e, desprezando  $\Delta V^2$  por ser um valor pequeno comparado aos outros termos, encontra-se a equação fundamental dos transientes hidráulicos, conhecida como pulso de Joukowski, conforme Equação (3.8).

$$\Delta H = -\frac{c \cdot \Delta V}{g} \quad (3.8)$$

Tullis (1989), completa a formulação quando ao analisar a possibilidade da fonte perturbadora inserir alterações em incrementos parciais  $\Delta V$ , onde o resultado da variação da carga  $\Delta H$  provocada por cada incremento de perturbação pode ser encontrando conforme Equação (3.9) a seguir.

$$\Sigma \Delta H = \pm \frac{c}{g} \cdot \Sigma \Delta V \quad (3.9)$$

Koelle (2013) interpreta o sinal negativo (–) e positivo (+) na Equação (3.9) como a condição em que a onda de pressão é contrária ou favorável ao escoamento, respectivamente. Na dedução anterior, com condição de fechamento da válvula, o sinal encontrado é negativo (–) e, no caso contrário (abertura de válvula), o sinal retornado seria positivo (+).

Por fim, é importante ressaltar que além das condições simplificadores (atrito desprezível, tubulação rígida e fluido incompressível) a equação é válida desde que a onda de pressão não

atinja o extremo oposto (reservatório) e retorne ao ponto de origem (válvula), ou seja, desde que não existam reflexões das ondas de pressões (Tullis, 1989).

### 3.2.2 Método das características

A análise dos transientes hidráulicos é baseada na aplicação da equação da continuidade e da quantidade de movimento (Afshar e Rohani, 2008). Entretanto, quando o fluido em questão é um gás ou exista a vaporização do líquido, condições em que a temperatura pode variar devido a transferência de calor, então, a equação da energia também deve ser levada em consideração (Koelle, 2013).

O modelo elástico, que leva em consideração a deformação da tubulação e a compressibilidade do fluido, aplicado à equação da continuidade e da quantidade de movimento, resulta nas equações diferenciais parciais (3.10) e (3.11) que governam a teoria por trás dos transitórios hidráulicos.

$$g \cdot \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{f \cdot V \cdot |V|}{2 \cdot D} + \frac{V \cdot \partial V}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t} = 0 \quad (3.10)$$

$$V \cdot \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{c^2}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial x} = 0 \quad (3.11)$$

Onde:

$H [m]$  = carga (pressão);

$V [m/s]$  = velocidade de fluxo do fluido;

$f [adimensional]$  = fator de atrito do conduto;

$D [m]$  = diâmetro interno do conduto;

$x [m]$  = distância ao longo do conduto;

$t [s]$  = tempo;

$c [m/s]$  = velocidade de propagação da onda de pressão (celeridade);

$g [m/s^2]$  = aceleração da gravidade.

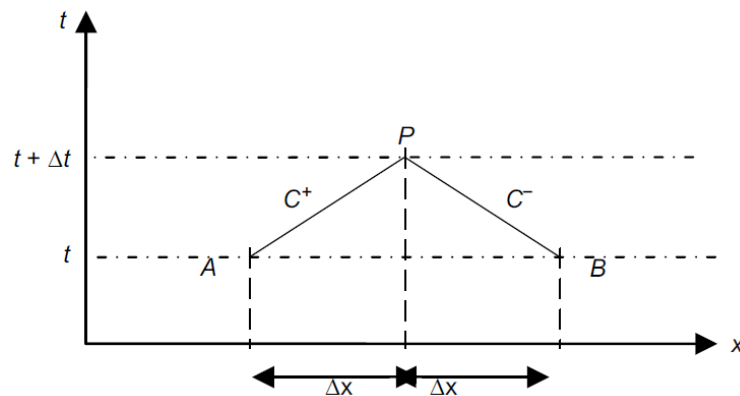
Tullis (1989) demonstra, ao analisar por diferenças finitas que os termos convectivos,  $V\partial V/\partial x$  na Equação (3.10) e  $V\partial H/\partial x$  na Equação (3.11), são numericamente menores que os outros termos e, desta forma, podem ser omitidos das equações diferenciais parciais na solução pelo Método das Características.

Segundo Afshar e Rohani (2008) o Método das Características combina e transforma as equações diferenciais parciais em duas equações diferenciais ordinárias, Equação (3.12) ( $C^+$ ) e Equação (3.13) ( $C^-$ ) ao longo das linhas características.

$$C^+ : \frac{g}{c} \cdot \frac{dH}{dt} + \frac{dV}{dt} + \frac{f \cdot V \cdot |V|}{2 \cdot D} = 0, \text{ para } \frac{dx}{dt} = +c \quad (3.12)$$

$$C^- : \frac{g}{c} \cdot \frac{dH}{dt} - \frac{dV}{dt} - \frac{f \cdot V \cdot |V|}{2 \cdot D} = 0, \text{ para } \frac{dx}{dt} = -c \quad (3.13)$$

Ainda segundo Afshar e Rohani (2008) as equações diferenciais ordinárias (3.12) e (3.13) podem ser integradas ao longo da linha característica entre o passo de tempo  $t$  e  $t+\Delta t$  e resolvidas por diferenças finitas, conforme ilustra a Figura 3.8.



**Figura 3.8:** Linha característica no plano  $x-t$ .  
Fonte: Afshar e Rohani (2008).

Ao utilizar a malha espaço ( $x$ ) – tempo ( $t$ ) conforme Figura 3.8 com cada conduto do sistema discretizado em segmentos de tamanho  $\Delta x$ , as equações características (3.14) e (3.15) podem ser utilizadas para calcular a carga (pressão) e vazão nos diversos pontos do conduto (Afshar e Rohani, 2008).

$$C^+ : Q_p = C_p - C_a \cdot H_p \quad \text{em que } C_p = Q_A - C_a \cdot H_A - R \cdot \Delta t \cdot Q_A \cdot |Q_A| \quad (3.14)$$

$$C^- : Q_p = C_n - C_a \cdot H_p \quad \text{em que } C_n = Q_B - C_a \cdot H_B - R \cdot \Delta t \cdot Q_B \cdot |Q_B| \quad (3.15)$$

Onde:

$$C_a [m^2/s] = gA/c;$$

$$R [1/m^3] = f/(2DA);$$

$$Q_p [m^3/s] = \text{vazão desconhecida no ponto } P \text{ no passo de tempo } t + \Delta t;$$

$$H_p [m] = \text{carga (pressão) desconhecida no ponto } P \text{ no tempo } t + \Delta t;$$

$$Q_A, Q_B [m^3/s] = \text{vazão nos pontos vizinhos } A \text{ e } B \text{ no passo de tempo } t;$$

$$H_A, H_B [m] = \text{carga (pressão) nos pontos vizinhos } A \text{ e } B \text{ no passo de tempo } t.$$

Afshar e Rohani (2008), por fim, ressaltam que, na análise do transitório hidráulico, as equações características (3.14) e (3.15) são combinadas às condições de contorno do sistema (e.g. válvula de retenção, bomba, VRP, etc.) para encontrar as equações finais que ditam os efeitos do

escoamento transitório no sistema, uma vez que nas extremidades dos trechos, apenas uma das retas características ( $C^+$  ou  $C^-$ ) é conhecida.

### 3.2.3 Enchimento de tubulações

A operação do sistema de abastecimento água comumente propicia momentos em que a tubulação permanece total ou parcialmente vazia – com maior frequência no suprimento intermitente – e, no processo de enchimento, o ar contido quando não evacuado corretamente, cria bolsões de ar presos e comprimidos entre o líquido escoado, com potencial problemático ao sistema (Trindade e Vasconcelos, 2013). Fuertes-Miquel *et al.* (2019) listam como alguns dos problemas relacionado ao ar preso na tubulação, os seguintes itens:

- a) Redução da seção de escoamento (perda de carga localizada);
- b) Ondas de pressão;
- c) Redução da eficiência de bombas;
- d) Vibrações.

O entendimento e execução correta do processo de enchimento do sistema é demasiado importante para evitar problemas e manter o sistema hidráulicamente íntegro e seguro. Entretanto, a análise dos transientes hidráulicos durante o processo de enchimento é considerada extremamente complexa, visto que o escoamento transitório tratado é bifásico (água e ar) em que a verificação para os dois fluidos deve ser correlacionada (Fuertes-Miquel *et al.* 2019).

Ainda segundo Fuertes-Miquel *et al.* (2019) os *softwares* comerciais comumente utilizados como ferramenta para solucionar as equações que governam o escoamento transitório não são capazes de modelar fluxos bifásicos (*e.g.* água e ar) como no enchimento de tubulações e, desta forma, em situações que demandem esse tipo de modelo é necessário implementar rotinas de cálculo próprias à luz de modelos matemáticos validados encontrados na literatura.

Para tanto, a fase líquida (água) pode ser analisada com um modelo elástico ou rígido conhecidos como modelos de inércia devido a análise em relação a inércia do sistema (Fuertes-Miquel *et al.* 2019). Chaudhry (2014) e Wylie e Streeter (1993) citado por Fuertes-Miquel *et al.* (2019) apresentam o equacionamento simplificado para a fase líquida a partir da equação da conservação da massa e quantidade de movimento, conforme Equações (3.16) e (3.17), respectivamente.

$$\frac{g \cdot A}{c^2} \cdot \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial Q_w}{\partial x} = 0 \quad (3.16)$$

$$\frac{\partial Q_w}{\partial t} + g \cdot A \cdot \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{f \cdot Q_w \cdot |Q_w|}{2 \cdot D \cdot A} = 0 \quad (3.17)$$

Onde:

$H [m]$  = carga (pressão);

$Q_w [m^3/s]$  = vazão do fluido na fase líquida (água);

$f [adimensional]$  = fator de atrito do conduto;

$D [m]$  = diâmetro interno do conduto;

$A [m^2]$  = área de seção transversal do conduto;

$x [m]$  = distância ao longo do conduto;

$t [s]$  = tempo;

$c [m/s]$  = velocidade de propagação da onda de pressão (celeridade);

$g [m/s^2]$  = aceleração da gravidade.

O ar aprisionado na tubulação pode ser modelado ao aplicar um modelo politrópico com coeficiente constante ( $n$ ) em que considera o comportamento energético de acordo com a primeira lei da termodinâmica de forma simplificada nas variáveis  $p_a$  e  $V_a$  (Martin, 1976 e Leon *et al.* 2010 *apud* Fuertes-Miquel *et al.* 2019, p. 303). O resultado da aplicação resulta nas Equações (3.18) e (3.19) a seguir.

$$\frac{dp_a}{dt} = -n \cdot \frac{p_a}{V_a} \cdot \frac{dV_a}{dt} + \frac{p_a}{V_a} \cdot \frac{n}{\rho_a} \cdot \frac{dm_a}{dt} \quad \text{para} \quad \frac{dm_a}{dt} \neq 0 \quad (3.18)$$

$$p_a \cdot V_a^n = p_{a,0} \cdot V_{a,0}^n \quad \text{para} \quad \frac{dm_a}{dt} = 0 \quad (3.19)$$

Onde:

$n [adimensional]$  = coeficiente politrópico constante;

$\rho_a [kg/m^3]$  = massa específica do ar;

$p_a [Pa]$  = pressão no interior do conduto;

$V_a [m^3]$  = Volume de ar;

$m_a [kg]$  = massa do ar;

$o$  = condição inicial de pressão absoluta e volume de ar;

$t [s]$  = tempo.

Para solução das Equações (3.16), (3.17), (3.18) e (3.19) é necessário aplicar algum modelo de análise e suas considerações (*e.g.* modelo rígido, modelo elástico, modelo de pistão, etc.) e o método matemático para solução. Fuertes-Miquel *et al.* (2019) faz um sumário com os principais autores de alguns modelos de análise e soluções conforme Tabela 3.2 a seguir.

**Tabela 3.2:** Sumário dos autores, modelos de análise e tipo de solução.



Autor	Método de Solução				
	SN	MOC	DF	VOF	HPS
Coronado-Hernández <i>et al.</i> (2017, 2018c)	✓				
Liu, Zhang, e Yu (2018)		✓			
Wang <i>et al.</i> (2017)		✓			
Martins <i>et al.</i> (2017), Zhou <i>et al.</i> (2018)				✓	
Fuertes-Miquel <i>et al.</i> (2016)	✓				
Tijsseling <i>et al.</i> (2016), Laanearu <i>et al.</i> (2012)	✓				
Hou <i>et al.</i> (2014)	✓				
Zhou, Liu, e Karney (2013a, 2013b), Liu <i>et al.</i> (2011), Zhou <i>et al.</i> (2019)		✓	✓		
Hou <i>et al.</i> (2012)					✓
Zhou, Liu, e Ou (2011)				✓	
Chaudhry e Reddy (2011)	✓	✓			
Malekpour e Karney (2011)		✓			
Lee (2005)			✓		
Zhou, Hicks, e Steffler (2002)	✓				
Fuertes-Miquel (2001), Izquierdo <i>et al.</i> (1999)	✓				
Liou e Hunt (1996)	✓				
Martin (1976)	✓				

SN = solução numérica baseada na formula de Runge-Kutta ou Rosenbrock, MOC = método das características, DF = diferença finita, VOF = volume de fluido, e HPS = hidrodinâmica de partículas suavizadas.

Fonte: Adaptado de Fuertes-Miquel *et al.* (2019).

Segundo Tasca (2018), a adoção de estratégias de gerenciamento de ar nas tubulações é um importante mecanismo para evitar e minimizar os problemas associados. Como solução, é proposta a instalação de ventosas, que são dispositivos com a função de admitir ou expelir o ar do sistema de forma segura. Dentre os diversos tipos de ventosas disponíveis e diferentes tipos de atuações, no geral, o emprego do dispositivo trás, além de maior segurança ao sistema, melhoria na eficiência hidroenergética do sistema (TASCA, 2018).

Segundo a AWWA (2001) *apud* Fuertes-Miquel *et al.* (2019) ventosas são dispositivos que quando adotados evitam oscilações extremas (picos e depressões) da pressão absoluta no sistema. Entretanto, Fuertes-Miquel *et al.* (2019) ressalta que para isso é necessário conhecer a real capacidade de admissão e expulsão de ar do tipo de equipamento adotado.

De modo a conhecer o comportamento do sistema e então criar estratégias para gerenciar o ar nas tubulações, é importante implementar modelos para analisar e avaliar o comportamento do sistema diante às operações, de forma a definir a capacidade da(s) ventosa(s) de admitir ou expelir o ar do sistema a fim de mantê-lo seguro (FUERTES-MIQUEL *et al.*, 2019). Diante de diversas expressões teóricas, Fuertes-Miquel *et al.* (2019) cita, como modelos de expulsão de ar no enchimento de tubulações mais comumente utilizados, os modelos apresentados nas

publicações de Wylie e Streeter (1993) e Chaudhry (2014) conforme as Equações (3.20) e (3.21), respectivamente.

Para fluxo de saída de ar subsônico ( $p_{atm} < p_a < 1,893p_{atm}$ ):

$$Q_a = C_{exp} \cdot A_{exp} \cdot \sqrt{\frac{7}{R \cdot T} \cdot \left[ \left( \frac{p_{atm}}{p_a} \right)^{1,4286} - \left( \frac{p_{atm}}{p_a} \right)^{1,714} \right]} \quad (3.20)$$

Para fluxo de saída de ar crítico ( $p_a \geq 1,893p_{atm}$ ):

$$Q_a = C_{exp} \cdot A_{exp} \cdot \frac{0,686}{\sqrt{R \cdot T}} \cdot p_a \quad (3.21)$$

Onde:

$C_{exp}$  [adimensional] = coeficiente de descarga;

$A_{exp}$  [ $m^2$ ] = área de seção transversal de saída da ventosa;

$R$  [adimensional] = constante real dos gases;

$T$  [K] = temperatura;

$p_a$  [Pa] = pressão no interior do conduto (próximo à ventosa);

$p_{atm}$  [Pa] = pressão atmosférica;

$Q_a$  [ $m^3/s$ ] = vazão de ar expelida pela ventosa

### 3.2.4 Equipamentos de proteção

Após a análise do escoamento em regime transitório e constatada o impacto acarretado pelo efeitos do mesmo, é possível escolher tubulações que resistam às envoltórias de pressões e problemas associados, porém se trataria de um projeto antieconômico. Frente a uma necessidade técnica-econômica, os equipamentos de proteção são tidos como soluções para eliminar ou mitigar os efeitos do escoamento transitório (Chaudhry, 2014).

Segundo Tullis (1989), a modificação do tempo de manobra, a alteração de classe de pressão da tubulação, a limitação da velocidade do fluxo, a mudança de material da tubulação, etc. podem ser alternativas de solução frente às envoltórias, mas diversas vezes é necessária a conjugação com um ou mais dispositivos de proteção. Boulos *et al.* (2005) listam como dispositivos de proteção para atenuação de sobrepressões: válvula de alívio, válvula antecipadora de onda, reservatório hidropneumático, tanque de amortecimento unidirecional, chaminé de equilíbrio, *by-pass*, ou a combinação de dois ou mais deles. Como dispositivos de proteção para atenuação da subpressão o autor lista: o aumento de inércia do conjunto motor-bomba, ventosas, reservatório hidropneumático, tanque de amortecimento unidirecional, chaminé de equilíbrio, *by-pass*, ou a combinação de dois ou mais equipamentos.

Segundo Chaudhry (2014), os dispositivos de proteção são dos mais diversos e não existe regra universal de aplicação, perfazendo de inúmeras alternativas sem e com diferentes dispositivos para escolha final segura, econômica e viável tecnicamente. Algumas características de diferentes tipos de dispositivos de proteção são apresentadas no Quadro 3.3.

**Quadro 3.3:** Características dos diferentes dispositivos de proteção.

Dispositivo de proteção	Funcionamento
Aumento da Inércia	Propicia uma diminuição lenta na rotação da bomba e da vazão; Oscilação mais branda da vazão com envoltórias de pressão amenizadas.
Válvula de retenção	Limita o fluxo em uma única direção; Previne/limita a extensão de linha de drenagem; Limita a extensão de rejuntamento de coluna líquida.
<i>By-pass</i>	Limita o fluxo reverso na bomba dada a inexistência de válvula de retenção; Funcionamento baseado na liberação parcial do fluxo devido à sobrepressão.
Chaminé de equilíbrio	Reservatório aberto a atmosfera conectado ao conduto com duplo sentido de fluxo; Funcionamento baseado no fornecimento de fluido na subpressão ou acumulação na sobrepressão. Condicionado à linha piezométrica próxima a elevação para instalação do dispositivo com altura praticável;
Reservatório hidropneumático	Reservatórios pressurizados com ar ou nitrogênio conectado ao conduto com duplo sentido de fluxo; Funcionamento baseado no fornecimento de fluido na subpressão (expansão) ou acumulação na sobrepressão (compressão); Aplicável quando a linha piezométrica não se localiza próxima a elevação de instalação do dispositivo, ficando uma altura impraticável de outro dispositivo; Necessidade de compressor permanente ou para instalação e <i>pre-set</i> quando concebido com bexiga em poliuretano.
Tanque de amortecimento unidirecional	Reservatório aberto a atmosfera de pequena altura conectado ao conduto com um único sentido de fluxo no acionamento; Funcionamento baseado no fornecimento de fluido ao conduto na subpressão. Enchimento a partir de ramal distinto, com necessidade de chave boia ou válvula de controle.
Válvula antecipadora de onda	Válvulas com pressões ajustadas (máxima e mínima) para realizar descargas à atmosfera quando atingida; Funcionamento baseado na liberação parcial do fluxo devido à sobrepressão. Abertura antes da chegada da sobrepressão;
Ventosa	Dispositivo com orifício no conduto instalado, em geral, no pontos altos do sistema e em mudanças bruscas de declividade longitudinal; Grandes orifícios permitem a entrada de ar na tubulação na subpressão; Pequenos orifícios permitem a expulsão do ar no conduto e gases dissolvidos no líquido;
Válvula de alívio	Válvulas com pressão ajustada (máxima) para realizar descarga à atmosfera quando atingida; Funcionamento baseado na liberação parcial do fluxo devido à sobrepressão. Abertura após a chegada da sobrepressão;

Fonte: Adaptado de Boulos *et al.* (2005).

### **3.3 Métodos de otimização aplicados à operação dos sistemas**

O processo de encontrar soluções para aumentar, por exemplo, a produtividade, melhorar a qualidade ou reduzir tempo em processos e/ou atividades é considerado uma tarefa de otimização. Segundo Yang (2010), a limitação de recursos e tempo levam a necessidade de buscar e aplicar métodos de otimização para que se alcance melhores resultados.

Brownlee (2011) define matematicamente a otimização como a busca de combinações de parâmetros, respeitando algumas restrições, com o objetivo de minimizar ou maximizar uma função objetivo. Os algoritmos de otimização são então ferramentas matemáticas aplicadas no processo de planejamento e projeto para alcançar os resultados na função objetivo e, são divididos em duas categorias: determinísticos e estocásticos (YANG, 2010).

Os algoritmos determinísticos partem da derivada da função objetivo e resultam em um mesmo valor para o mesmo dado de entrada em qualquer momento, enquanto os algoritmos estocásticos geram diferentes resultados a cada momento em que o problema é calculado, devido à sua natureza probabilística, com sua partida através de variáveis aleatórias (YANG, 2010).

#### **3.3.1 Métodos Meta-Heurísticos**

Segundo Yang (2010), a maioria dos métodos clássicos são determinísticos e retornam ótimos resultados em problemas com uma única variável (unimodais) e que pode assumir quaisquer valores dentro do intervalo (contínua). Porém, sua eficácia nem sempre se traduz para ótimos globais em problemas com várias variáveis (multimodais), onde podem existir vários ótimos locais. De acordo com Brownlee (2011), os algoritmos determinísticos (*e.g.* Método de Newton-Raphson) são utilizados para encontrar ótimos locais que envolvam problemas lineares, enquanto para problemas não-lineares, com um número maior de variáveis e descontinuidades, o uso de algoritmos estocásticos é a melhor opção.

Os algoritmos estocásticos estão divididos em Heurísticos e Meta-Heurísticos. Segundo Mohamed, Hadi e Khater Mohamed (2019) os algoritmos Meta-Heurísticos possuem, além da simplicidade de implementação, habilidade de evitar otimizações locais como também fácil aplicação a problemas em que a derivada da função objetivo é desconhecida ou de difícil obtenção. Desta forma, Yang (2010) diferencia os algoritmos Meta-Heurísticos dos Heurísticos devido a sua performance superior.

O funcionamento dos métodos Meta-Heurísticos conta com dois componentes de busca distintos: intensificação e diversificação. A diversificação tem a função de gerar diversas soluções e explorar o espaço em busca do ótimo global, enquanto a intensificação tem a função de buscar e explorar boas soluções locais e, quando associados, é possível buscar resultados globais melhores (YANG, 2010). Desta forma, com o uso deste mecanismo e através de tentativa e erro, é possível obter a solução de problemas complexos em um tempo razoável.

Segundo Yang (2010), os algoritmos Meta-Heurísticos pode ser classificados como: população-base e trajetória-base. Uma classificação mais recente, apresentada por Mohamed, Hadi e Khater Mohamed (2019) divide os algoritmos Meta-Heurísticos de inspiração natural em:

- a) Evolutivo;
- b) Populacional;
- c) Processos físicos;
- d) Comportamento Humano.

O Algoritmo genético – AG é um algoritmo evolutivo inspirado pela teoria da seleção natural de Charles Darwin, em que a adaptação natural de indivíduos ao meio, no processo evolutivo, contribui com seu material genético (genótipo) proporcionalmente à adaptação ao meio (fenótipo), para construção de uma próxima população mais forte aos intempéries do meio (BROWNLEE, 2011). Yang (2010) lista como sua principal vantagem a possibilidade de implementação de paralelismo, além de, trabalhar em problemas estacionários e não estacionários, lineares e não lineares ou contínuos e descontínuos.

*Particle swarm optimization* – PSO ou, em português, otimização por enxame de partículas, é um algoritmo Populacional inspirado pela inteligência coletiva advinda da cooperação de um grande número de indivíduos homogêneos, por exemplo, cardumes de peixes ou focas, bando de pássaros ou colônia de formigas, na rotina diária de ir em busca de alimento, fugir de presas ou reassentamento (no caso das formigas). A metáfora consiste na descentralização da inteligência individual de cada indivíduo e atribuição ao grupo uma inteligência coletiva, com o objetivo de polarizar as melhores regiões e definir a melhor área de busca (YANG, 2010; MANZI *et al.*, 2018).

*Simulated Annealing* – SA ou, em português, recozimento simulado, é um algoritmo de processo físico inspirado no processo de aquecer e resfriar de forma controlada materiais na

---

Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da UFMG

indústria metalúrgica, de modo que os cristais interiores ao perder energia (resfriamento) se acomodem em uma configuração mais adequada, atribuindo ao materiais melhorias nas propriedades mecânicas. A metáfora empresta ao problema a capacidade de buscar soluções amplas enquanto as partículas estão com energia (aquecida) e quando resfriada, tem os critérios de aceitação reduzidos, que por consequência restringe a uma configuração final com melhorias, ou otimização global ao problema (BROWNLEE, 2011; MANZI *et al.*, 2018).

*Soccer League Competition* – SLC é um algoritmo de comportamento humano baseado em competições futebolísticas empregado por Moosavian e Roodsari (2014). O método consiste na melhoria contínua ao comparar o desempenho da equipe em relação ao adversário e o desempenho individual de cada jogador após cada partida (MANZI *et al.*, 2018).

A aplicação de algoritmos estocásticos em sistemas hidráulicos com equações não lineares, não é mais uma barreira do ponto de vista computacional, o que permite ir em busca de soluções otimizadas para alcançar melhores resultados do ponto de vista hidráulico e energético (MANZI *et al.*, 2018). Desde então, diversos métodos foram desenvolvidos, além dos supracitados, por exemplo, *Ant Colony Optimization* – ACO, *Harmony Search* – HS, *Artificial Bee Colony* – ABC, *Flower Pollination Algorithm* – FPA, entre outros, que podem ser encontrados na literatura.

Entretanto, os métodos Meta-Heurísticos abordados são de natureza irrestrita e precisam ser adaptados para atendimento das restrições físicas dos problemas. Manzi *et al.* (2018) cita como restrições operacionais no dimensionamento de redes de distribuição as pressões nos nós ou velocidade nos trechos, por exemplo.

Segundo Yang (2010), existem três maneiras para se trabalhar as restrições: abordagem direta, multiplicadores de Lagrange e método de penalização. No primeiro caso, é extremamente difícil atribuir restrições diretas ao método, enquanto o segundo e o terceiro, trabalham de forma irrestrita ao sistema. Porém, o método de Lagrange tem uma rigorosa base matemática e, por esse motivo, o método de penalização se torna o mais simples e prático para implementar.

O método de penalização consiste em atribuir as restrições do sistema uma função de penalização irrestrita ao método quando a restrição não é violada, ou seja, neste caso a função tem contribuição nula. Entretanto, quando uma restrição é violada, há um aumento do valor numérico retornado pela função de penalização, aumentando o valor da função objetivo (YANG, 2010).

Alguns exemplos de aplicações e efetividade na otimização de alguns métodos são abordados no item 3.3.2.

### 3.3.2 Exemplos de estudos de caso

Manzi *et al.* (2018) faz uma avaliação de oito métodos de otimização inspirados na natureza, com três diferentes funções de penalização, a fim de avaliar a segurança, em termos de repetitividade, no dimensionamento hidráulico de três redes de distribuição de água distintas da literatura. Nos resultados, é constatado que a função de penalização tem significativa influência, em termos de custo e convergência, ao resultado final.

Suribabu e Neelakantan (2006) implementam uma rotina para dimensionamento de duas redes de distribuição de água da literatura utilizando o PSO como método de otimização e comparam os resultados com outros métodos de otimização. Os resultados mostraram o que o PSO obteve respostas melhores e com um número menor de iterações para as duas situações quando comparado com AG e SA respectivamente.

Di Nardo *et al.* (2013) utilizam uma metodologia automática para setorização de sistemas de abastecimento com o emprego do AG, avaliando a pressão na rede. O método foi aplicado à dois sistemas reais de distribuição de água, e a partir do índice de energia e índice de pressão resultados da simulação, foi constatada a efetividade do método na setorização.

Brentan e Luvizotto Jr (2014), avaliam a redução do consumo de energia elétrica com o emprego de rotinas operacionais em estações elevatórias à partir do emprego de um algoritmo híbrido (simulador-otimizador) com otimizador utilizando PSO e, após o emprego do algoritmo, é constatada uma redução no custo de energia elétrica de aproximadamente 60%. Em outro estudo mais recente, Brentan *et al.* (2018) ao aplicar o mesmo tipo de otimizador (PSO) a estações de bombeamento em conjunto a VRPs, para definir as regras de operação do sistema à partir da previsão de demanda em tempo real, demonstrou resultados adicionais de economia energética da ordem de 50%.

Em contrapartida aos sistemas com operação contínua, o dimensionamento de sistemas com operação intermitente leva em consideração, além do dimensionamento econômico, a necessidade de entregar equidade de pressão na operação do sistema de modo que exista um nível de atendimento satisfatório para todos os usuários conectados (AMEYAW, MEMON E BICIK, 2013). Diante desse desafio, Ameyaw, Memon e Bicik (2013) utilizam o AG para

promover um dimensionamento do sistema baseado em uma distribuição com maior equidade de pressão e custos de implantação reduzidos. Os resultados observados fornecem indicadores para tomada de decisão baseado no cenário econômico e social real a fim de tomar a escolha mais assertiva e inclusiva.

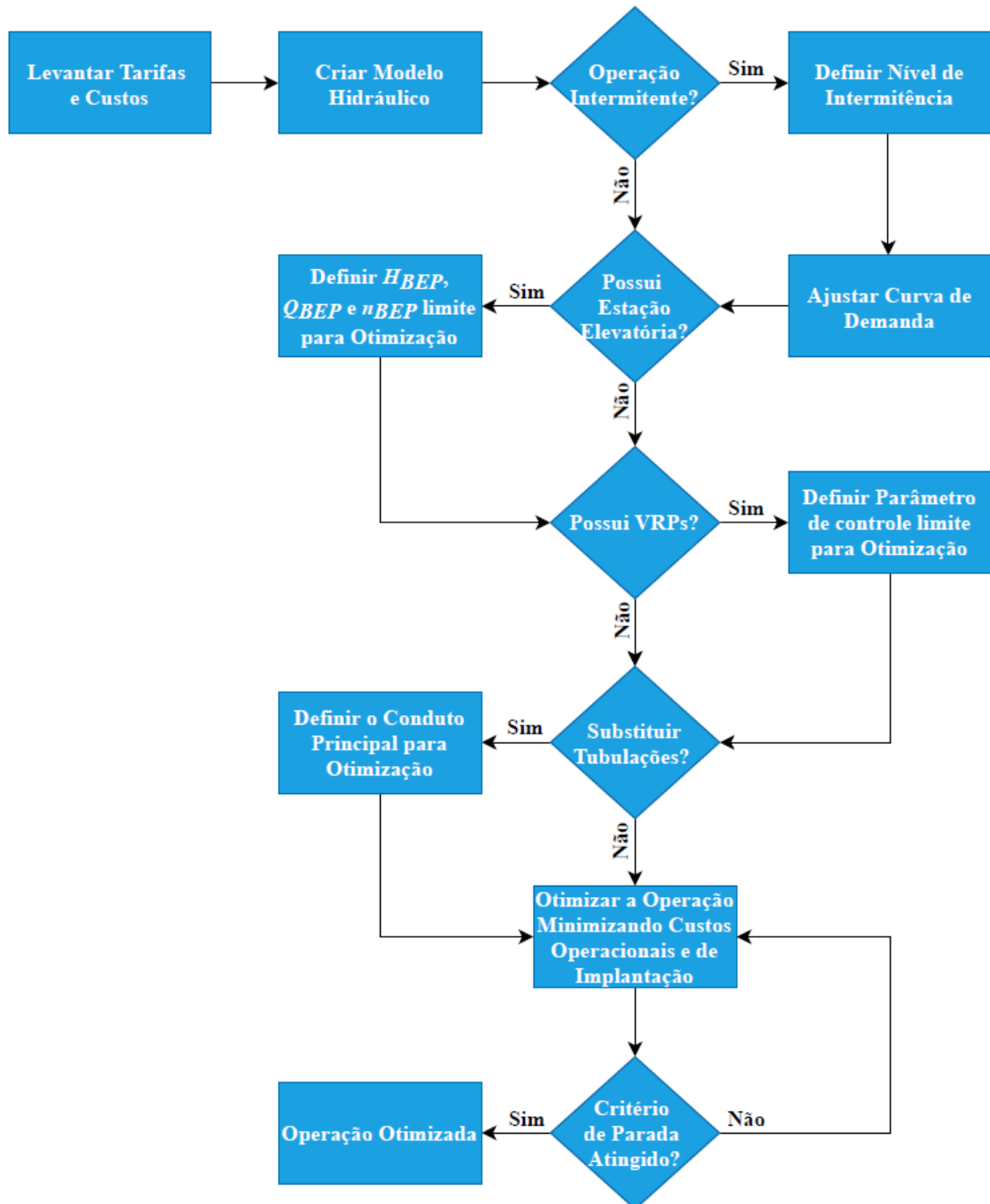


## 4 METODOLOGIA

A metodologia empregada baseou-se na minimização do custo operacional diário – função objetivo (*FO*) – de redes *benchmarking* da literatura com o emprego do algoritmo *Particle Swarm Optimization* – PSO para otimização e o EPANET-MATLAB *toolkit* 2.2 como simulador hidráulico, ambos com a computação numérica realizada no *software* MATLAB®.

MATLAB® é um *software* desenvolvido e comercializado pela MathWorks® voltado para programação e computação numérica utilizado durante a realização deste trabalho sob licença acadêmica mediante vínculo estudantil no Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos – SMARH da Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG, enquanto o EPANET é um *software* livre e de código aberto, desenvolvido pela Agência de Proteção Ambiental Americana (US-EPA) para a simulação hidráulica e de qualidade da água em redes pressurizadas (ROSSMAN, 2000), com a biblioteca de funções editáveis distribuída através do EPANET-MATLAB *toolkit*. A interface entre os dois *softwares* criada por Eliades *et al.* (2016) também é utilizada para a criação dos algoritmos necessários. A Figura 4.1 apresenta o fluxograma com os métodos empregados no presente trabalho.

Os itens a seguir apresentam, de forma detalhada, os métodos utilizados para a obtenção da melhor rotina operacional.



**Figura 4.1:** Fluxograma da metodologia.  
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

#### 4.1 Curva de demanda

O consumo de água em uma rede de distribuição tem características dinâmicas ao longo do dia e ao longo do ano. Este dinamismo se deve à influência de alguns fatores, como por exemplo: hábitos e períodos de atividades da população, condições socioeconômicas e climáticas, feriados e estações turísticas entre outros. Por conta disso, o consumo doméstico atinge valores máximos durante o dia, próximo ao meio dia, e, valores mínimos pela madrugada (GOMES, 2019).

A variação de consumo pode ser expressa através da curva de demanda onde o fator adimensional  $q$  relaciona o consumo  $D$  no instante  $i$  com consumo médio diário  $D_m$ , conforme a Equação (4.1).

$$q_i = \frac{D_i}{D_m} \quad (4.1)$$

Onde:

$q_i [ ]$  = fator de consumo no instante  $i$ ;

$D_i [L/s]$  = consumo no instante  $i$ ;

$D_m [L/s]$  = consumo médio diário.

Em um sistema que opere de forma intermitente, com um número de horas suficiente, espera-se que o consumo efetivo de água seja reduzido quando comparado ao contínuo devido ao menor número de horas de disponibilidade de água, conforme observado por Totsuka, Trifunovic e Vairavamoorthy (2004), Andey e Kelkar (2009) e Christodoulou e Agathokleous (2012).

Apesar desta redução no consumo *per capita* na operação intermitente, objetivou-se neste trabalho avaliar a eficiência entre as duas formas de operação – contínua e intermitente – com as mesmas condições de demanda, ou seja, apenas a alteração das condições hidráulicas do sistema devido à mudança da estratégia operacional irá impactar nos gastos operacionais com energia e perda real na função objetivo ( $FO$ ). Desta forma, novas curvas de demanda para operações intermitentes de 21h, 18h, 15h e 12h foram criadas mantendo o consumo diário  $D_m$ , e, ajustando os parâmetros  $q$  em cada instante para as diferentes horas de funcionamento. A forma com que a operação intermitente se deu ao longo do dia preconizou o abastecimento em horas seguidas e ininterruptas, na tentativa de manter o sistema hidráulico íntegro e seguro, como também, para diminuir a complexibilidade operacional, uma vez que o processo de enchimento/esvaziamento é realizado apenas uma vez ao dia.

Como não foi encontrada na literatura informações de como ocorre essa alteração na curva de demanda em um sistema intermitente, considerou-se a existência de picos significativos no momento anterior e posterior à interrupção no fornecimento de água, instantes onde espera-se que os consumidores tentem realizar algum tipo de armazenamento adicional para o período de desabastecimento.

## 4.2 Operação otimizada de estações elevatórias

### 4.2.1 Potência e rendimento

A energia total entregue pela bomba ao fluido para seu escoamento, em forma de potência, é produto da altura manométrica ( $H$ ) pela vazão gravimétrica ( $\gamma \cdot Q$ ), conforme apresentado na Equação (4.2):

$$P_{hid} = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H}{1000} \quad (4.2)$$

Onde:

$P_{hid} [kW]$  = potência hidráulica;

$\gamma [N/m^3]$  = peso específico do fluido;

$Q [m^3/s]$  = vazão;

$H[m]$  = altura manométrica.

A Equação (4.2) fornece a potência efetivamente utilizada pelo fluido para seu deslocamento, conhecida como potência hidráulica. Entretanto, quando a bomba recebe do motor, através do seu eixo, a energia mecânica e a transforma em energia hidráulica, uma parcela se perde decorrente do processo de conversão de energia. As perdas envolvidas no processo são expressas como rendimento ou eficiência através do cociente entre a energia hidráulica gerada e a energia mecânica recebida ( $P_{hid}/P_m$ ). Desta forma, a potência mecânica necessária pode ser descrita conforme a Equação (4.3):

$$P_m = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H}{1000 \cdot \eta_B} \quad (4.3)$$

Onde:

$P_m [kW]$  = potência mecânica;

$\gamma [N/m^3]$  = peso específico do fluido;

$Q [m^3/s]$  = vazão;

$H[m]$  = altura manométrica;

$\eta_B [\%]$  = rendimento da bomba.

De acordo com Stoffel e Lauer (1994) a eficiência da bomba pode ser descrita como uma correlação linearizada da rotação específica ( $N_s$ ) e a vazão no ponto de melhor rendimento ( $Q_{BEP}$ ), conforme as Equações (4.4) e (4.5) respectivamente:

$$N_S = n_N \cdot \frac{Q_{BEP}^{1/2}}{\left(\frac{H_{BEP}}{i}\right)^{3/4}} \quad (4.4)$$

Onde:

$N_S [m^{-1}]$  = rotação específica;

$n_N [rpm]$  = rotação nominal;

$Q_{BEP} [m^3/s]$  = vazão no BEP;

$H_{BEP} [m]$  = altura manométrica no BEP.

$i [J]$  = número de estágios da bomba.

$$\eta_{BEP} = f(\ln(N_S), \ln(Q_{BEP})) \quad (4.5)$$

Onde:

$\eta_{BEP} [\%]$  = rendimento da bomba;

$N_S [m^{-1}]$  = rotação específica;

$Q_{BEP} [m^3/s]$  = vazão no BEP.

O Instituto Nacional de Metrologia, Qualidade e Tecnologia – INMETRO através da portaria n.º 455, de 01 de dezembro de 2010, classifica as bombas e motobombas centrífugas em cinco categorias representadas pelas letras A, B, C, D e E, onde a classe A, representa a melhor classificação e a classe E, representa a pior classificação, respectivamente (BRASIL, 2010b).

A Equação (4.6) apresentada por Stoffel e Lauer (1994) e adotada na portaria n.º 455 do INMETRO (BRASIL, 2010b), calcula o rendimento mínimo exigido para os respectivos valores de vazão ( $Q_{BEP}$ ) e rotação específica ( $N_S$ ).

$$\eta_{min,r} = -11,48 \cdot x^2 - 0,85 \cdot y^2 - 0,38 \cdot x \cdot y + 88,59 \cdot x + 13,46 \cdot y - c \quad (4.6)$$

Onde:

$\eta_{min,r} [\%]$  = rendimento mínimo de referência;

$x [J]$  = rotação específica linearizada,  $\ln(N_S)$ ;

$y [J]$  = vazão no BEP linearizada,  $\ln(Q_{BEP})$ ;

$c [\%]$  = constante de mínima eficiência definida pelo INMETRO.

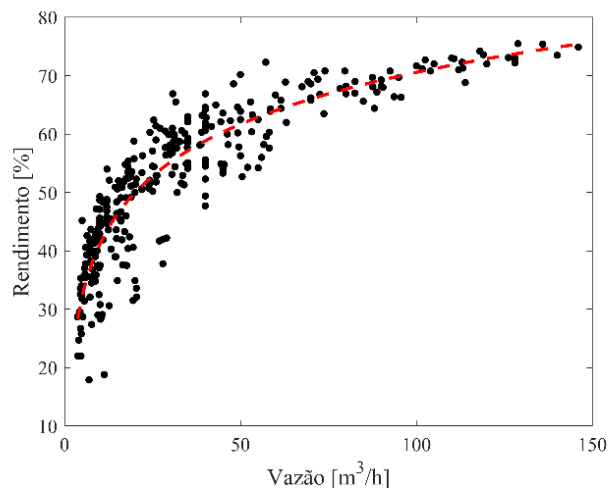
O processo de classificação envolve a comparação do rendimento máximo ( $\eta_{BEP}$ ) com um rendimento mínimo de referência ( $\eta_{min,r}$ ). Enquanto o primeiro ( $\eta_{BEP}$ ) é advindo de ensaios experimentais de bancada com procedimentos padronizados, o segundo ( $\eta_{min,r}$ ) é obtido a partir da Equação (4.6). A classificação, de acordo com a portaria, é apresentada conforme Quadro 4.1 a seguir. Vale ressaltar que o valor de referência  $\eta_{min,r}$  é ajustado pela constante  $c$  para que um número máximo de bombas sejam classificadas como A, sendo reavaliado com a frequência necessária para estimular o desenvolvimento de produtos cada vez mais eficientes.

**Quadro 4.1:** Classificação de bomba e motobombas de acordo com seu rendimento.

Classe	Condição
<b>A</b>	$\eta_{BEP} \geq \eta_{\min,r A}$
<b>B</b>	$\eta_{\min,r A} > \eta_{BEP} \geq \eta_{\min,r B}$
<b>C</b>	$\eta_{\min,r B} > \eta_{BEP} \geq \eta_{\min,r C}$
<b>D</b>	$\eta_{\min,r C} > \eta_{BEP} \geq \eta_{\min,r D}$
<b>E</b>	$\eta_{\min,r D} > \eta_{BEP}$

Fonte: Brasil (2010b).

Móller *et al.* (2020) analisou as características de 346 bombas classificadas como A (21,6%) de um total de 1.600 bombas classificadas, conforme INMETRO, e obteve uma correlação entre a vazão linearizada ( $Q_{BEP}$ ) com a respectiva eficiência ( $\eta_{BEP}$ ) com coeficiente de determinação ( $R^2$ ) de 0,82, conforme Figura 4.2. A correlação proposta por Móller *et al.* (2020) é adotada como método para estimar a eficiência de bombas nesta dissertação e é descrita conforme a Equação (4.7).



**Figura 4.2:** Relação entre rendimento e vazão de projeto das bombas classe A.  
Fonte: Móller *et al.* (2020).

$$\eta_{BEP} = 12,81 \cdot \ln(Q_{BEP}) + 11,62 \quad (4.7)$$

Onde:

$\eta_{BEP}$  [%] = rendimento da bomba;

$Q_{BEP}$  [ $m^3/h$ ] = vazão no BEP.

Em seguida é construída, para uma velocidade de rotação nominal, a curva da bomba onde a vazão ( $Q$ ) e altura manométrica ( $H$ ) representam os eixos das abscissas e ordenadas respectivamente. Esta curva é criada pelo *software* Epanet a partir do par de pontos localizado no ponto de máximo rendimento ( $Q_{BEP}, H_{BEP}$ ), que será determinado durante o processo de otimização, e de dois pontos adicionais estimados de acordo com o ponto de operação no BEP:

o primeiro correspondente à vazão nula e a 133% da altura manométrica no BEP ( $0, 1,33 \cdot H_{BEP}$ ) e o segundo à duas vezes a vazão no BEP e altura manométrica nula ( $2 \cdot Q_{BEP}, 0$ ). A representação matemática desta curva característica é dada pela Equação (4.8).

$$H = a - b \cdot Q^c \quad (4.8)$$

Onde:

$H [m]$  = altura manométrica;

$a, b$  e  $c [ ]$  = constantes de ajuste da curva;

$Q [m^3/s]$  = vazão.

A partir da curva construída são geradas as curvas adicionais para rotações variáveis, limitadas neste trabalho à 60% da rotação nominal, a partir das equações de semelhança discutidas no item 3.1.2.

#### 4.2.2 Seleção das bombas

A seleção otimizada das bombas consiste em determinar seu ponto de operação ( $Q_{BEP}$  e  $H_{BEP}$ ) e sua velocidade de rotação a cada hora do dia ( $N_i$ ) para reduzir os custos operacionais. Desta forma, para cada bomba existente no sistema serão  $t+2$  variáveis a serem otimizadas, correspondentes as respectivas rotações e o par de variáveis,  $Q_{BEP}$  e  $H_{BEP}$ , do ponto de operação, onde  $t$  é o tempo de operação a ser simulado. Após a simulação hidráulica, a função-custo representa o custo operacional diário do sistema, avaliada como conforme a função objetivo ( $FO$ ) a ser minimizada, conforme Equação (4.9).

$$FO = \sum_{b=1}^{nb} \sum_{i=1}^t \left[ \frac{\gamma \cdot Q_i \cdot H_i}{1000 \cdot \eta_i} \cdot te_i \right] + \sum_{b=1}^{nb} P_{m\acute{a}x} \cdot td_i + \sum_{i=1}^t [Qv_i \cdot \Delta t \cdot tp] + Pen \quad (4.9)$$

Onde:

$FO [R\$]$  = função objetivo – custo operacional diário à ser minimizado;

$nb [un]$  = número de bombas do sistema;

$\gamma [N/m^3]$  = peso específico da água;

$Q_i [m^3/s]$  = vazão da bomba no tempo  $i$ ;

$H_i [m^3/s]$  = altura manométrica da bomba no tempo  $i$ ;

$\eta_i [ ]$  = rendimento da bomba no tempo  $i$ ;

$te_i [R\$/kWh]$  = tarifa de consumo energético no tempo  $i$ ;

$P_{m\acute{a}x} [Wh]$  = demanda máxima;

$td_i [R\$/kWh]$  = tarifa de demanda de potência no tempo  $i$ ;

$Qv_i [m^3/s]$  = fluxo de vazamento no tempo  $i$ ;

$\Delta t [s]$  = passo de tempo;

$tp [R\$/m^3]$  = tarifa de produção de água;

$Pen [R\$]$  = penalização total.

Os valores de tarifas apresentados na Equação (4.9),  $te$ ,  $td$  e  $tp$ , são os parâmetros que monetizam os resultados hidráulicos da simulação, logo, são de grande importância na função objetivo ( $FO$ ) que representa a função-custo. A Tabela 4.1 apresenta os valores das duas primeiras tarifas,  $te$  e  $td$ , correspondentes aos valores da tarifa horossazonal verde (período úmido e bandeira verde) praticados pela Companhia Energética de Minas Gerais – CEMIG e, também adotado por Mólner *et al.* (2020) para abrangência do local de estudo, Minas Gerais. O Horário de Pico (HP) foi definido, também de acordo com a abrangência, como sendo o período entre 17:00 horas até as 19:00 horas e os demais horários como Horário Fora de Pico (HFP).

A Tabela 4.2 apresenta os valores de despesa total média (IN003) dos prestadores de serviços participantes do Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento – SNIS, em 2018, segundo abrangência. De acordo com Brasil (2020) o indicador IN003 revela o quanto se gasta por metro cúbico de água ou esgoto faturado. Entretanto, os valores observados na Tabela 4.2 apresentam grande variabilidade aos diferentes níveis de abrangência e, por isso, foram estudados, neste trabalho, três diferentes cenários. Os cenários 1 e 2 correspondem, respectivamente, aos valores mínimo e máximo da despesa total média do Brasil, de 0,30 R\$/m<sup>3</sup> e 7,82 R\$/m<sup>3</sup> e, para o cenário 3, o valor da despesa total média do Brasil de 3,57 R\$/m<sup>3</sup>. Desta forma, os cenários 1 e 2 correspondem aos valores extremos enquanto o cenário 3 ao valor médio, possibilitando verificar a sensibilidade do parâmetro na viabilidade da operação intermitente.

**Tabela 4.1:** Valores de tarifa de energia e demanda.

Descrição	Tarifa
Consumo – Horário fora do pico (HFP) [R\$/kWh]	0,3567
Consumo – Horário de pico (HP) [R\$/kWh]	0,5342
Demanda – Horário fora do pico (HFP) [R\$/kW]	13,950
Demanda – Horário de pico (HP) [R\$/kW]	43,950

Fonte: CEMIG (2020).

**Tabela 4.2:** Valores de despesas totais de acordo com a abrangência.

Abrangência	Variação das despesas total média (IN003) [R\$/m <sup>3</sup> ]	Despesa total média (IN003) [R\$/m <sup>3</sup> ]
Regional	1,87 a 7,61	3,96
Microrregional	1,05 a 5,53	3,48
Local	0,30 a 7,82	2,68
Brasil	0,30 a 7,82	3,57

Fonte: Brasil (2020).

Por fim, a penalização, também apresentada na Equação (4.9), tem como objetivo tratar as restrições do sistema de maneira que o resultado otimizado seja viável tecnicamente. Neste



estudo foi adotada apenas a restrição da pressão mínima ( $p_{min}$ ) admissível de 10 m conforme preconizado na NBR 12218 (ABNT, 2017b). O coeficiente de penalização  $\beta$  adotado foi de  $10^8$ , valor testado e verificado para desprezar de forma ágil as soluções que violem uma ou mais restrições. A Equação (4.10) demonstra matematicamente a penalização devido à violação da restrição de pressão mínima adotada.

$$Pen_{p_{min}} = \sum_{i=0}^{n_{pen}} \beta \cdot |p_{min} - p_{j,i}| \quad (4.10)$$

Onde:

$Pen [R\$]$  = penalização total;

$Pen_{p_{min}} [R\$]$  = penalização por violação da pressão mínima;

$\beta [R\$]$  = coeficiente de penalização;

$p_{min} [m]$  = pressão mínima admissível;

$p_{j,i} [m]$  = pressão na junção  $j$  no tempo  $i$ .

### **4.3 Redimensionamento da rede de distribuição em operação intermitente**

O redimensionamento do sistema consiste em substituir tubulações chaves da rede de distribuição de forma a melhorar os parâmetros hidráulicos do sistema (*e.g.* velocidades e perdas de cargas) e, com isso, reduzir o custo operacional. Entretanto, é necessário realizar uma avaliação econômica, uma vez que, o custo de implantação de novas tubulações e/ou conjuntos motobomba, representam um alto impacto monetário em um curto prazo, mas que são diluídos ao longo do horizonte de projeto, na eficiência do custo operacional ao longo do alcance de projeto.

A Equação (4.11) representa a função objetivo ( $FO$ ) a ser minimizada, em que, os custos operacionais anuais do alcance de projeto são traduzidos para um único pagamento conforme o conceito econômico de Valor Presente ( $VP$ ) (Gomes, 2014) através do Fator de Valor Presente ( $FVP$ ), observado na Equação (4.12), e, somado aos custos de aquisição e instalação de tubulações e bombas ( $C_i$ ), conforme Equação (4.13). O alcance de projeto foi definido como 30 anos, com uma taxa média de juros de 12% a.a. Os custos de implantação foram obtidos de algumas bases nacionais, sendo elas: Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices (SINAPI/MG, 2021), Secretaria da Infraestrutura do Estado do Ceará (SEINFRA/CE, 2021) e Companhia Paulista de Obras e Serviços (CPOS/SP, 2021), disponíveis nos Apêndices 1 e 2.

$$FO = C_o \cdot 365 \cdot FVP + C_i \quad (4.11)$$

$$FVP = \frac{(1 + i)^n - 1}{i \cdot (1 + i)^n} \quad (4.12)$$

$$C_j = \sum_{j=1}^{nt} CT_{D,i} \cdot L_i + \sum_{b=1}^{nb} C_{CJ,b} \quad (4.13)$$

Onde:

$FO [R\$]$  = função objetivo;

$C_o [R\$]$  = Custo operacional diário – Equação (4.9);

$FVP [ ]$  = fator de valor presente;

$C_j [R\$]$  = Custo de implantação;

$Pen [R\$]$  = penalização total;

$i [ ]$  = taxa média de juros anuais;

$n [anos]$  = alcance do projeto;

$nt [un]$  = número de trechos do conduto principal;

$CT_{D,i} [R\$/m]$  = custo linear de implantação da tubulação  $i$  de diâmetro  $D$ ;

$L_i [m]$  = extensão da tubulação  $i$ ;

$nb [un]$  = número de bombas do sistema;

$C_{CJ,b} [R\$]$  = custo de instalação do conjunto motor bomba  $b$ .

Os trechos a serem substituídos correspondem ao conduto principal, que representam as tubulações de maior importância ao sistema. Conforme a NBR 12218 (ABNT, 2017b), o conduto principal corresponde à tubulação da rede de distribuição de água de maior diâmetro com a finalidade de abastecer as tubulações secundárias, sendo estas, de menor diâmetro e responsáveis por abastecer os pontos de consumo.

Diversos parâmetros podem ser utilizados para determinar os condutos principais do sistema, como por exemplo: diâmetro das tubulações, número de conexões e posição geográfica no sistema. Entretanto, em sistemas complexos, de grande porte e/ou múltiplas fontes de abastecimento, a visualização do conduto principal deixa de ser clara e sua determinação se torna uma tarefa complexa. Por conta disso, Campbell *et al.* (2016) utiliza os conceitos da teoria de grafos para distinguir os níveis de importância de cada tubulação, e, assim, determinar os condutos principais. A teoria de grafos é um ramo da matemática dedicado ao estudo das estruturas formadas por vértices interconectados por arestas, onde, a topologia do sistema de abastecimento de água pode ser representada, uma vez que os nós coincidem com os vértices e os trechos com as arestas.

Para identificação do conduto principal, conforme proposto por Campbell *et al.* (2016), é realizada uma classificação das tubulações baseada na importância que a mesma representa no abastecimento às tubulações secundárias. Para tanto, é necessário realizar a simulação hidráulica do cenário mais crítico (maior demanda) ao sistema, para se conhecer a direção e magnitude da vazão em cada tubulação (trecho).

A partir da direção da vazão em cada tubulação (trecho), é possível criar a matriz quadrada ASPV (*Accumulated Shortest Path Value*), que representa o caminho mais curto acumulado para cada par de nós ( $N_I$  e  $N_F$ ) conforme Equação (4.14), onde as linhas representam os nós iniciais ( $N_I$ ) e as colunas os nós finais ( $N_F$ ) de cada trecho. Após calcular o ASPV para cada par de nós, multiplica-se cada elemento da matriz pelas respectivas vazões dos trechos (tubos) para se obter a nova matriz ASPV\*. Desta forma são desconsiderados tubos com pequenos diâmetros e vazões que têm pouca relevância para o comportamento hidráulico do sistema, mas que são capazes de alimentar tubulações de maior porte. Por fim, é possível visualizar o número de nós/tubos que podem ser alcançados a partir de cada nó, como também, ordená-los por importância, onde, os trechos com maiores valores de ASPV\*, são os mais relevantes para o sistema.

$$\begin{matrix} & \overbrace{Nó_1 \quad Nó_2 \quad \dots \quad Nó_n}^{N_F} \\ \overbrace{Nó_1}^{N_I} \\ Nó_2 \\ \vdots \\ Nó_n \end{matrix} \left( \begin{array}{cccc} 0 & & & \\ & 0 & & \\ & & 0 & \\ & & & 0 \end{array} \right) \quad (4.14)$$

- se  $N_I = N_F \rightarrow 0$
- se  $N_I$  não alcançar  $N_F \rightarrow \infty$

Onde:

$N_I [j]$  = nó inicial (montante);

$N_F [j]$  = nó final (jusante);

$Nó_n [j]$  = enésimo nó.

Segundo Campbell *et al.* (2016), o conduto principal é formado pelos trechos com altos valores de ASPV\* e menor frequência, enquanto os condutos secundários devem ter valores baixos de ASPV\* e altas frequências. Ainda de acordo com o estudo de Campbell *et al.* (2016), observou-se com essa análise que 80% dos trechos se enquadravam como conduto secundário, e, os 20% restantes, como conduto principal. Desta forma, foi adotado que 20% dos trechos com maiores valores de ASPV\* representam o conduto principal neste estudo.

#### **4.4 Controle de pressão através de válvulas redutora de pressão (VRP)**

Uma das maneiras de reduzir o excesso de pressão e operar o sistema, ao longo do dia, próximo à pressão mínima admissível ( $p_{min}$ ) se dá a partir do emprego de VRPs que, conforme discutido no capítulo 3.1.3, possibilitam uma gestão eficiente do sistema ao reduzir a pressão que chega a montante de seu ponto de instalação para níveis pré-determinados ao longo do dia à jusante.

A seleção otimizada das VRPs consiste então em determinar a pressão de saída – à jusante do ponto de instalação – para reduzir a pressão do sistema a níveis mínimos aceitáveis e, por consequência, reduzir os custos operacionais provenientes dos vazamentos da rede. Desta forma, para cada válvula existente no sistema serão  $t$  variáveis a serem otimizadas, correspondente a pressão de saída à cada hora, onde  $t$  é o tempo de operação a ser simulado. Após a simulação hidráulica, a função-custo representar o custo operacional do sistema, avaliada como a função objetivo ( $FO$ ) a ser minimizada e respeitando as restrições do sistema, conforme as Equações (4.9) e (4.10), discutidas no capítulo 4.2.2.

#### **4.5 Algoritmo de otimização – PSO**

Diversos pesquisadores por décadas vêm analisando o comportamento da natureza, por exemplo o processo evolutivo, interações de grandes grupos de animais (pássaros, peixes e mamíferos), entre outros, e, utilizando como inspiração no desenvolvimento de algoritmos de otimização. Bandos de pássaros tem o deslocamento facilitado, cardumes de peixes fornecem proteção à predadores, bandos de pinguins fornecem proteção contra o clima severo, entre outros. São essas respostas coletivas que produzem auto padrões de organização e benefícios que inspiram e se tornam as metáforas destes algoritmos (GOLDBARG, GOLDBARG e LUNA, 2016).

O algoritmo de otimização adotado nesse trabalho, *Particle Swarm Optimization* – PSO ou Otimização por Enxame de Partículas, foi criado em 1995 por três pesquisadores, o biólogo Frank Hepper, o psicólogo James Kenedy e o engenheiro eletricitista Russel Eberhart, com base em pesquisas anteriores de Reeves em 1983, Reynolds em 1987 e Hepper e Grenander em 1990, e consiste em mimetizar a resposta coletiva observada em bando ou revoadas de pássaros (GOLDBARG, GOLDBARG e LUNA, 2016, *apud* KENNEDY e EBERHART, 1995, p. 163). O Quadro 4.2 apresenta as analogias usadas para mimetizar o comportamento coletivo dos pássaros no algoritmo PSO.

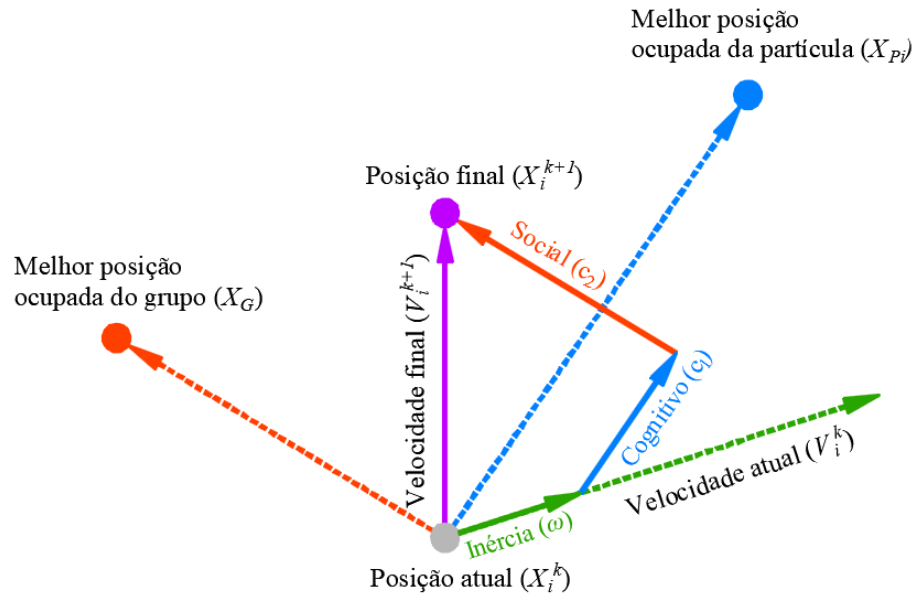
**Quadro 4.2:** Analogias na mimetização do PSO.

Inspiração	Algoritmo PSO
Pássaro	Partícula ou agente
Localização ou posição na nuvem	Coordenada no espaço que representa a solução do problema
Bando de pássaros	O conjunto dos agentes de busca
Aptidão	Medida da adequação de uma solução expressa por sua posição no espaço das soluções
Velocidade	Operador de busca
O voo do pássaro	Deslocamento da partícula
Local de pouso	Uma vizinhança atrativa
Opções de voo	Como as partículas compõem seus movimentos

Fonte: Adaptado de Goldberg, Goldberg e Luna (2016).

As posições que as partículas ocupam representam as possíveis soluções do problema (vetor com as variáveis do problema), e seu deslocamento se dá em busca da melhor posição dentro do grupo (valor mínimo da  $FO$ ). Basicamente, as partículas se movimentam livremente no espaço de busca de forma aleatória na primeira iteração e, a partir daí, sua trajetória passa a ser baseada na experiência própria e na experiência coletiva através de três componentes, sendo eles: inércia ( $\omega$ ) (tendência da partícula a seguir seu movimento), coeficiente cognitivo ou memória ( $c_1$ ) (melhor posição já ocupada) e coeficiente social ( $c_2$ ) (melhor posição do grupo). A Figura 4.3 e as Equações (4.15) e (4.16) elucidam o processo matemático de busca onde os coeficientes  $rand_1$  e  $rand_2$  representam uma distribuição uniformemente aleatória de valores  $\in [0,1]$  para atribuir aleatoriedade ao processo, com o objetivo de cobrir todo o espaço de busca e evitar a convergência em mínimos locais na busca da melhor posição.

Neste trabalho, foi adotado 1,1 para o valor do coeficiente de inércia ( $\omega$ ) e, 1,49 para o valor dos coeficientes cognitivo ( $c_1$ ) e social ( $c_2$ ), que são os valores definidos como padrão no *software* MATLAB®. Os critérios de parada, com um número de partículas adotado igual a 100, testado e comprovado para obter soluções otimizadas, foram: um número máximo de 1000 iterações ou variação da função objetivo igual ou inferior a  $10^{-10}$  durante 20 vezes seguidas.



**Figura 4.3:** Posição final de uma partícula.  
Fonte: Adaptado de Wang, Tan e LIU (2018).

$$V_i^{t+1} = \omega \cdot V_i^t + c_1 \cdot rand_1 \cdot \frac{(X_{p_i} - X_i^t)}{\Delta t} + c_2 \cdot rand_2 \cdot \frac{(X_g - X_i^t)}{\Delta t} \quad (4.15)$$

$$X_i^{t+1} = X_i^t + V_i^{t+1} \cdot \Delta t \quad (4.16)$$

Onde:

$V_i^{t+1}$  [R\$/s] = velocidade da partícula  $i$  no instante  $t+1$ ;

$\omega$  [ ] = coeficiente de inércia;

$V_i^t$  [R\$/s] = velocidade da partícula  $i$  no instante  $t$ ;

$c_1$  [ ] = coeficiente cognitivo;

$rand$  [ ] = variável uniformemente aleatória ( $\in [0,1]$ );

$X_{p_i}$  [R\$] = melhor posição da partícula  $i$ ;

$X_i^t$  [R\$] = posição da partícula  $i$  no instante  $t$ ;

$\Delta t$  [R\$] = passo de tempo;

$c_2$  [ ] = coeficiente social;

$X_g$  [R\$] = melhor posição do grupo;

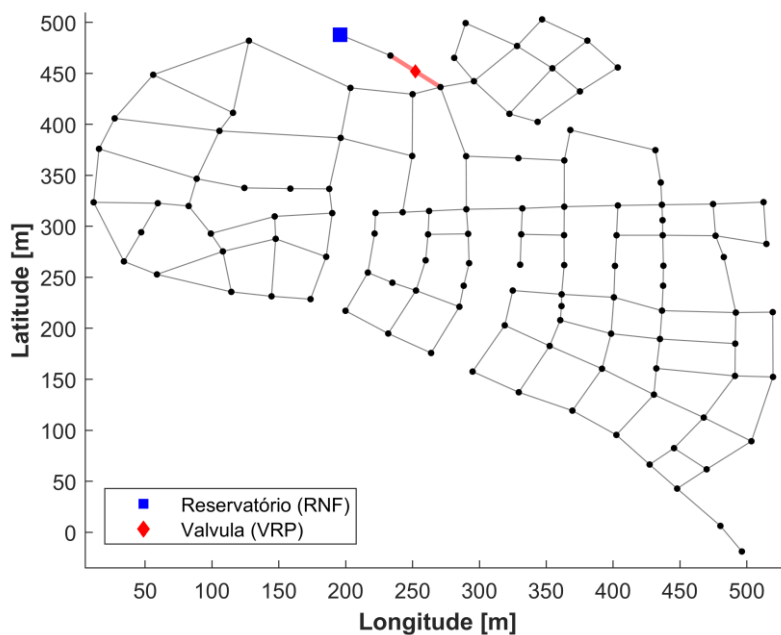
$X_i^{t+1}$  [R\$] = posição da partícula  $i$  no instante  $t+1$

## 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 5.1 Estudo de caso 1: benchmarking ZJ

O estudo de caso 1, Zhijiang – ZJ, trata-se de um modelo inspirado originalmente na rede de distribuição de água da cidade de Zhijiang, localizada na região oeste da província de Hubei na China, a qual faz parte do banco de dados de uma série de redes *benchmarking* do Comitê de Tarefas em Bancos de Dados de Pesquisa para Sistemas de Distribuição de Água da ASCE (HERNANDEZ, HOAGLAND, ORMSBEE, 2016).

A infraestrutura da rede ZJ, conforme ilustra a Figura 5.1, contempla 114 junções, 164 tubulações, com o abastecimento, para uma demanda diária de 110.870 m<sup>3</sup>, realizado através de um reservatório de nível fixo. Foi adicionada uma VRP imediatamente a jusante do reservatório à fim de controlar a pressão e comparar os resultados. A VRP inicialmente teve sua atuação desconsiderada, permanecendo aberta durante toda a simulação e, posteriormente, otimizada conforme item 5.1.4.



**Figura 5.1:** Rede ZJ adaptada.  
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Os coeficientes do emissor,  $C$  e  $NI$ , conforme Equação (3.4), foram ajustados na operação contínua de forma que o índice de vazamentos fosse da ordem de 20-40% ao volume total distribuído diariamente, correspondendo, comumente, ao observado na realidade brasileira. Os valores dos coeficientes  $NI$  e  $C$  foram de 0,5 e 0,65, respectivamente.

Apesar desta rede não contar com estações elevatórias, objeto de otimização e avaliação hidroenergética neste trabalho, sua escolha ocorreu para verificar exclusivamente a influência e sensibilidade do índice de vazamentos nos diversos níveis de operação intermitente.

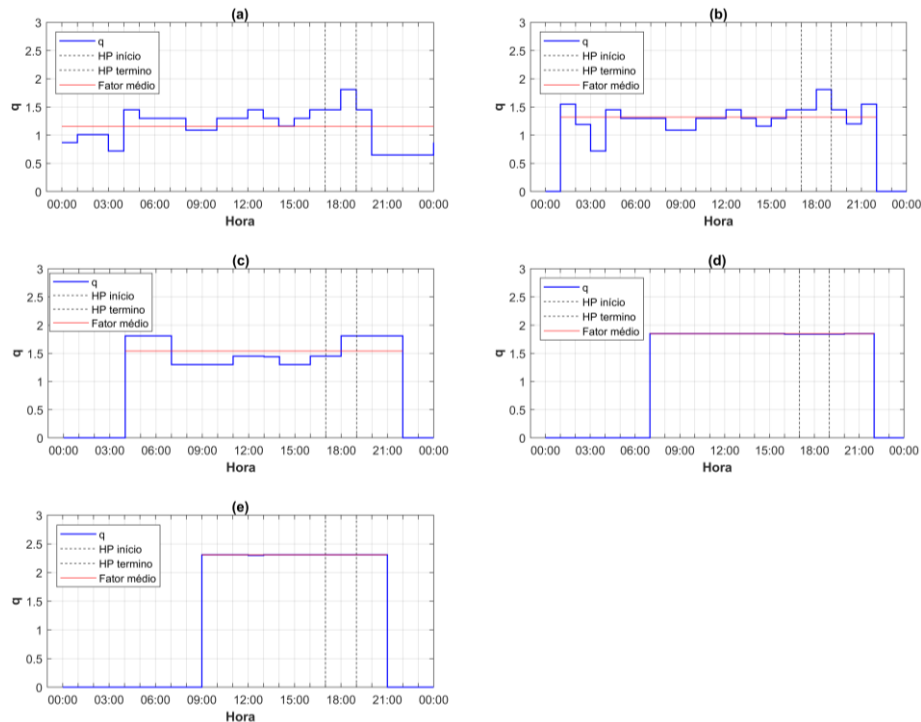
### 5.1.1 Curva de demanda

A curva de demanda para todas as diferentes condições de operação é apresentada conforme Figura 5.2 enquanto a Tabela 5.1 apresenta um resumo dos parâmetros da curva de consumo. Observa-se que o pico no fator de consumo,  $q$ , inicialmente de 1,81 para 24 horas chegou ao valor máximo de 2,31 para 12 horas, que alterou o fator médio, considerando apenas o número de horas de funcionamento, de 1,15 para 2,31, respectivamente. A operação intermitente aconteceu ao longo do dia sem pausas do suprimento ao longo do período de funcionamento ou durante o horário de pico (HP).

**Tabela 5.1:** Resumo da curva de demanda para rede ZJ.

Suprimento	$q$ máximo	$q$ médio	Intervalo de Funcionamento
24h	1,81	1,15	00:00 às 00:00
21h	1,81	1,32	01:00 às 22:00
18h	1,81	1,54	04:00 às 22:00
15h	1,85	1,85	07:00 às 22:00
12h	2,31	2,31	09:00 às 21:00

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).



**Figura 5.2:** Curva de demanda da rede ZJ para as diferentes horas de funcionamento: (a) 24h; (b) 21h; (c) 18h; (d) 15h; (e) 12h.

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).



### 5.1.2 Operação contínua versus intermitente

A Tabela 5.2 apresenta um resumo dos parâmetros hidráulicos para os níveis de operação estudados. Observa-se que o volume diário distribuído diminui à medida que o tempo de operação também diminui, devido à perda real reduzir 28.470 m<sup>3</sup>, ao sair de 47.206 m<sup>3</sup> (29,9%) em 24 horas para 18.736 m<sup>3</sup> (14,5%) em 15 horas de operação, proporcionando uma melhoria de 18,0% na distribuição diária. A redução da perda real e melhor eficiência na operação intermitente neste estudo de caso se deve à dois fatores: número menor de horas de funcionamento e pressão média menor. O primeiro fator, menor número de horas, proporciona perdas apenas no período de funcionamento e contribuição nula no restante do tempo, enquanto que, o segundo fator, pressão média menor, reduz o volume de vazamentos devido à proporcionalidade entre os dois parâmetros, conforme Equação (3.4).

**Tabela 5.2:** Parâmetros hidráulicos das operações.

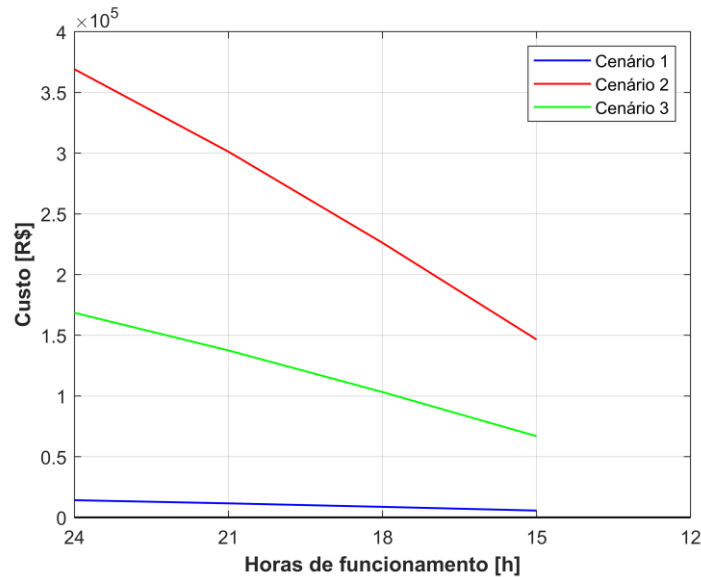
	24h	21h	18h	15h	12h
Pressão média [m]	55	48	37	22	4
Pressão mínima [m]	20	20	20	18	-1
Distribuição diária [m <sup>3</sup> ]	158.075	149.388	139.789	129.606	-
Eficiência [%]	-	5,5	11,6	18,0	-
Consumo diário [m <sup>3</sup> ]	110.870	110.870	110.870	110.870	-
Perda real [m <sup>3</sup> ]	47.206	38.518	28.919	18.736	-
Perda real [%]	29,9	25,8	20,7	14,5	-

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Apesar de bons resultados do ponto de vista econômico, o último nível de operação intermitente, 12 horas, apresentou pressões mínimas negativas, o que inviabiliza sua operação, uma vez que, não proporciona uma distribuição com equidade a todos os consumidores conectados à rede, além de agravar o risco de intrusão de patógenos no sistema. O resultado ocorre devido ao fator de consumo máximo,  $q$ , passar de 1,81 em 24 horas para 2,31 em 12 horas, elevando as velocidades e perdas de carga do sistema como consequência. Deve-se ainda ressaltar que este problema também pode ser observado nos casos anteriores, caso o valor de pico real seja superior ao teórico proposto, estabelecido conforme item 4.1, a. Uma maneira de contornar esse problema é através da substituição de tubulações principais do sistema a fim de reduzir uma parcela das perdas de carga excessivas e respeitar a pressão mínima admissível, conforme discutido no 5.1.3.

A Figura 5.3 apresenta os resultados dos custos operacionais para os respectivos cenários. Apesar do custo operacional, neste estudo de caso, ser formado apenas pela parcela de perdas na função objetivo ( $FO$ ) (Equação (4.9)), os resultados apresentados na Figura 5.3 demonstram

grande diferença do custo de operação entre os cenários devido à grande variabilidade da tarifa de produção de água,  $tp$ , o que reforça a sensibilidade e necessidade dos cenários que contemplem a variação da tarifa em condições mais complexas, por exemplo, sistemas dotados de estações elevatórias. Ressalta-se ainda que, os resultados obtidos neste item se referem à operação do sistema sem qualquer tipo de controle. O uso de VRPs como elemento de controle de pressão na rede é apresentado no item 5.1.4.



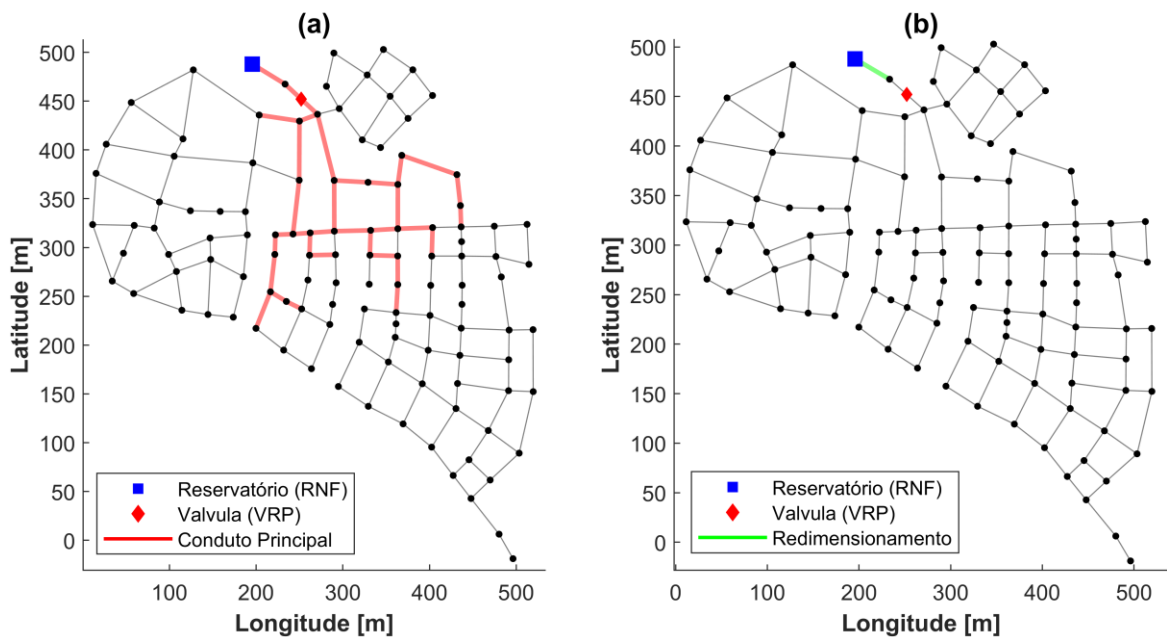
**Figura 5.3:** Resultados dos custos operacionais da rede ZJ.  
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

### 5.1.3 Redimensionamento da rede de distribuição em operação intermitente

Neste estudo de caso, o redimensionamento da rede de distribuição em operação intermitente é uma alternativa que visa garantir o atendimento à pressão mínima para que seja possível uma operação intermitente com um número menor de horas. O conjunto de tubulações que formam o conduto principal na rede ZJ é demonstrando conforme a Figura 5.4(a), e, seus respectivos trechos que passaram por redimensionamentos, na Figura 5.4(b). Observa-se que apenas a primeira tubulação, logo após o reservatório, precisou ser redimensionada. Antes, contava com um diâmetro de 700 mm que foi substituído para um diâmetro de 800 mm com um total de 2013,0 m implantados, conforme apresentado na Tabela 5.3.

A implantação dos 2013,0 m de diâmetro 800 mm deve-se à excessiva velocidade no trecho, e, por consequência, elevada perda de carga. A Figura 5.5(c) demonstra que apesar do aumento de diâmetro do respectivo trecho, a velocidade ainda é excessivamente alta, de aproximadamente 6,0 m/s. Segundo a NBR 12218 (ABNT, 2017b), norma que disserta sobre

projetos de rede de distribuição de água para abastecimento público, a velocidade máxima deve corresponder a uma perda de carga de até 10 m/km, o que, neste caso, considerando um coeficiente Hazen-Williams de 130, equivale a uma velocidade por volta de 2,20 m/s. A versão anterior, NBR 12218 (ABNT, 1994) de 1994, fixava a velocidade máxima de 3,5 m/s, um pouco menos restritiva, mas ainda, muito inferior à observada. Velocidades superiores aos limites observados demandam atenção, além de aumentar o desgaste das tubulações e acessórios devido ao atrito da alta velocidade, proporcionar ruídos desagradáveis e serem mais suscetíveis à oscilações de pressões maiores no escoamento transitório, conforme discutido no item 3.2. Apesar disso, observa-se na Figura 5.5(a) e (b) que a velocidade do trecho se trata de um problema da infraestrutura, visto que, para a condição de operação contínua (24h) e intermitente (15h), respectivamente, a velocidade é superior aos 6,0 m/s, ou seja, atenção na operação e/ou intervenções para corrigir este problema devem ser consideradas em qualquer nível de operação.

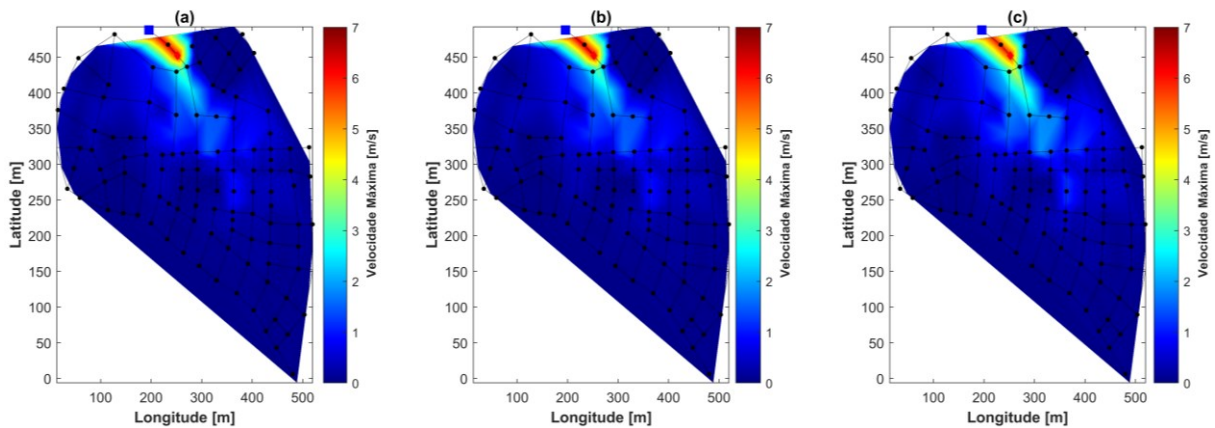


**Figura 5.4:** Redimensionamento da rede ZJ: (a) conduto principal; (b) redimensionamento.  
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

**Tabela 5.3 – Implantação na rede ZJ por diâmetro e extensão.**

Implantação	
DN [mm]	Extensão [m]
800	2013,0
<b>Total</b>	<b>2013,0</b>

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).



**Figura 5.5:** Velocidade máxima observada na rede ZJ: (a) operação contínua; (b) intermitente (15h); (c) intermitente redimensionado (12h).

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Para os parâmetros hidráulicos, conforme Tabela 5.4, a operação intermitente com 12h de funcionamento apresentou uma perda real de 14,1%, resultando em uma eficiência de 18,3% frente à operação contínua e de apenas 0,3 pontos percentuais melhor em relação à operação intermitente com 15h de funcionamento. A diminuição na perda real não foi expressiva com a diminuição do número de horas de funcionamento de 15h para 12h no regime intermitente, devido ao aumento da pressão média, uma vez que, para 15h, o primeiro trecho, com velocidade acima de 6,0 m/s, funcionou como regulador da pressão no sistema, proporcionando uma pressão média de 22 m, enquanto que, para 12h, com o redimensionamento do trecho em questão, e, com isso, uma leve diminuição na velocidade, a pressão média foi de 33 m. Neste caso a implantação de uma VRP poderia contribuir ainda mais na redução de vazamentos, mas este cenário não foi contemplado no item 5.1.4. Apesar disso, ressalta-se novamente que, o papel desempenhado pelo trecho em controlar a pressão média, devido à excessiva velocidade e perda de carga, é preocupante do ponto de vista da segurança física do sistema, sendo função de uma VRP.

**Tabela 5.4:** Parâmetros hidráulicos comparativos para redimensionamento da rede ZJ.

	24h	15h	12h red.
Pressão média [m]	55	22	33
Distribuição diária [m <sup>3</sup> ]	158.075	129.606	129.103
Eficiência [%]	-	18,0	18,3
Consumo diário [m <sup>3</sup> ]	110.870	110.870	110.870
Perda real [m <sup>3</sup> ]	47.206	18.736	18.233
Perda real [%]	29,9	14,5	14,1

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

As parcelas da função-custo, conforme Tabela 5.5, demonstram novamente a sensibilidade e necessidade de avaliar cenários que contemplem a variação da tarifa de produção de água,  $tp$ ,

uma vez que, o custo de implantação de 4,9 milhões de reais foram mais representativos no cenário 1, em que o custo de perdas é menor, resultando em uma eficiência de 49,6% em relação a operação contínua e 10,7 pontos percentuais menor que a operação intermitente de 15h. Nos cenários 2 e 3, em que a tarifa de produção é maior, o custo de implantação foi menos representativo, resultando em uma eficiência de 60,9% e 60,4%, respectivamente, ligeiramente superior aos 60,3% observado para os mesmos cenários com a operação de 15h.

**Tabela 5.5:** Parcelas da função-custo comparativos para redimensionamento da rede ZJ: (a) Cenário 1; (b) Cenário 2; (c) Cenário 3.

		Cenário 1		
		24h	15h	12h red.
<b>(a)</b>	Custo de perda diário [R\$]	14.162	5.621	5.470
	Custo operacional total [R\$]	41.637.386	16.526.337	16.082.104
	Custo de implantação [R\$]	0	0	4.908.823
	Custo total [R\$]	41.637.386	16.526.337	20.990.927
	Eficiência [%]	-	60,3	49,6
		Cenário 2		
		24h	15h	12h red.
<b>(b)</b>	Custo de perda diário [R\$]	369.148	146.519	142.580
	Custo operacional total [R\$]	1.085.347.857	430.786.515	419.206.834
	Custo de implantação [R\$]	0	0	4.908.823
	Custo total [R\$]	1.085.347.857	430.786.515	424.115.657
	Eficiência [%]	-	60,3	60,9
		Cenário 3		
		24h	15h	12h red.
<b>(c)</b>	Custo de perda diário [R\$]	168.524	66.889	65.091
	Custo operacional total [R\$]	495.484.891	196.663.409	191.377.033
	Custo de implantação [R\$]	0	0	4.908.823
	Custo total [R\$]	495.484.891	196.663.409	196.285.856
	Eficiência [%]	-	60,3	60,4

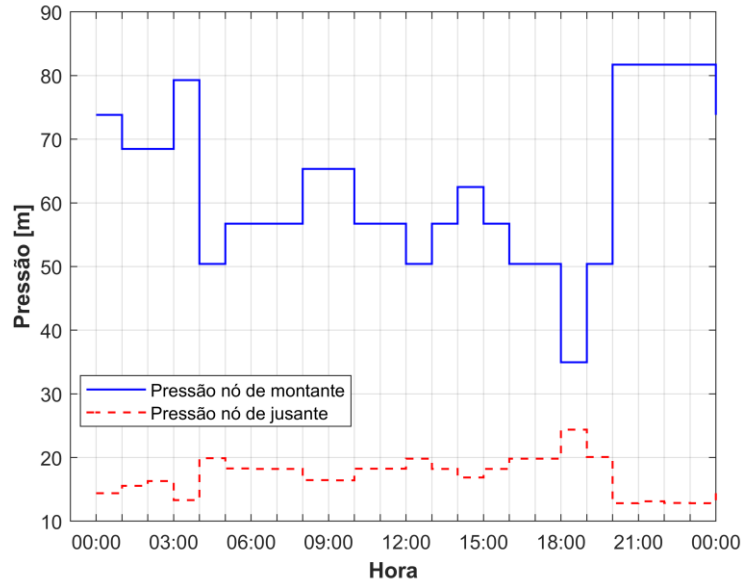
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

#### 5.1.4 Controle de pressão através de válvulas redutoras de pressão (VRP)

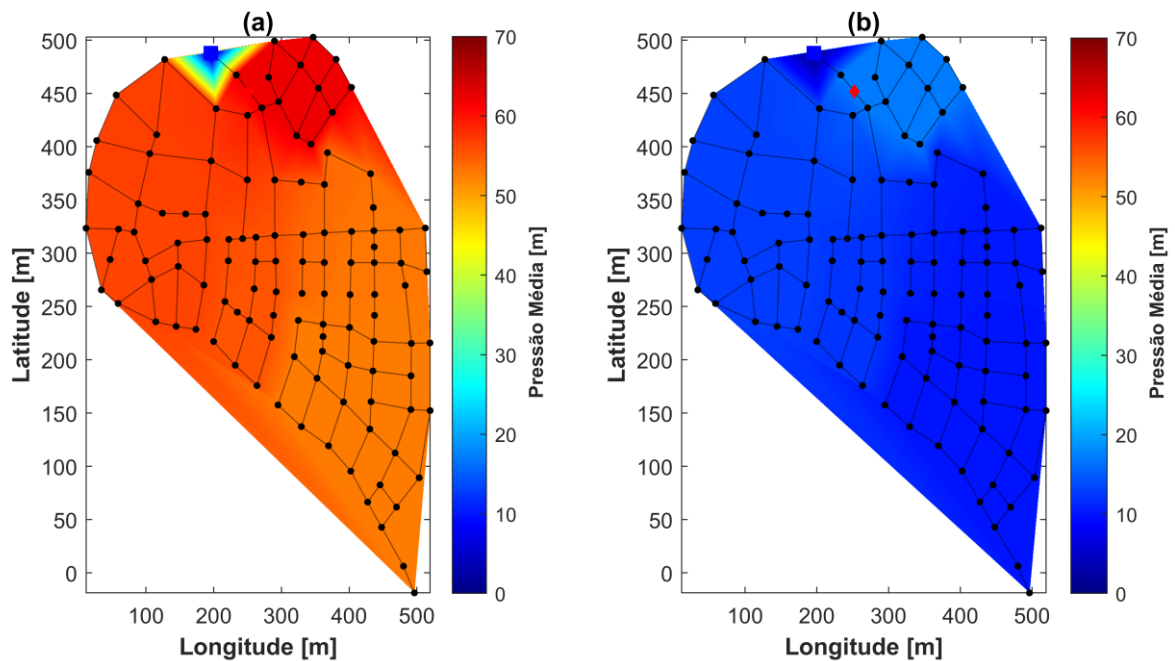
A Figura 5.6 apresenta o controle operacional da VRP na operação contínua e a Figura 5.7 demonstra a pressão média observada no sistema sem e com o controle de pressão através da VRP. A Tabela 5.6 apresenta um resumo dos parâmetros hidráulicos enquanto a Tabela 5.7 um resumo dos parâmetros financeiros, ambos para os resultados obtidos nos diferentes cenários tarifários e operacionais estudados.

Conforme a Figura 5.6, a pressão à montante da válvula chegou a superar 80 m (de 21:00 até 00:00 horas), mas não ultrapassou os 25 m em nenhum momento, proporcionando uma

efetividade no controle de pressão pela VRP, uma vez que, a pressão média máxima, antes acima de 60 m (Figura 5.7(a)), não ultrapassou 20 m (Figura 5.7(b)).



**Figura 5.6:** Controle operacional da VRP na rede ZJ.  
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).



**Figura 5.7:** Controle operacional da pressão média da rede ZJ na operação contínua: a) Operação contínua sem VRP; b) Operação contínua otimizada com VRP.  
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

De acordo com a Tabela 5.6, o volume diário distribuído diminuiu 25.095 m<sup>3</sup> devido a perda real reduzir de 47.206 m<sup>3</sup> (29,9%) com operação contínua sem controle de pressão para

22.108 m<sup>3</sup> (16,6%) com a operação contínua com controle de pressão através da VRP, proporcionando uma redução de 15,9% no volume de água produzido diariamente. A melhoria de 15,9% deve-se à efetividade no controle de pressão proporcionado pela VRP, que, além de manter a pressão média máxima inferior à 17 m, conforme observado na Figura 5.7(b), teve a pressão média reduzida de 55 m para 12 m, conforme Tabela 5.6. Apesar da melhoria de 15,9% observada para a operação contínua com o controle de pressão através da VRP, a operação intermitente, com 15 horas de funcionamento, ainda permaneceu como a operação mais eficiente, com o volume diário distribuído menor em 3.374 m<sup>3</sup>, ou aproximadamente 2,5%.

O custo operacional diário, conforme Tabela 5.7, representa apenas a parcela de perdas na função objetivo (*FO*) (Equação (4.9)) e, a diferença do valor entre os cenários, reflete apenas a diferença entre a tarifa de produção, *tp*, visto que o volume distribuído é o mesmo nas mesmas condições de controle e horas de funcionamento. Observa-se que, houve uma eficiência no custo operacional diário de 53,2% para a operação contínua com controle de pressão e de 60,3% para operação intermitente quando comparados com a operação contínua, respectivamente. Apesar da distribuição diária na operação intermitente ser apenas 2,5% menor que na operação contínua com controle de pressão, o valor representou 7,1% a mais na eficiência do custo operacional.

**Tabela 5.6:** Parâmetros hidráulicos comparativos para controle de pressão com VRP da rede ZJ.

	24h	24h VRP	15h
Pressão média [m]	55	12	22
Distribuição diária [m <sup>3</sup> ]	158.075	132.980	129.606
Eficiência [%]	-	15,9	18,0
Consumo diário [m <sup>3</sup> ]	110.870	110.870	110.870
Perda real [m <sup>3</sup> ]	47.206	22.108	18.736
Perda real [%]	29,9	16,6	14,5

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

**Tabela 5.7:** Custo operacional comparativo para controle de pressão com VRP da rede ZJ.

	Cenário 1			Cenário 2			Cenário 3		
	24h	24h VRPs	15h	24h	24h VRPs	15h	24h	24h VRPs	15h
Custo operacional [R\$]	14.162	6.632	5.621	369.151	172.885	146.516	168.525	78.926	66.888
Eficiência [%]	-	53,2	60,3	-	53,2	60,3	-	53,2	60,3

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Apesar da eficiência, cabe ressaltar os aspectos positivos e negativos de ambas as soluções. Na operação contínua com o controle de pressão existe a proteção contra a intrusão de patógenos no sistema devido à pressão sempre positiva ao longo dia e uma redução – ainda que menor que a observada na operação intermitente – considerável na perda real. Entretanto, demanda-se o

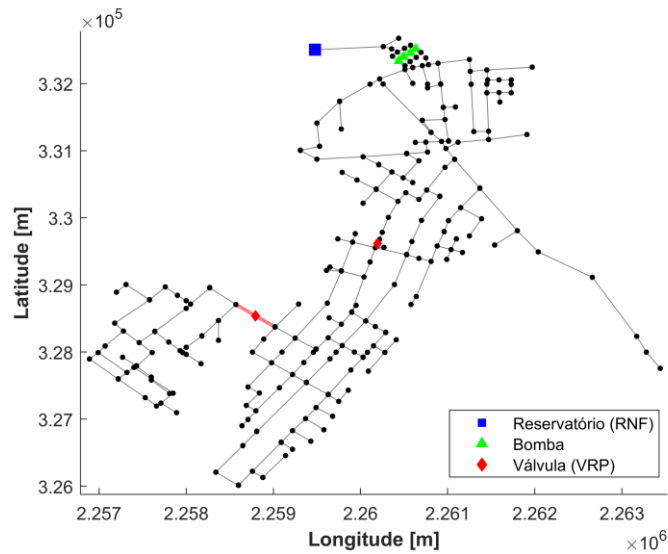
custo com a implantação da VRP além de um controle operacional rigoroso na operação da mesma, que, em sistemas precários de mão de obra e/ou investimentos, pode não existir. Já para o sistema intermitente, é dispensável qualquer custo de implantação e rigoroso controle operacional durante a distribuição, além do menor volume de distribuição diário favorecer sistemas com recursos hídricos limitados. Entretanto, demanda-se precauções à possíveis pontos de decaimento da qualidade de água, como também, cuidado à manobras no sistema, principalmente durante o enchimento das tubulações, para não ocasionar oscilações de pressões (transientes hidráulicos) superiores à classe de pressão da infraestrutura.

## **5.2 Estudo de caso 2: benchmarking OBCL-1**

O estudo de caso 2 trata-se da rede Oberlin (OBCL-1), inspirado, originalmente, em uma parte da rede de distribuição de água que abastece o bairro Oberlin, localizado na cidade de Harrisburg, Pensilvânia, nordeste dos Estados Unidos, a qual também faz parte do banco de dados de uma série de redes *benchmarking* do Comitê de Tarefas em Bancos de Dados de Pesquisa para Sistemas de Distribuição de Água da ASCE (HERNANDEZ, HOAGLAND, ORMSBEE, 2016).

A infraestrutura da rede OBCL-1, conforme Figura 5.8, contempla 269 junções, 294 tubulações, duas VRPs com o abastecimento, para uma demanda diária de 14.270 m<sup>3</sup>, realizado através de um reservatório de nível fixo (RNF) e uma estação elevatória imediatamente a jusante. Originalmente, a estação elevatória era dotada de apenas uma bomba, onde, neste trabalho, optou-se em adicionar outras três para que bombas com diferentes pontos de operação pudessem ser selecionadas e operadas durante diferentes períodos do dia, a fim de proporcionar maior flexibilidade ao sistema. Houve também a inserção de uma VRP, localizada mais ao sul da infraestrutura, além da existente na posição central, que tiveram sua atuação desconsiderada, permanecendo aberta durante toda a simulação, e, posteriormente, tiveram sua operação otimizada conforme item 5.2.4.





**Figura 5.8:** Rede OBCL-1 adaptada.  
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Os coeficientes do emissor,  $C$  e  $NI$ , conforme Equação (3.4), foram ajustados na operação contínua de forma que o índice de vazamentos fosse da ordem de 20-40% ao volume total distribuído diariamente, correspondendo, comumente, ao observado na realidade brasileira. O coeficiente  $NI$  foi fixo de 0,5, enquanto o valor de  $C$  foi inicialmente de 0,030 e depois alterado para 0,015, com objetivo de avaliar o impacto de diferentes níveis de perda real existente na operação contínua sobre a viabilidade na operação intermitente.

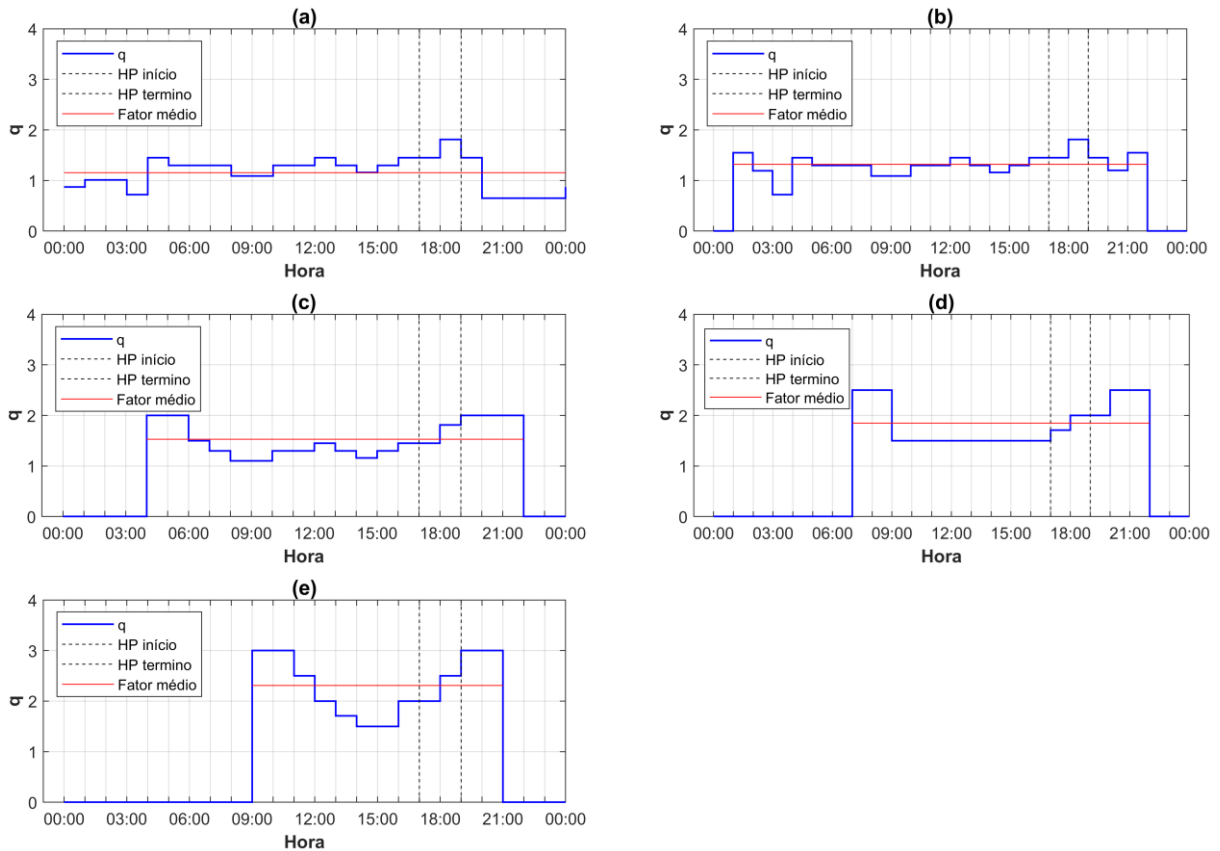
### 5.2.1 Curva de demanda

A curva de demanda para todas as diferentes condições de operação é apresentada conforme Figura 5.9 enquanto a Tabela 5.8 apresenta um resumo dos parâmetros da curva de consumo. Observa-se que o pico no fator de consumo,  $q$ , inicialmente de 1,81 para 24 horas chegou ao valor máximo de 3,00 para 12 horas, que alterou o fator médio, considerando apenas o número de horas de funcionamento, de 1,15 para 2,31, respectivamente. A operação intermitente aconteceu ao longo do dia sem pausas do suprimento ao longo do período de funcionamento ou durante o horário de pico (HP).

**Tabela 5.8:** Resumo da curva de demanda para rede OBCL-1.

Suprimento	$q$ máximo	$q$ médio	Intervalo de Funcionamento
24h	1,81	1,15	00:00 às 00:00
21h	1,81	1,32	01:00 às 22:00
18h	2,00	1,54	04:00 às 22:00
15h	2,50	1,85	07:00 às 22:00
12h	3,00	2,31	09:00 às 21:00

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).



**Figura 5.9:** Curva de demanda da rede OBCL-1 para as diferentes horas de funcionamento: (a) 24h; (b) 21h; (c) 18h; (d) 15h; (e) 12h.  
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

## 5.2.2 Operação contínua *versus* intermitente

A Tabela 5.9 apresenta o ponto de operação das bombas selecionadas para cada caso ( $Q_{BEP}$  e  $H_{BEP}$ ) enquanto as Figura 5.10, 5.11 e 5.12 apresentam, respectivamente, os valores de potência ao longo do dia para os cenários 1, 2 e 3, obtidos como solução otimizada para as bombas do estudo de caso.

Os resultados das figuras (Figura 5.10, 5.11 e 5.12) demonstram com maior frequência que, na operação do sistema, o abastecimento foi realizado apenas por um único conjunto motobomba. A frequência observada é atribuída a conjuntos de maior potência, ou seja, maior vazão e altura manométrica, apresentarem também um maior rendimento. Já o ponto de operação, formado pelo par  $Q_{BEP}$  e  $H_{BEP}$ , foram diferentes entre si devido à alteração do número de horas de funcionamento, valores de tarifas, como também, pela aleatoriedade intrínseca do algoritmo de otimização. O cenário 2 apresentou, em relação aos demais cenários, valores de altura manométrica,  $H_{BEP}$ , em grande parte menor, e, valores de potências superiores, devido a parcela de custo referente a vazamentos, na função objetivo ( $FO$ ), ter sido sensibilizado, em relação às

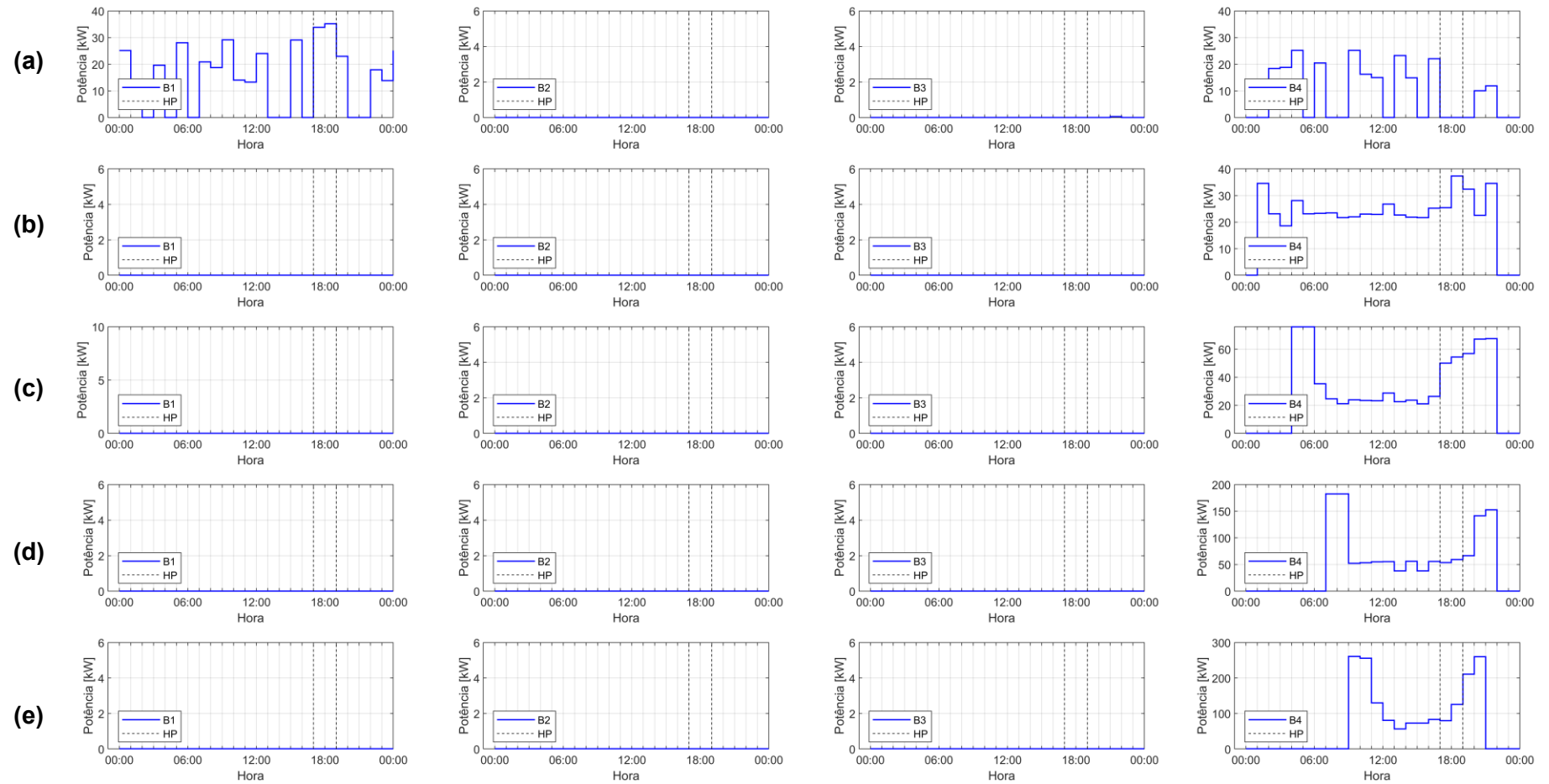
demais, em consequência do valor da tarifa de produção de água,  $tp$ , ser o valor extremo superior (7,82 R\$/m<sup>3</sup>), priorizando pressões menores ao longo do dia, e, possibilitando valores mais flexíveis (maiores) para a potência das bombas.

**Tabela 5.9: Vazão ( $Q_{BEP}$ ) e altura manométrica ( $H_{BEP}$ ) no ponto de máximo rendimento.**

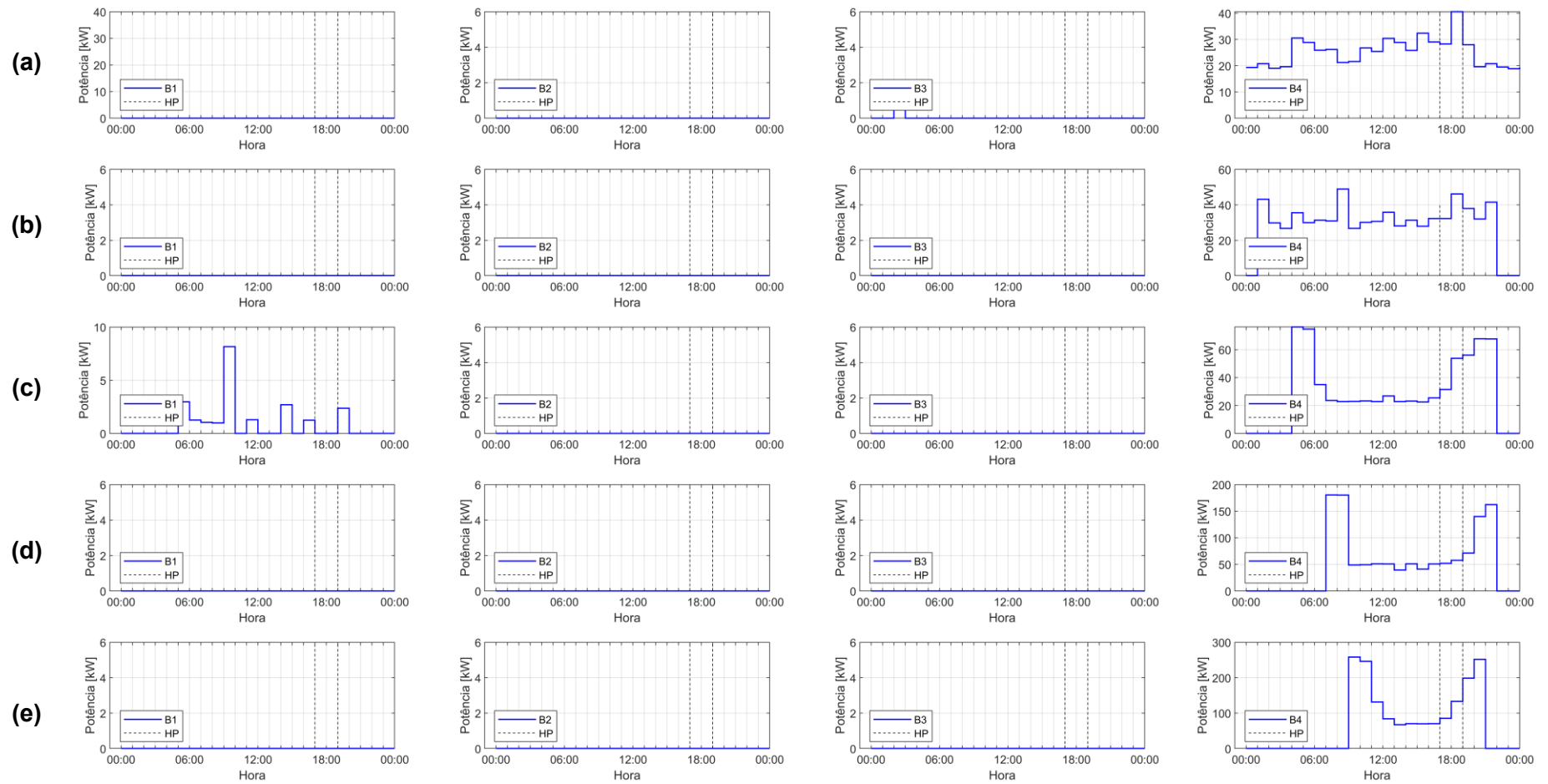
	Bomba B1		Bomba B2		Bomba B3		Bomba B4		
	$Q_{BEP}$ [L/s]	$H_{BEP}$ [m]	$Q_{BEP}$ [L/s]	$H_{BEP}$ [m]	$Q_{BEP}$ [L/s]	$H_{BEP}$ [m]	$Q_{BEP}$ [L/s]	$H_{BEP}$ [m]	
Cenário 1	24h	293	36	-	-	25	13	252	39
	21h	-	-	-	-	-	-	380	61
	18h	-	-	-	-	-	-	391	57
	15h	-	-	-	-	-	-	407	152
	12h	-	-	-	-	-	-	459	173
Cenário 2	24h	-	-	-	-	10	13	461	41
	21h	-	-	-	-	-	-	566	48
	18h	10	67	-	-	-	-	396	61
	15h	-	-	-	-	-	-	458	118
	12h	-	-	-	-	-	-	502	145
Cenário 3	24h	468	20	10	17	-	-	326	39
	21h	-	-	-	-	-	-	333	47
	18h	42	57	-	-	-	-	428	68
	15h	-	-	-	-	-	-	435	120
	12h	-	-	-	-	-	-	453	174

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

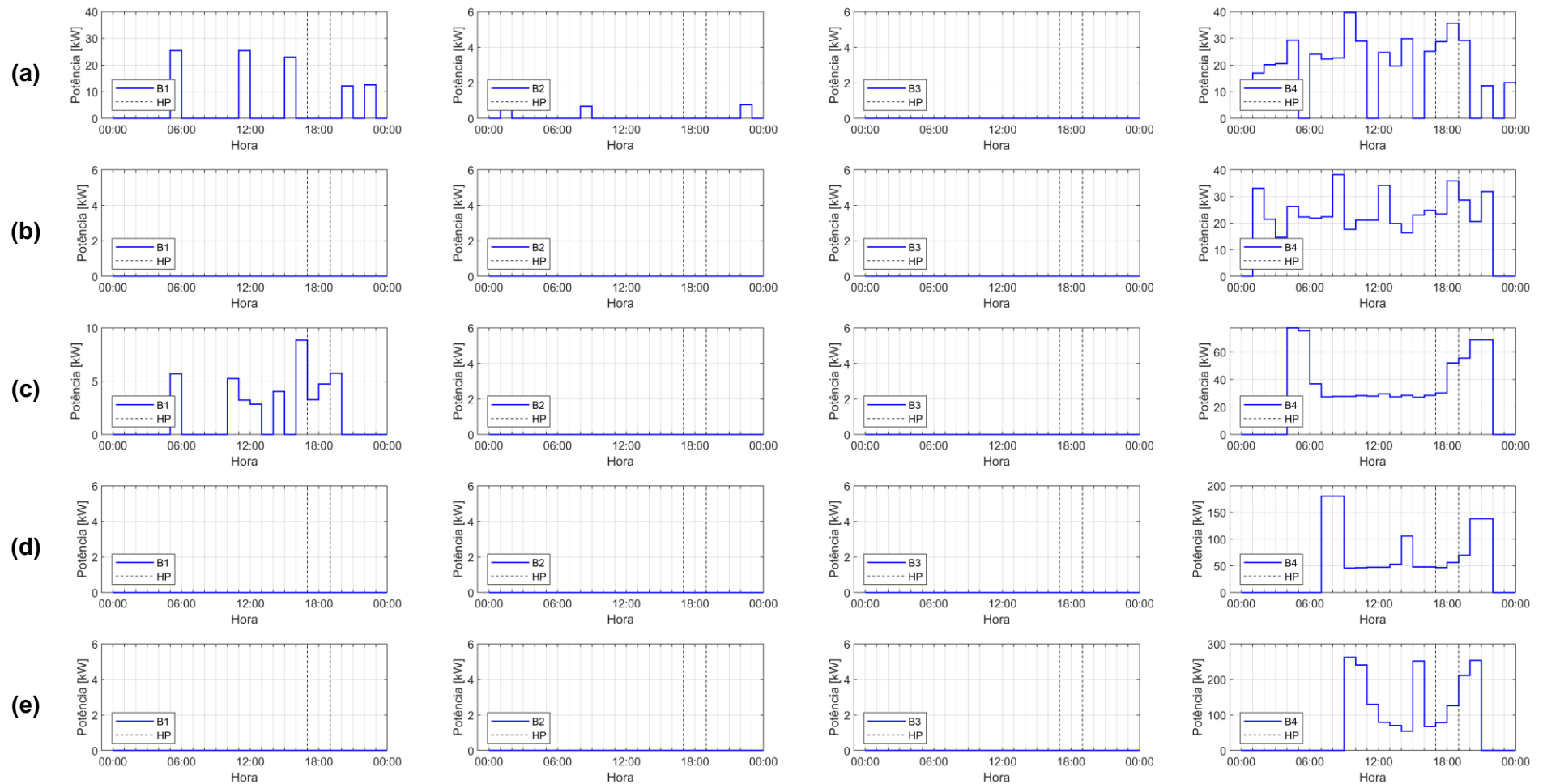
As Tabela 5.10 e 5.11 apresentam um resumo dos parâmetros energéticos e hidráulicos da solução otimizada para os respectivos cenários. Observa-se um aumento, tanto da demanda de potência (kW) como do consumo energético (kWh), à medida que o número de horas de funcionamento diminui, o que proporcionou também um aumento do consumo total diário de energia, passando de 600 kWh/dia com a operação contínua para até 1.800 kWh/dia com a operação intermitente de 12 horas, aproximadamente. Em contrapartida, o volume distribuído diariamente reduziu aproximadamente em 3.000 m<sup>3</sup>, de 20.000 m<sup>3</sup> com a operação contínua para 17.000 m<sup>3</sup> com a operação intermitente de 12 horas, valor referente à redução da perda real, uma vez que o consumo diário permanece constante, premissa adotada conforme item 4.1. Já os valores de pressão média diária foram menores com a operação intermitente de 21 horas e 18 horas, mas bem próximos aos demais, devido ao PSO otimizar o ponto de operação dos conjuntos motobombas de forma a retornar pressões à níveis mínimos aceitáveis e, por consequência, reduzir a parcela de custo energético na função objetivo ( $FO$ ). Por fim, os parâmetros energéticos e hidráulicos apresentados são transformados para a função-custo conforme a função objetivo ( $FO$ ), de forma a visualizar o custo operacional diário.



**Figura 5.10:** Curva de potência para as diferentes condições operacionais do cenário 1:  
a) 24h; b) 21h; c) 18h; d) 15h; e) 12h.  
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).



**Figura 5.11:** Curva de potência para as diferentes condições operacionais do cenário 2:  
 a) 24h; b) 21h; c) 18h; d) 15h; e) 12h.  
 Fonte: Elaborado pelo autor (2021).



**Figura 5.12:** Curva de potência para as diferentes condições operacionais do cenário 3:  
a) 24h; b) 21h; c) 18h; d) 15h; e) 12h.  
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

**Tabela 5.10:** Parâmetros energéticos da operação:  
a) Cenário 1; b) Cenário 2; c) Cenário 3.

		24h	21h	18h	15h	12h
<b>(a)</b>	Demanda-HP [kW]	35	37	57	67	211
	Consumo-HP [kWh]	92	95	161	180	416
	Demanda-HFP [kW]	54	35	76	182	261
	Consumo-HFP [kWh]	489	439	561	1.063	1.272
	Consumo total [kWh/dia]	581	535	722	1.243	1.689
		24h	21h	18h	15h	12h
<b>(b)</b>	Demanda-HP [kW]	41	46	58	71	199
	Consumo-HP [kWh]	97	116	144	181	417
	Demanda-HFP [kW]	33	49	84	180	258
	Consumo-HFP [kWh]	512	593	577	1.046	1.250
	Consumo total [kWh/dia]	608	710	721	1.227	1.668
		24h	21h	18h	15h	12h
<b>(c)</b>	Demanda-HP [kW]	36	36	61	70	211
	Consumo-HP [kWh]	94	88	151	173	416
	Demanda-HFP [kW]	66	38	86	180	262
	Consumo-HFP [kWh]	463	430	636	1.080	1.410
	Consumo total [kWh/dia]	556	518	788	1.253	1.825

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

**Tabela 5.11:** Parâmetros hidráulicos da operação:  
a) Cenário 1; b) Cenário 2; c) Cenário 3.

		24h	21h	18h	15h	12h
<b>(a)</b>	Pressão média [m]	82	76	76	84	85
	Distribuição diária [m <sup>3</sup> ]	20.171	19.214	18.532	18.063	17.346
	Consumo diário [m <sup>3</sup> ]	14.270	14.270	14.270	14.270	14.270
	Perda real [m <sup>3</sup> ]	5.900	4.944	4.262	3.793	3.076
	Perda real [%]	29,3	25,7	23,0	21,0	17,7
		24h	21h	18h	15h	12h
<b>(b)</b>	Pressão média [m]	80	76	75	82	84
	Distribuição diária [m <sup>3</sup> ]	20.068	19.210	18.500	17.999	17.329
	Consumo diário [m <sup>3</sup> ]	14.270	14.270	14.270	14.270	14.270
	Perda real [m <sup>3</sup> ]	5.798	4.940	4.230	3.729	3.059
	Perda real [%]	28,9	25,7	22,9	20,7	17,7
		24h	21h	18h	15h	12h
<b>(c)</b>	Pressão média [m]	81	76	76	81	81
	Distribuição diária [m <sup>3</sup> ]	20.108	19.214	18.543	17.998	17.203
	Consumo diário [m <sup>3</sup> ]	14.270	14.270	14.270	14.270	14.270
	Perda real [m <sup>3</sup> ]	5.837	4.943	4.273	3.728	2.933
	Perda real [%]	29,0	25,7	23,0	20,7	17,1

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

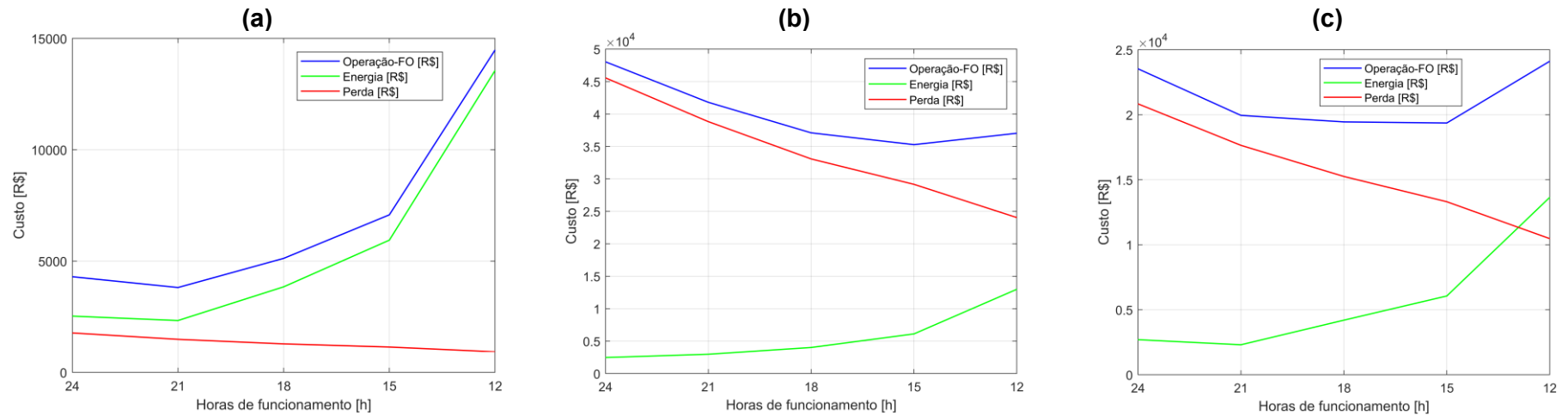
A Figura 5.13 apresenta os custos operacionais para os respectivos cenários, enquanto a Figura 5.14 compara o desempenho dos diversos níveis de operação intermitente em relação à operação contínua. Por fim, a Tabela 5.12 compara o custo da operação contínua com o melhor nível operacional intermitente para cada cenário tarifário.

É notada uma redução do custo total de operação – soma do custo energético e de perda – com o funcionamento intermitente para todos os 3 cenários. Para o cenário 1 a redução do custo operacional intermitente em relação ao contínuo só aconteceu em um único nível, de 24 horas para 21 horas, enquanto nos cenários 2 e 3 esta redução não foi observada apenas na operação de 12 horas no cenário 3. A eficiência da operação intermitente, em relação a operação contínua, para os cenários 2 e 3, deve-se ao valor da tarifa de produção de água,  $tp$ , passar de 0,3 R\$/m<sup>3</sup> para, respectivamente, 7,82 R\$/m<sup>3</sup> e 3,57 R\$/m<sup>3</sup>, proporcionando uma sensibilidade maior, na função objetivo ( $FO$ ), à parcela de custo referente ao volume perdido em relação à energia, o que evidencia a relevância da tarifa de produção no custo de operação do sistema. O menor custo de operação foi alcançado com a operação intermitente de 21 horas, para o cenário 1, e, de 15 horas, para os cenários 2 e 3. Em comparação com a operação contínua a eficiência foi de 11,3%, 26,6% e 17,7%, respectivamente.

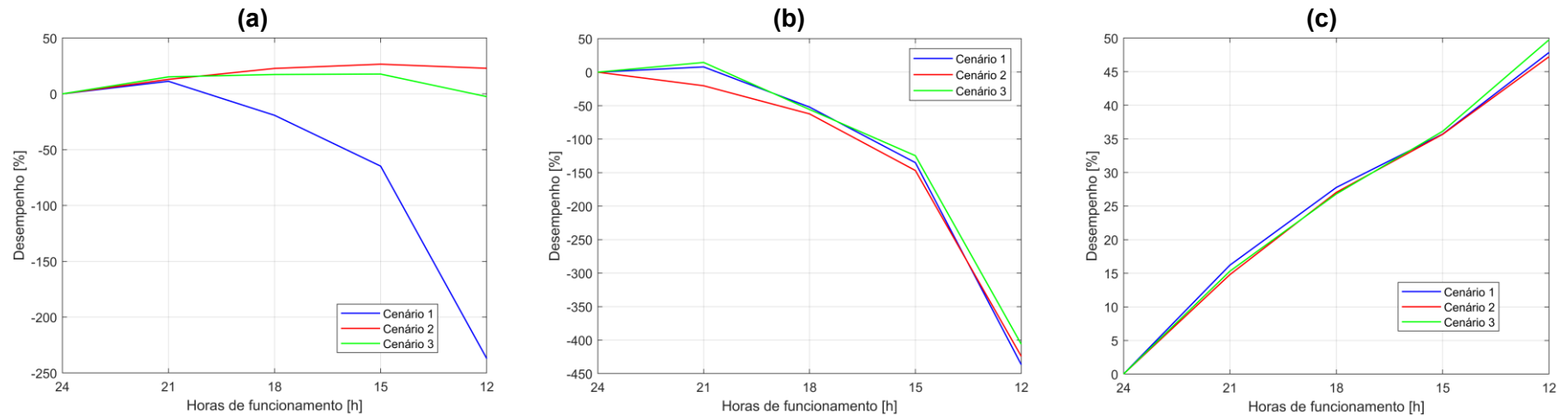
O custo energético para a operação intermitente, em relação a operação contínua, apresentou ineficiência considerável, superior à -400% com 12 horas de operação. Entretanto, na operação de 21 horas dos cenários 1 e 3, houve uma eficiência de 7,8 % e 14,5 %, respectivamente, o que se deve à redução do índice de perdas de 29,0%, para 25,7%, proporcionando uma redução do volume bombeado sem um significativo aumento nas perdas de carga devido à manutenção do consumo diário mas em um período de tempo menor. Em todos os outros casos, mesmo com uma redução do índice de perdas de aproximadamente 29,0 % para 17,0%, redução de 3.000 m<sup>3</sup> diário, a necessidade de se recalcar o mesmo volume diário eleva progressivamente as velocidades de escoamento à medida que o período de funcionamento diminui, resultando em perdas de cargas excessivas no sistema. Uma maneira de contornar esse problema e, contribuir economicamente para a operação intermitente, é através da substituição de tubulações principais do sistema a fim de reduzir uma parcela das perdas de carga excessivas, conforme será apresentado no item 5.2.3.

Por fim, as perdas demonstram proporções lineares de redução à medida que o período de funcionamento diminui, semelhante para todos os cenários estudados. A redução deve-se à contribuição contínua nas perdas por vazamento na operação contínua, enquanto o funcionamento intermitente pausa sua operação por um determinado período que, por consequência, proporcionam perdas em um período de funcionamento menor e nula no restante do tempo.





**Figura 5.13:** Resultados custos operacionais: a) Cenário 1; b) Cenário 2; c) Cenário 3.  
 Fonte: Elaborado pelo autor (2021).



**Figura 5.14:** Desempenho em relação à operação contínua para cada cenário de estudo: a) Custo operacional; b) Custo de energia; c) Perdas.

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

**Tabela 5.12: Resumo da operação contínua versus intermitente.**

	Cenário 1		Cenário 2		Cenário 3	
	24h	21h	24h	15h	24h	15h
Custo energético [R\$]	2.526,3	2.328,3	2.477,8	6.115,8	2.695,7	6.057,9
Custo de perda [R\$]	1.770,1	1.483,1	45.572,1	29.163,3	20.839,8	13.309,4
Custo operacional [R\$]	4.296,4	3.811,4	48.049,8	35.279,1	23.535,5	19.367,3
Eficiência [%]	-	11,3	-	26,6	-	17,7

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Os resultados apresentados demonstraram eficiência à diversos níveis de operação intermitente quando comparados com a operação contínua. Entretanto, o valor de  $C$  da Equação (3.4), adotado em 0,030, representa uma perda real de aproximadamente 30% na operação contínua, ou seja, não se trata de um valor extremo. Desta forma, a operação contínua e o melhor nível de operação intermitente para cada cenário foram simulados novamente, com um valor de 0,015 para  $C$ , de maneira à verificar se em sistemas com níveis mínimos de perda real, a operação intermitente ainda é viável. Os novos resultados são apresentados, de forma resumida, na Tabela 5.13 e discutidos a seguir.

**Tabela 5.13: Resumo da operação contínua versus intermitente: perda real mínima.**

	Cenário 1		Cenário 2		Cenário 3	
	24h	21h	24h	15h	24h	15h
Distribuição diária [m <sup>3</sup> ]	17.198	16.793	17.217	16.193	17.213	16.154
Consumo diário [m <sup>3</sup> ]	14.270	14.270	14.270	14.270	14.270	14.270
Perda real [m <sup>3</sup> ]	2.928	2.523	2.947	1.923	2.942	1.884
Perda real [%]	17,0	15,0	17,1	11,9	17,1	11,7
Custo energético [R\$]	1.432	1.518	1.847	4.528	1.462	4.542
Custo de perda [R\$]	878	757	23.047	15.040	10.505	6.724
Custo operacional [R\$]	2.310	2.274	24.894	19.568	11.967	11.266
Eficiência [%]	-	1,6	-	21,4	-	5,9

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

De acordo com a Tabela 5.13, observa-se que, a modificação do coeficiente  $C$  de 0,030 para 0,015 acarretou em um índice de perda real, para a operação contínua, de aproximadamente 17%, que representa bem o valor mínimo da realidade brasileira, posto que, o índice de perda mínimo por região, soma da perda real e perda aparente, foi de 34,4% no ano 2019 (BRASIL, 2020), com a perda real representando cerca de 50% deste índice.

Ainda de acordo com a Tabela 5.13, observa-se que no cenário 1, mesmo diante aos valores mínimos de perda real e tarifa de produção de água,  $tp$ , ainda foi observado que a operação intermitente é mais eficiente, entretanto, com um valor muito baixo, aproximadamente 1,6%. Já para os cenários 2 e 3, o aumento da eficiência foi mais significativo, com um valor para o cenário 2 de 21,4 %, e de 5,9 % para o cenário 3. Tais resultados demonstram que, apesar de

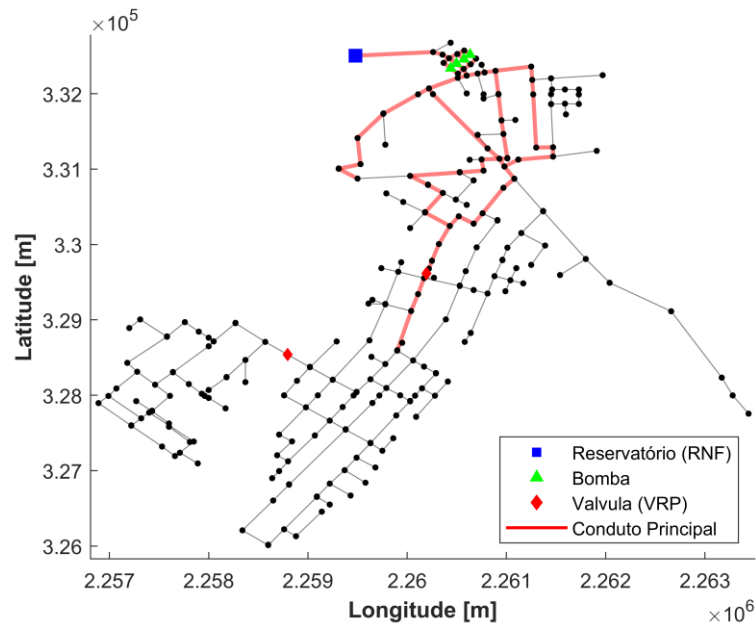
valores mínimos para o índice de perda, de acordo com a realidade brasileira, o valor da tarifa de produção de água se mostra preponderante na eficiência do regime intermitente, ou seja, em localidades que apresentem elevadas tarifas de produção de água é propícia a adoção do regime intermitente. Outro fator que pode definir a adoção é a disponibilidade hídrica do local, uma vez que, o regime intermitente necessita, para atender a demanda, de um volume diário distribuído menor devido à redução na perda real.

Outros aspectos que podem definir a adoção do regime de funcionamento, entretanto, com interferência na infraestrutura do sistema são discutidas nos itens 5.2.3 e 5.2.4 a seguir.

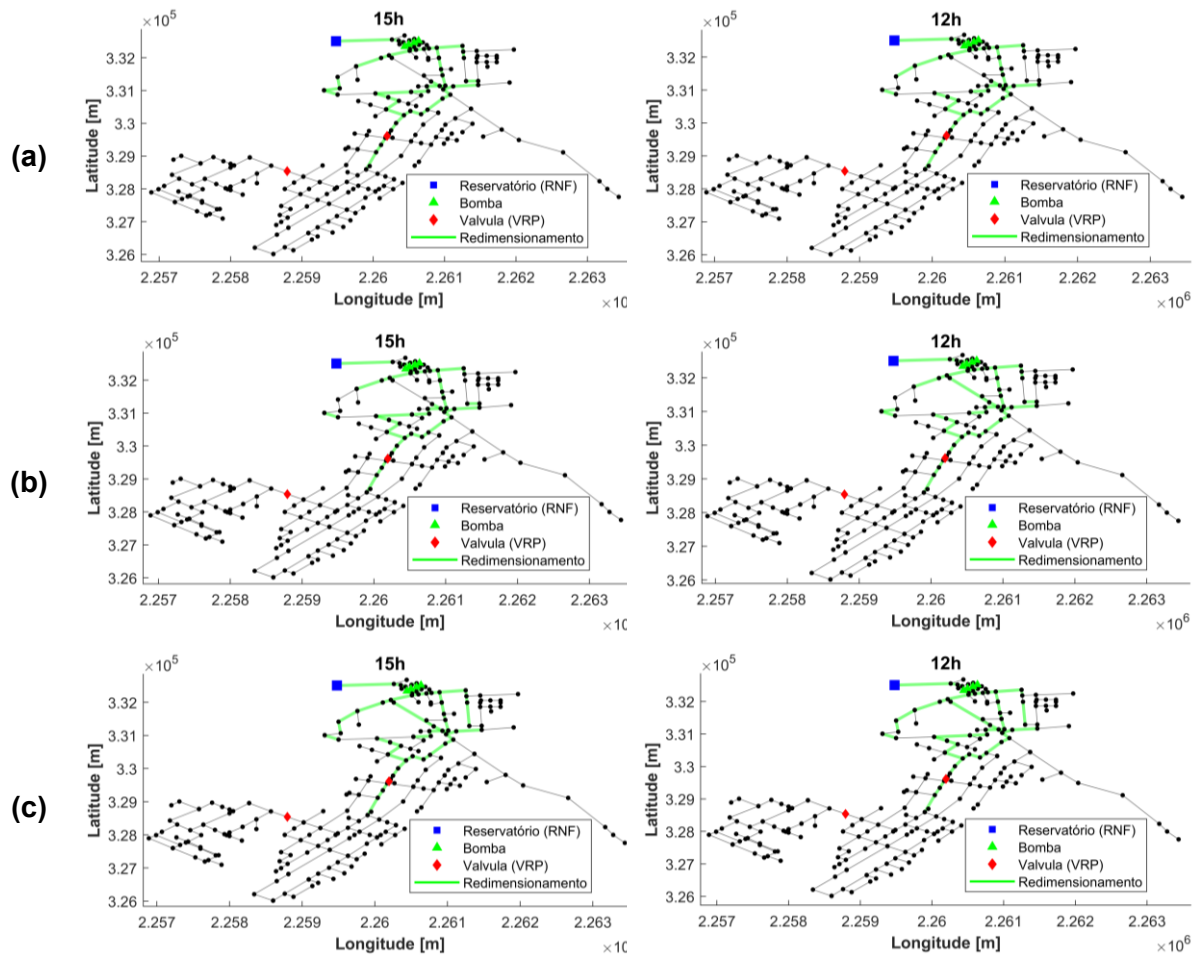
### **5.2.3 Redimensionamento da rede de distribuição em operação intermitente**

Neste estudo de caso, o redimensionamento da rede de distribuição em operação intermitente é uma alternativa para diminuir o custo energético para a melhor solução intermitente (15h), como também, uma possível melhoria para uma operação intermitente com um número menor de horas (12h). O conjunto de tubulações que formam o conduto principal na rede OBCL-1 é apresentado na Figura 5.15, enquanto a Figura 5.16 mostra os trechos que passaram por redimensionamento para os diferentes cenários tarifários e de intermitência. A Tabela 5.14 faz um resumo dos resultados obtidos em cada caso apresentando as extensões implantadas por diâmetro e total.

Observa-se, conforme a Tabela 5.14, que foi necessária a implantação/substituição de 9.513 m (15,8 %) até 12.057 m (20,0 %) do conduto principal de um total de aproximadamente 60 km da infraestrutura existente. A implantação deve-se à necessidade de se reduzir o custo energético, uma vez que, o regime intermitente proporcionou ao sistema um aumento da velocidade e, por consequência, elevada perda de carga. Na Figura 5.17, observa-se que o aumento da velocidade devido ao regime intermitente foi corrigido à partir da substituição de algumas tubulações do conduto principal e, apenas pontos isolados, apresentaram velocidade superior à 2,0 m/s. Desta forma, do ponto de vista operacional, a operação intermitente, 15h e 12h, durante o abastecimento acontecerá com os mesmos cuidados observados para a operação contínua, uma vez que, a operação intermitente acontecerá de forma ininterrupta durante o tempo de funcionamento. Cabe ressaltar que, apesar das velocidades estarem, em sua grande maioria, de acordo com as velocidades recomendadas, a NBR 12218 (ABNT, 2017b) recomenda velocidades para a fase de enchimento na ordem de 0,3 m/s, como também, adiciona-se outros critérios conforme discutido no item 3.2.3.



**Figura 5.15:** Conduto principal da rede OBCL-1.  
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

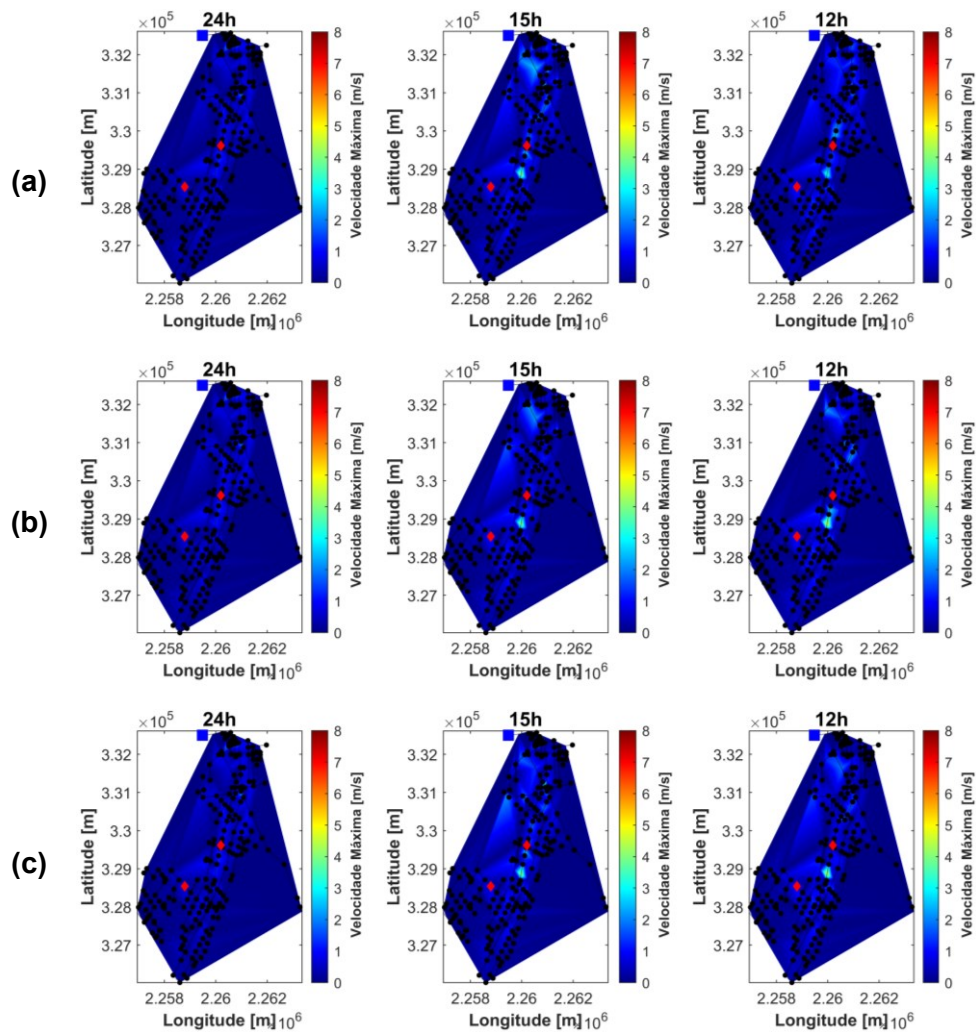


**Figura 5.16:** Redimensionamento da rede OBCL-1 para operação intermitente de 15h e 12h: (a) cenário 1; (b) cenário 2; (c) cenário 3.  
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

**Tabela 5.14** – Implantação na rede OBCL-1 por diâmetro e extensão.

DN [mm]	Implantação					
	Cenário 1		Cenário 2		Cenário 3	
	15h red.	12h red.	15h red.	12h red.	15h red.	12h red.
	Extensão [m]					
50	2.135	0	1.429	1.323	433	2.149
75	791	0	180	317	1.434	0
100	180	0	313	985	295	294
150	2.795	235	646	444	688	665
200	441	1.620	292	1.216	923	409
250	545	366	1.817	764	629	2.007
300	115	545	149	352	1.044	611
350	220	409	653	731	707	411
400	1.563	4.989	1.272	560	2.442	1.970
500	1.060	723	1.081	594	720	1.091
600	207	524	896	1.817	1.694	1.577
700	152	1	207	166	312	151
800	50	100	209	456	100	121
900	267	1	317	720	318	511
1.000	0	0	266	0	2	90
1.200	105	0	0	226	0	0
<b>Total</b>	<b>10.626</b>	<b>9.513</b>	<b>9.727</b>	<b>10.671</b>	<b>11.741</b>	<b>12.057</b>

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

**Figura 5.17:** Velocidade máxima observada na rede OBCL-1 para os respectivos níveis de funcionamento: (a) cenário 1; (b) cenário 2; (c) cenário 3.

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Conforme a Tabela 5.15, observa-se uma expressiva redução tanto da demanda de potência (kW) quanto do consumo de energia (kWh) nos cenários de intermitência com redimensionamento (15h red. e 12h red.) quando comparados aos cenários com mesmo nível de intermitência mas sem nenhuma intervenção na infraestrutura (15h e 12h)). A redução dos parâmetros energéticos se deve a seleção de conjuntos motobombas menores, com a observação de operação simultaneamente de mais de um conjunto motobomba (operação em paralelo), devido à substituição de tubulações no conduto principal, o que proporcionou melhoria em dois aspectos distintos: i) correção do aumento da velocidade provocado pelo regime intermitente que proporcionaram um alto consumo energético nos cenários sem intervenção (15h e 12h) e ii) correção do fator Hazen-Williams C extremamente baixo para algumas tubulações, chegando à 60, para uma tubulação nova com C adotado de 130. Além das melhorias nos parâmetros energéticos, observam-se, conforme a Tabela 5.16, melhorias também expressivas nos parâmetros hidráulicos. Observa-se uma eficiência no volume distribuído diariamente mínima de 11,3 % para 15h redimensionado no cenário 3 e de 14,9 % para 12h redimensionado no cenário 1, além de uma redução na pressão média de aproximadamente 80 m pra operação contínua para aproximadamente 75 m e 70 m para 15h e 12h redimensionado, respectivamente. As melhorias observadas devem-se à instalação de conjuntos motobombas menores, ou seja,  $H_{BEP}$  menor, que proporcionaram pressões menores ao longo do dia, o que justifica as pressões médias menores, como também, o número de horas em que o sistema não funciona e, com isso, o índice de perda passou de aproximadamente 29,0 % da operação contínua para aproximadamente 20,0 % e 16,0 % para 15h e 12h redimensionado, respectivamente.

**Tabela 5.15:** Parâmetros energéticos comparativos para redimensionamento da rede OBCL-1: a) Cenário 1; b) Cenário 2; c) Cenário 3.

		24h	15h	15h red.	12h	12h red.
<b>(a)</b>	Demanda-HP [kW]	35	67	10	211	14
	Consumo-HP [kWh]	92	180	29	416	41
	Demanda-HFP [kW]	54	182	41	261	22
	Consumo-HFP [kWh]	489	1.063	253	1.272	148
	Consumo total [kWh/dia]	581	1.243	282	1.689	189
		24h	15h	15h red.	12h	12h red.
<b>(b)</b>	Demanda-HP [kW]	41	71	18	199	14
	Consumo-HP [kWh]	97	181	33	417	34
	Demanda-HFP [kW]	33	180	33	258	22
	Consumo-HFP [kWh]	512	1.046	117	1.250	99
	Consumo total [kWh/dia]	608	1.227	150	1.668	134

**Tabela 5.15:** Parâmetros energéticos comparativos para redimensionamento da rede OBCL-1: a) Cenário 1; b) Cenário 2; c) Cenário 3.

	24h	15h	15h red.	12h	12h red.
(c) Demanda-HP [kW]	36	70	17	211	9
Consumo-HP [kWh]	94	173	43	416	19
Demanda-HFP [kW]	66	180	32	262	19
Consumo-HFP [kWh]	463	1.080	224	1.410	100
Consumo total [kWh/dia]	556	1.253	267	1.825	120

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

**Tabela 5.16:** Parâmetros hidráulicos comparativos para redimensionamento da rede OBCL-1: a) Cenário 1; b) Cenário 2; c) Cenário 3.

	24h	15h	15h red.	12h	12h red.
(a) Pressão média [m]	82	84	74	85	79
Distribuição diária [m <sup>3</sup> ]	20.171	18.063	17.789	17.346	17.166
Eficiência [%]	-	10,4	11,8	14,0	14,9
Consumo diário [m <sup>3</sup> ]	14.270	14.270	14.270	14.270	14.270
Perda real [m <sup>3</sup> ]	5.900	3.793	3.519	3.076	2.896
Perda real [%]	29,3	21,0	19,8	17,7	16,9
(b) Pressão média [m]	80	82	73	84	68
Distribuição diária [m <sup>3</sup> ]	20.068	17.999	17.725	17.329	16.957
Eficiência [%]	-	10,3	11,7	13,6	15,5
Consumo diário [m <sup>3</sup> ]	14.270	14.270	14.270	14.270	14.270
Perda real [m <sup>3</sup> ]	5.798	3.729	3.455	3.059	2.687
Perda real [%]	28,9	20,7	19,5	17,7	15,8
(c) Pressão média [m]	81	81	77	81	67
Distribuição diária [m <sup>3</sup> ]	20.108	17.998	17.845	17.203	16.943
Eficiência [%]	-	10,5	11,3	14,4	15,7
Consumo diário [m <sup>3</sup> ]	14.270	14.270	14.270	14.270	14.270
Perda real [m <sup>3</sup> ]	5.837	3.728	3.575	2.933	2.673
Perda real [%]	29,0	20,7	20,0	17,1	15,8

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

A Tabela 5.17 apresenta os custos operacionais para os respectivos cenários. Observa-se uma expressiva redução no custo energético na operação intermitente redimensionada em comparação com a contínua devido à melhoria nos parâmetros energéticos na Tabela 5.15 e discutidos anteriormente. Observa-se também a redução do custo com perdas, mais expressivos nos cenários 2 e 3, devido ao maior valor da tarifa de produção (*tp*). Apesar do custo de implantação – majoritariamente formado pelo custo com as tubulações – variar de aproximadamente 5,0 à 8,0 milhões de reais para os respectivos cenários, a redução do custo energético e custo de perdas na operação intermitente proporcionaram um custo total, ao longo do alcance de projeto estipulado, inferior quando comparados à operação contínua. A eficiência da operação intermitente de 15h e 12h redimensionada, respectivamente, em relação à operação contínua foi de: i) cenário 1: 10,0 % e 14,0 %; ii) cenário 2: 36,0 % e 47,4 %; iii) cenário 3: 29,2 % e 44,5 %.

Apesar da eficiência na operação intermitente com o redimensionamento do conduto principal, cabe ressaltar os aspectos positivos e negativos da estratégia. O redimensionamento proporcionou um custo operacional otimizado, diminuindo os gastos energéticos e com perdas por vazamentos, além de proporcionar uma redução na pressão média e controlar o aumento da velocidade, que pode ser uma ótima estratégia para sistemas bem geridos, mas com alta tarifa energética e de produção e/ou escassez hídrica. Apesar disso, é necessário um custo de implantação inicial alto, chegando até a 8,0 milhões de reais, o que pode tornar a solução inviável para gestores com dificuldades/déficit financeiro. Por fim, também é necessário planejar campanhas ativas para avaliação da qualidade da água, uma vez que, as tubulações permanecem parcialmente ou totalmente vazias por um número maior de horas e diariamente.

**Tabela 5.17:** Parcelas da função-custo comparativas para redimensionamento da rede OBCL-1: (a) Cenário 1; (b) Cenário 2; (c) Cenário 3.

	24h	15h	15h red.	12h	12h red.
<b>(a)</b> Custo energético [R\$]	2.526	5.940	1.127	13.560	988
Custo de perda diário [R\$]	1.770	1.138	1.056	923	869
Custo operacional total [R\$]	12.632.052	20.808.844	6.416.765	42.580.265	5.458.313
Custo tubulação [R\$]	0	0	4.962.641	0	5.416.841
Custo bomba [R\$]	45.958	214.144	31.944	460.087	22.779
Custo de implantação total [R\$]	45.958	214.144	4.994.585	460.087	5.439.620
Custo total [R\$]	12.678.010	21.022.987	11.411.350	43.040.352	10.897.933
Eficiência [%]	-	-65,8	10,0	-239,5	14,0
<b>(b)</b> Custo energético [R\$]	2.478	6.116	1.302	12.991	985
Custo de perda diário [R\$]	45.572	29.163	27.020	24.046	21.011
Custo operacional total [R\$]	141.273.354	103.725.592	83.269.251	108.894.262	64.673.518
Custo tubulação [R\$]	0	0	7.203.251	0	9.591.508
Custo bomba [R\$]	33.594	214.144	26.938	368.220	19.647
Custo de implantação total [R\$]	33.594	214.144	7.230.189	368.220	9.611.155
Custo total [R\$]	141.306.948	103.939.736	90.499.440	109.262.482	74.284.673
Eficiência [%]	-	26,4	36,0	22,7	47,4
<b>(c)</b> Custo energético [R\$]	2.696	6.058	1.268	13.647	693
Custo de perda diário [R\$]	20.840	13.309	12.763	10.472	9.543
Custo operacional total [R\$]	69.197.762	56.942.591	41.253.688	70.911.961	30.096.210
Custo tubulação [R\$]	0	0	7.755.481	0	8.348.907
Custo bomba [R\$]	55.983	214.144	26.802	460.087	21.995
Custo de implantação total [R\$]	55.983	214.144	7.782.283	460.087	8.370.902
Custo total [R\$]	69.253.745	57.156.735	49.035.971	71.372.047	38.467.112
Eficiência [%]	-	17,5	29,2	-3,1	44,5

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

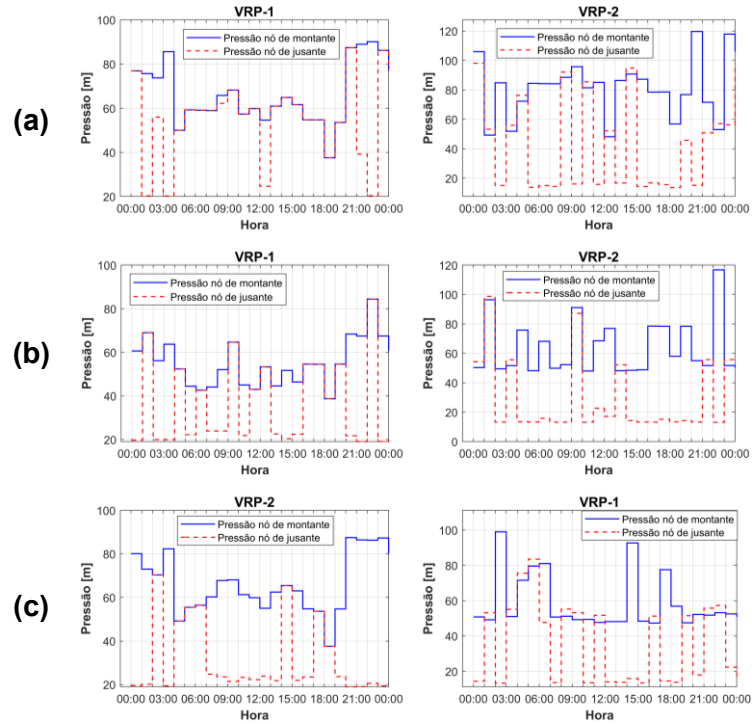


#### 5.2.4 Controle de pressão através de válvula redutora de pressão (VRP)

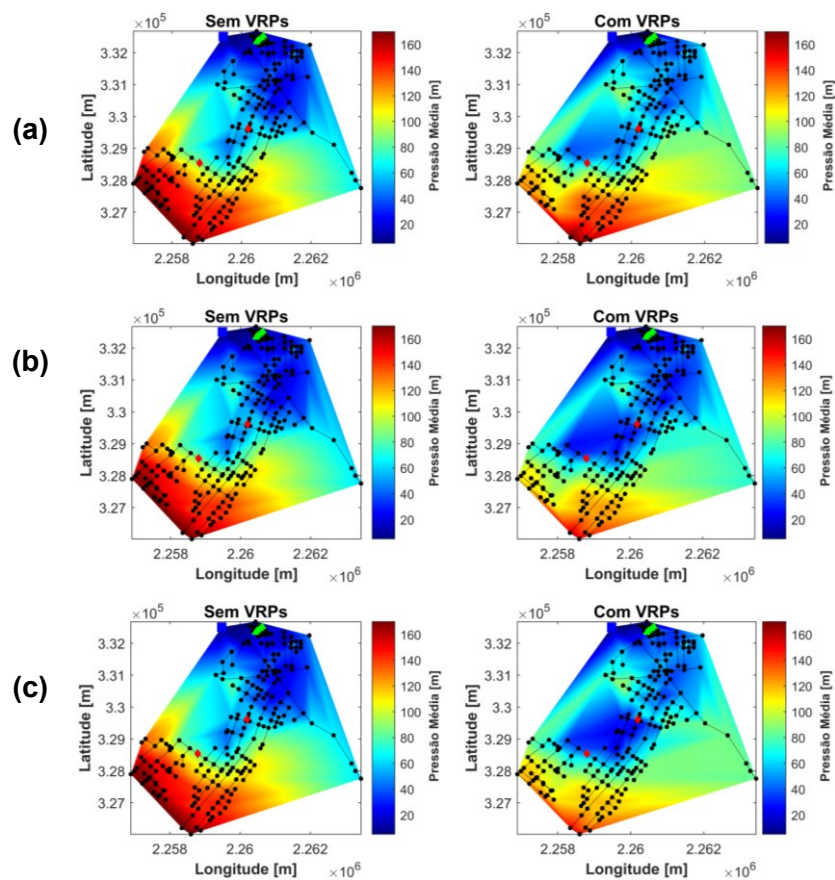
A Figura 5.18 apresenta o controle operacional das VRPs na operação contínua e a Figura 5.19 demonstra a pressão média observada no sistema sem e com o controle de pressão através das VRPs. As Tabelas 5.18 e 5.19, apresentam um resumo dos parâmetros hidráulicos e energéticos, enquanto a Tabela 5.20 um resumo dos parâmetros financeiros, para os resultados obtidos em todos os diferentes cenários estudados.

Conforme apresentado na Figura 5.18, observa-se que a VRP-2, em alguns momentos do dia, tem a pressão no nó de jusante 4 m maior que a pressão no nó de montante. Isso se deve aos momentos em que a VRP-2 permanece completamente aberta, e, a diferença dos 4 m de pressão se deve ao desnível geométrico entre os nós de montante e jusante. O mesmo não acontece na VRP-1 devido à proximidade entre os nós de jusante e montante, que possuem as mesmas elevações.

Apesar da pressão de jusante em diversos momentos do dia ser inferior ou bem próxima à 20 m com o controle de pressão através das VRPs, a pressão média máxima alcançou valores superiores à 160 m (Figura 5.19(a)) para o cenário 1 e superiores à 140 m (Figura 5.19(a) e (c)) para os cenários 2 e 3, respectivamente. Tal fato se deve ao grande desnível geométrico, visto que o reservatório (RNF) se encontra na elevação 568 m, e, alguns nós no extremo sul da rede, encontram-se na elevação 361, totalizando um desnível geométrico de 207 m. Devido à esta característica, as VRPs têm impacto relevante na pressão apenas em nós próximos, conforme observado na Figura 5.19. Alternativamente, para melhor controle de pressão do sistema, é requerida a instalação de um número maior de VRPs e/ou setorização do sistema.



**Figura 5.18:** Controle operacional da VRP na rede OBCL-1: (a) cenário 1; (b) cenário 2; (c) cenário 3.  
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).



**Figura 5.19:** Controle operacional da pressão média da rede OBCL-1 na operação contínua: (a) cenário 1; (b) cenário 2; (c) cenário 3.  
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

No geral, o controle de pressão através das VRPs proporcionou um consumo maior de energia ao longo do dia para que fosse possível manter a pressão mínima em alguns nós, mas que foi compensado por uma redução maior na perda real à medida que o custo de produção,  $tp$ , aumenta. Quanto aos parâmetros energéticos e hidráulicos, observa-se que no cenário 1 houve a redução de apenas 0,4% na perda real, devido à pressão média máxima acima de 160 m, com pontos próximos às VRPs levemente com pressões inferiores ao sistema sem VRPs (Figura 5.19 (a)) e pressão média passando de 82 m para 80 m (Tabela 5.19) com um aumento no consumo de energia ao longo do dia, antes de 581 kWh/dia para 842 kWh/dia (Tabela 5.18), devido ao custo de produção ser mínimo (0,3 R\$/m<sup>3</sup>). Já no cenário 2, em que o custo de produção é máximo (7,82 R\$/m<sup>3</sup>), houve um controle maior da pressão do sistema, saindo de uma pressão média de 80 m para 66 m, reduzindo a perda real de 28,9% para 26,7%, mas também, com um consumo maior de energia, antes de 608 kWh/dia para 1.159 kWh/dia devido à melhor eficiência dos conjuntos, e, por fim, condições semelhantes ao cenário 2 foram observadas no cenário 3.

**Tabela 5.18:** Parâmetros energéticos comparativos para controle de pressão com VRP da rede OBCL-1.

	Cenário 1			Cenário 2			Cenário 3		
	24h	24h VRPs	21h	24h	24h VRPs	15h	24h	24h VRPs	15h
Demanda-HP [kW]	35	38	37	41	43	71	36	39	70
Consumo-HP [kWh]	92	110	95	97	125	181	94	114	173
Demanda-HFP [kW]	54	37	35	33	54	180	66	38	180
Consumo-HFP [kWh]	489	732	439	512	1.034	1.046	463	762	1.080
Consumo total [kWh/dia]	581	842	535	608	1.159	1.227	556	876	1.253

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

**Tabela 5.19:** Parâmetros hidráulicos comparativos para controle de pressão com VRP da rede OBCL-1.

	Cenário 1			Cenário 2			Cenário 3		
	24h	24h VRPs	21h	24h	24h VRPs	15h	24h	24h VRPs	15h
Pressão média [m]	82	80	76	80	66	82	81	70	81
Distribuição diária [m <sup>3</sup> ]	20.171	20.065	19.214	20.068	19.477	17.999	20.108	19.703	17.998
Consumo diário [m <sup>3</sup> ]	14.270	14.270	14.270	14.270	14.270	14.270	14.270	14.270	14.270
Perda real [m <sup>3</sup> ]	5.900	5.794	4.944	5.798	5.207	3.729	5.837	5.432	3.728
Perda real [%]	29,3	28,9	25,7	28,9	26,7	20,7	29,0	27,6	20,7

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

Do ponto de vista do custo operacional diário, conforme Tabela 5.20, observa-se uma eficiência de apenas 1,8% no cenário 1, substancialmente devido à redução com o custo energético, enquanto, para o mesmo cenário, no regime intermitente houve uma eficiência de 11,3%. Para os cenários 2 e 3, observa-se que o custo operacional é majoritariamente formado pelo custo de

perda, em que, houve o aumento do custo energético, e o controle de pressão com as VRPs proporcionaram eficiência para os cenários 2 e 3, respectivamente, de 8,9% e de 6,7%, entretanto, ainda inferiores aos 26,6% e 17,7% obtidos para o regime intermitente. A redução da perda real na operação com as VRPs deve-se ao seu controle de pressão, e, devido ao elevado desnível geométrico e número reduzido de VRPs instaladas não foi possível obter valores mais eficientes, enquanto que, na operação intermitente, a redução da perda real deve-se aos horários de perda nula em que o sistema não funciona, ou seja, não há influência do desnível geométrico nestes períodos.

**Tabela 5.20:** Parcelas da função-custo comparativas para controle de pressão com VRP da rede OBCL-1.

	Cenário 1			Cenário 2			Cenário 3		
	24h	24h VRPs	21h	24h	24h VRPs	15h	24h	24h VRPs	15h
Custo energético [R\$]	2.526	2.480	2.328	2.478	3.055	6.116	2.696	2.568	6.058
Custo de perda [R\$]	1.770	1.738	1.483	45.572	40.716	29.163	20.840	19.394	13.309
Custo operacional [R\$]	4.296	4.218	3.811	48.050	43.770	35.279	23.536	21.961	19.367
Eficiência [%]	-	1,8	11,3	-	8,9	26,6	-	6,7	17,7

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

## 6 CONCLUSÕES

A distribuição de água com equidade é uma problemática crescente e que preocupa as gestoras dos sistemas à medida que a demanda aumenta nos grandes centros urbanos e/ou em situações de escassez hídrica. Logo, preservar o recurso hídrico limitado é uma tarefa importante de gerenciamento do ativo ao longo da vida útil do sistema e, principalmente, em períodos de estresse hídrico. Em termos gerais, a operação intermitente proporcionou melhorias tanto no consumo de energia quanto no índice de perdas, com uma redução no custo de operação do sistema mais expressiva para os cenários com valor da tarifa de produção de água maior. Além disso, cabe ressaltar que não foi considerada a redução no consumo *per capita* devido à intermitência, conforme observado no estudo de Andey e Kelkar (2009). Desta forma, a operação intermitente se faz viável economicamente e do ponto de vista hidroenergético, pois além do custo operacional reduzido, contribui com a redução da perda real e menor volume diário distribuído. Então, conclui-se que, a operação intermitente, associada ao processo de otimização, é uma alternativa que garante o fornecimento de água adequado para todos os usuários conectados ao sistema, principalmente aqueles em pontos de topografia desfavoráveis (alta elevação) ou regiões distantes dos centros de distribuição onde os valores mínimos de pressões podem não ser atendidos.

No primeiro estudo de caso, feito com a rede *benchmarking* ZJ, que tem o abastecimento por gravidade, o melhor resultado para operação intermitente foi de 15h, mesmo quando comparado com a operação contínua com uma VRP. O resultado demonstra que, apesar da perda por vazamentos ser diretamente proporcional à pressão do sistema, o menor número de horas de funcionamento na operação intermitente é preponderante em relação ao controle de pressão com a VRP para diminuir a perda real. Por fim, a substituição de uma tubulação que compõe o conduto principal propiciou a operação intermitente de 12h, sendo mais vantajosa que a operação com 15h para os cenários 2 e 3, em que a redução da perda real, com tarifa de produção maior para os respectivos cenários, amortizou o custo necessário com a implantação do tubo.

No segundo estudo de caso, da rede *benchmarking* OBCL-1, que possui abastecimento através de uma estação elevatória, novamente a redução da perda real prevaleceu ao menor número de horas de funcionamento para a operação intermitente em relação à operação contínua com VRPs. Entretanto, a efetividade das VRPs foram amenizadas devido ao grande desnível geométrico desta rede. Apesar da redução da perda real, houve o aumento no consumo de energia devido à necessidade de bombas com potências maiores para atender o aumento da

vazão e perdas de cargas com o menor número de horas de funcionamento. Apesar do custo energético maior, ainda permaneceu com menor custo operacional total. Por fim, a substituição de algumas tubulações que compõem o conduto principal diminuiu o consumo energético e proporcionou o menor custo operacional total, além de corrigir os problemas com velocidades excessivas no sistema.

Em termos gerais, a utilização de VRPs na operação contínua contribuiu para o controle de pressão e redução da perda real, mas, com custo operacional superior à operação intermitente, além de demandar o custo com a implantação e um controle operacional rigoroso na operação da mesma. O redimensionamento da rede em operação intermitente proporcionou um custo operacional otimizado, diminuindo os gastos com perda e/ou energia, além de proporcionar uma redução na pressão média e controlar o aumento da velocidade, mas demanda um custo de implantação inicial alto.

Assim, a adoção do regime intermitente poderá ser uma estratégia de grande valia para diversas finalidades em sistemas de distribuição de água. Entretanto, apesar de resultados promissores, novos estudos devem ser realizados para responder questões sobre a segurança do sistema quanto a qualidade da água, devido à ausência de proteção natural à intrusão de patógenos no sistema, garantida na operação contínua, e, proteção à infraestrutura, devido às altas velocidades que podem proporcionar ruídos excessivos e perturbações (golpe de aríete) ao sistema. Ou seja, é necessária a estruturação de regras operacionais que visem proteger e/ou minimizar os riscos à segurança do sistema do ponto de vista físico (infraestrutura) e químico (qualidade).

## 7 RECOMENDAÇÕES

Apesar dos resultados promissores, os estudos de caso analisados se referem a redes *benchmarking* disponíveis na literatura, e desta forma, recomenda-se a adoção da operação intermitente com a aplicação da rotina de otimização, utilizada neste trabalho, em sistemas reais. Assim, será possível verificar e validar o comportamento das variáveis hidráulicas, principalmente devido aos ganhos com a redução da perda real, além de uma percepção da população quanto ao novo formato de suprimento.

Por fim, considerando a observação de eventos de escassez hídricas cada vez mais frequentes e grande número de pessoas ao redor do mundo abastecidas com suprimento intermitente, seguem algumas sugestões para trabalhos futuros:

- Definir metodologias para alterar a curva de demanda com o suprimento contínuo para diversos níveis de intermitência, uma vez que, a curva de demanda representa grande interferência na definição das rotinas otimizadas de bombas com rotação variável e válvulas redutoras de pressão.
- Modelar e determinar a rotina operacional para o processo de enchimento das tubulações, incluindo o dimensionamento e localização de válvulas ventosas no conduto principal.
- Estabelecer a relação do decaimento da qualidade da água em relação ao número de horas não operante de forma a definir o número mínimo de horas de funcionamento e/ou necessidade de nova adição de cloro em pontos estratégicos.

## REFERÊNCIAS

- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 12215-1*: projeto de adutora de água parte 1: conduto forçado. Rio de Janeiro, 2017a. 26 p.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 12218*: Projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público — Procedimento. Rio de Janeiro, 2017b. 23 p.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 12218*: Projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público. Rio de Janeiro, 1994. 4 p.
- AESBE – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DAS EMPRESAS ESTADUAIS DE SANEAMENTO. *Guias Práticos*. 1. ed., Brasília: 2015. (Série Balanço Hídrico)
- ALSHAR, M. H.; ROHANI, M. Water hammer simulation by implicit method of characteristic. *International Journal of Pressure Vessels and Piping*, v. 85, n. 12, p. 851-859, Dec. 2008.
- AL-WASHALI, T.; SHARMA, S.; AL-NOZAILY, F.; HAIDERA, M.; KENNEDY, M. Modelling the leakage rate and reduction using minimum night flow analysis in an intermittent supply system. *Water*, v. 11, n.1, 48 p. Dec. 2018.
- AMEYAW, E. E.; MEMON, F. A.; BICIK, J. Improving equity in intermittent water supply systems. *Journal of Water Supply: Research and Technology-Aqua*, v. 62, n. 8, p. 552-562, Dec. 2013.
- ANDEY, S. P.; KELKAR, P. S. Influence of Intermittent and Continuous Modes of Water Supply on Domestic Water Consumption. *Water Resour Manage*, v. 23, n. 12, p. 2555–2566, Jan. 2009.
- ANDEY, S. P.; KELKAR, P. S. Performance of water distribution systems during intermittent versus continuous water supply. *Journal AWWA*, v. 99, n.8, p.99-106, Aug. 2007.
- AWWA – AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION. *M51: Manual of Water Supply practices: Air-release, Air-vacuum, and Combination Air Valves*. Denver, 2001 *apud* FUERTES-MIQUEL, V. S.; CORONADO-HERNÁNDEZ, O. E.; MORA-MELIÁ, D.; IGLESIAS-REY, P. L. Hydraulic modeling during filling and emptying processes in pressurized pipelines: a literature review. *Urban Water Journal*, v. 16, n. 4, p. 303, Sep. 2019.



BOULOS, P. F.; KARNEY, B. W.; WOOD, D. J.; LINGIREDDY, S. Hydraulic Transient Guidelines for Protecting Water Distribution Systems. *Journal AWWA*, v. 97, n. 5, p. 111-124, May. 2005.

BRASIL. MDIC – MINISTÉRIO DA INDÚSTRIA, COMÉRCIO EXTERIOR E SERVIÇOS. INMETRO – INSTITUTO NACIONAL DE METROLOGIA, QUALIDADE E TECNOLOGIA. *Portaria n.º 455, de 01 de dezembro de 2010*: Requisitos de avaliação da conformidade para bombas e motobombas centrífugas. Rio de Janeiro: INMETRO/MDIC, 2010b. 38 p.

BRASIL. MDR – MINISTÉRIO DO DESENVOLVIMENTO REGIONAL. SNS – SECRETARIA NACIONAL DE SANEAMENTO. *24º Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgoto - 2018*. Brasília: SNS/MDR, 2019. 180 p.

BRASIL. MDR – MINISTÉRIO DO DESENVOLVIMENTO REGIONAL. SNS – SECRETARIA NACIONAL DE SANEAMENTO. *Plansab – Plano Nacional de Saneamento Básico: Relatório de Avaliação anula - 2018*. Brasília: SNS/MDR, 2020. 131 p.

BRASIL. MME – MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA. SPDE – SECRETARIA DE PLANEJAMENTO E DESENVOLVIMENTO ENERGÉTICO. DEPARTAMENTO DE DESENVOLVIMENTO ENERGÉTICO *Plano Nacional de Eficiência Energética: Premissas e Diretrizes Básicas*. Brasília: SPDE/MDR, 2010. 156 p.

BRENTAN, B. M.; LUVIZOTTO JR, E. Refining PSO Applied to Electric Energy Cost Reduction in Water Pumping. *Water Research and Management*, v. 4, n. 2, p. 19-30, 2014.

BRENTAN, B. M.; MEIRELLES, G.; LUVIZOTTO JR, E.; IZQUIERDO, J. Joint Operation of Pressure-Reducing Valves and Pumps for Improving the Efficiency of Water Distribution Systems. *J. Water Resour. Plann. Manage.*, v. 144, n. 9, 12 p., Sep. 2018.

BROWNLEE, J. *Clever Algorithms: Nature-Inspired Programming Recipes*. Jason Brownlee, 2011. 441 p.

CAMPBELL, E.; IZQUIERDO, J.; MONTALVO, I.; ILAYA-AYZA, A.; PÉREZ-GARCÍA, R.; TAVERA, M. A flexible methodology to sectorize water supply networks based on social network theory concepts and multi-objective optimization. *Journal of Hydroinformatics*, v. 18, n.1, p. 62-76, Jan. 2016.

CEMIG – COMPANHIA ENERGÉTICA DE MINAS GERAIS. Belo Horizonte, 2020. Valores de tarifas e serviços. Disponível em: <https://www.cemig.com.br/atendimento/valores-de-tarifas-e-servicos/>. Acesso em: 13 dez. 2020.

CHAUDHRY, M. H. *Applied Hydraulic Transients*. 3<sup>rd</sup> ed. New York: Springer New York Heidelberg Dordrecht London, 2014. 583 p.

CHAUDHRY, M. H. *Applied Hydraulic Transients*. 3<sup>rd</sup> ed. New York: Springer New York Heidelberg Dordrecht London, 2014. 583 p. *apud* FUERTES-MIQUEL, V. S.; CORONADO-HERNÁNDEZ, O. E.; MORA-MELIÁ, D.; IGLESIAS-REY, P. L. Hydraulic modeling during filling and emptying processes in pressurized pipelines: a literature review. *Urban Water Journal*, v. 16, n. 4, p. 302, Sep. 2019.

CHRISTODOULOU, S.; AGATHOKLEOUS, A. A study on the effects of intermittent water supply on the vulnerability of urban water distribution networks. *Water Supply*, v.12, n. 4, p.523-530, Jul. 2012.

CHUNG, G.; LANSEY, K.; BAYRAKSAN, G. Reliable water supply system design under uncertainty. *Environmental Modelling & Software*, v. 24, n.4, p. 449-462, April 2009.

COMPANHIA DE SANEAMENTO BÁSICO DO ESTADO DE SÃO PAULO. *CHESS - Crise Hídrica, Estratégia e Soluções da SABESP: para a região metropolitana de São Paulo*. São Paulo: SABESP, 2015. 95 p.

COSTA, L. H. M.; CASTRO, M. A. H. de. Utilização de um algoritmo genético híbrido para operação ótima de sistemas de abastecimento de água. *Eng. Sanit. Ambient.*, Rio de Janeiro, v. 15, n. 2, p. 187-196, Abr./Jun. 2010.

CPOS – COMPANHIA PAULISTA DE OBRAS E SERVIÇOS. *Tabela de Custos*. Mês de referência: Março de 2021. São Paulo, 2021. Disponível em: [https://www.prefeitura.sp.gov.br/cidade/secretarias/obras/tabelas\\_de\\_custos/index.php?p=310197](https://www.prefeitura.sp.gov.br/cidade/secretarias/obras/tabelas_de_custos/index.php?p=310197). Acesso em: 30 de Abril de 2021.

Dantas Junior, P. C. *Impacto do abastecimento irregular de água nos altos índices de dengue*. 2012. 64 f. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Rio Grande do Norte, 2012.

DI NARDO, A.; DI NATELE, M.; SANTONASTASO, G. F.; TZATCHKOV, V. G. Water network sectorization based on a genetic algorithm and minimum dissipated power paths. *Water Science & Technology: Water Supply*, v. 13, n. 4, p. 951-975, Aug. 2013.

DWG – GERMAN ASSOCIATION FOR WATER WASTEWATER AND WASTE. *Profile of the German Water Sector – 2011*. Bonn: wvgw Wirtschafts- und Verlagsgesellschaft, 2011. 104 p.

EBC – EUROPEAN BENCHMARKING CO-OPERATION. *Learning from International Best Practices – 2019: Water & Wastewater Benchmark*. Den Haag: Stichting EBC Foundation, 2020. 39 p.

ELIADES, D. G.; KYRIAKOU, M.; VRACHIMIS, S.; POLYCARPOU, M.M. EPANET-MATLAB toolkit: An open-source software for interfacing EPANET with MATLAB. In: *Computing and Control for the Water Industry CCWI*, Amsterdam. *Anais...* Netherlands: Elsevier, 2016. p. 1-8.

EPE – EMPRESA DE PESQUISA ENERGÉTICA. *Balanço energético nacional: Relatório síntese, ano base 2015*. Rio de Janeiro: Ministério de Minas e Energia, 2016. 62 p. *apud* GIZ – DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR INTERNATIONALE ZUSAMMENARBEIT. *Contratos de desempenho: Gestão de Perdas de Água e Eficiência Energética*. Brasília: Ministério das Cidades, 2019. 22 p. Elaborado por AKUT Umweltschutz Ingenieure Burkard und Partner.

EUROPUMP; HYDRAULIC INSTITUTE. *Variable speed pumping: a guide to successful applications*. Cornwall: Elsevier Ltd, 2004. 172 p. *apud* GOMES, H. P. (org.); CARVALHO, P. S. O. de (org.). *Manual de sistemas de bombeamento: Eficiência Energética*. João Pessoa: Editora Universitária – UFPB, 2012. 189 p. ISBN: 978-85-7745-981-0.

FRIEDMAN, M. C. Verification and control of low pressure transients in distribution systems. In: *ANNUAL ASDWA CONFERENCE*, 18<sup>th</sup>, 2003, Boston. *Anais...* Boston: Association of State Drinking Water Administrators, 2003 *apud* WOOD, D. J. Waterhammer Analysis – Essential and Easy (and Efficient). *Journal of Environmental Engineering*, v.131, n.8, p. 1123, Aug. 2005.

FUERTES-MIQUEL, V. S.; CORONADO-HERNÁNDEZ, O. E.; MORA-MELIÁ, D.; IGLESIAS-REY, P. L. Hydraulic modeling during filling and emptying processes in pressurized pipelines: a literature review. *Urban Water Journal*, v. 16, n. 4, p. 299-311, Sep. 2019.

GIZ – DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR INTERNATIONALE ZUSAMMENARBEIT. *Contratos de desempenho: Gestão de Perdas de Água e Eficiência Energética*. Brasília: Ministério das Cidades, 2019. 22 p. Elaborado por AKUT Umweltschutz Ingenieure Burkard und Partner.

GOLDBARG, M. C.; GOLDBARG, E. G.; LUNA, H. P. L. *Otimização combinatória e meta-heurística: algoritmos e aplicações*. Rio de Janeiro: Elsevier, 2016. 392 p. ISBN: 978-85-352-7812-5.

GOMES, H. P. (org.); CARVALHO, P. S. O. (org.). *Manual de sistemas de bombeamento: Eficiência Energética*. João Pessoa: Editora Universitária – UFPB, 2012. 189 p. ISBN: 978-85-7745-981-0.

GOMES, H. P. *Abastecimento de água*. João Pessoa: LENHS/UFPB, 2019. 464 p. ISBN 978-65-900590-0-0.

GOMES, H. P. *Avaliação Econômica: Eficiência Energética*. 1. ed. João Pessoa: Editora UFPB, 2014. 100 p. ISBN 978-85-237-0818-4.

GOMES, H. P. *Eficiência Hidráulica e Energética em Saneamento: Análise Econômica de Projetos*. 1. ed. Rio de Janeiro: ABES – Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, 2005. 114 p. ISBN 85-7022-147-9.

HELLER, L. (org.); PÁDUA, V. L. de (org.). *Abastecimento de água para consumo humano*. 3. ed. Belo Horizonte: Editora UFMG, 2016. v. 2. ISBN 978-85-423-0185-4.

HERNANDEZ, E.; HOAGLAND, S. ORMSBEE, L. *WDSRD: A database for research application*. Kentucky: University of Kentucky/The Kentucky Dataset 1, 2016.

IFC – INTERNATIONAL FINANCE CORPORATION – WORLD BANK GROUP. *Manual sobre Contratos de Performance e Eficiência para Empresas de Saneamento em Brasil*. 2013. 68 p. Elaborado por GO Associados.

JOSHI, M. W.; TALKHANDE, A. V. Urban community perception towards intermittent water supply system. *Indian J. Environ. Health*, v. 44, n.2, p.118-123, 2002 *apud* ANDEY, S. P.; KELKAR, P. S. Influence of Intermittent and Continuous Modes of Water Supply on Domestic Water Consumption. *Water Resour Manage*, v. 23, n. 12, p. 2556, Jan. 2009.

JUNG, B. S.; BOULOS, P. F.; WOOD, D. J.; BROS, C. M. A Lagrangian wave characteristic method for simulating transient water column separation. *Journal AWWA*, v. 101, n. 6, p. 64-73, Jun. 2009.

KENNEDY, J.; EBERHART, R. Particle Swarm Optimization. In: *Proceedings of the IEEE International Conference on Neural Networks 4*, Perth, Australia, p. 1942-1949 *apud* GOLDBARG, M. C.; GOLDBARG, E. G.; LUNA, H. P. L. *Otimização combinatória e meta-heurística: algoritmos e aplicações*. Rio de Janeiro: Elsevier, 2016. 392 p. ISBN: 978-85-352-7812-5.

KOELLE, E. *Transientes Hidráulicos*. São Paulo: Realização ABES São Paulo, 2013.

KUMPEL, E.; NELSON, K. L. Intermittent Water Supply: Prevalence, Practice, and Microbial Water Quality. *Environ. Sci. Technol.*, v. 50, n. 2, p.542-553, Jan. 2015.

LAMBERT, A.; FANTOZZI, M.; THORNTON, J. Practical approaches to modeling leakage and pressure management in distribution systems – Progress since 2005. In: *International Conference on Computing and Control for the Water Industry*, CCWI2005, Exeter, UK.

LEON, A. S.; GHIDAOU, M. S.; SCHMIDT, A. R.; GARCIA, M. H. A robust two-equation model for transient-mixed flows. *Journal of Hydraulic Research*, v. 48, n. 1, p. 44–56, Mar. 2010 *apud* FUERTES-MIQUEL, V. S.; CORONADO-HERNÁNDEZ, O. E.; MORA-MELIÁ, D.; IGLESIAS-REY, P. L. Hydraulic modeling during filling and emptying processes in pressurized pipelines: a literature review. *Urban Water Journal*, v. 16, n. 4, p. 303, Sep. 2019.

LINDSTEDT, M.; KARVINEN, R. Optimal control of pump rotational speed in filling and emptying a reservoir: minimum energy consumption with fixed time. *Energy Efficiency*, v. 9, n. 6, p. 1461–1474, Dec. 2016.

MACINTYRE, A. J. *Bombas e estações de bombeamento*. 2. ed. rev. Rio de Janeiro: LTC, 2019. 782 p. ISBN 978-85-216-1086-1.

MALA-JETMAROVA, H.; SULTANOVA, N.; SAVIC, D. Lost in optimization of water distribution systems? A literature review of system operation. *Environmental modelling & software*, v. 93, n. 13, p. 209-254, July 2017.

MANZI, D.; GOULART, T. D. C.; BRENTAN, B. M.; LIMA, G. M.; LUVIZOTTO JR, E. Dimensionamento ótimo de redes de distribuição de água com uso de métodos de otimização inspirados na natureza. *Revista DAE*, São Paulo, v. 66, n. 22, p.16-31, Set. 2018.

MARTIN, C. S. Entrapped Air in Pipelines. In: *INTERNATIONAL CONFERENCE ON PRESSURE SURGES*, 2<sup>nd</sup>, 1976, London. *Anais...* London: BHRA Fluid Engineering, 1976 *apud* FUERTES-MIQUEL, V. S.; CORONADO-HERNÁNDEZ, O. E.; MORA-MELIÁ, D.;

IGLESIAS-REY, P. L. Hydraulic modeling during filling and emptying processes in pressurized pipelines: a literature review. *Urban Water Journal*, v. 16, n. 4, p. 303, Sep. 2019.

MOHAMED, A. W.; HADI, A. A.; MOHAMED, A. K. Gaining-sharing knowledge based algorithm for solving optimization problems: a novel nature-inspired algorithm. *Int. J. Mach. Learn. & Cyber*, v. 11, n. 7, p. 1501-1529, July, 2020.

MOHAMED, A. W.; HADI, A. A.; MOHAMED, A. K. Gaining-Sharing Knowledge Based Algorithm For Solving Optimization Problems: A Novel Nature-Inspired Algorithm. *Int. J. Mach. Learn. & Cyber.*, v. 11, n. 7, p. 1501-1529, Jul. 2020.

MOHAMED, A. W.; HADI, A. A.; MOHAMED, K. A. Gaining-sharing knowledge based algorithm for solving optimization problems: a novel nature-inspired algorithm. *International Journal of Machine Learning and Cybernetics*, v. 11, n. 7, Dec. 2019.

MÓLLER, D. S.; LIMA, G. M.; BRENTAN, B. M.; BARROS, D. B. Optimal pump selection for variable speed operation in water distribution network. *Brazilian Journal of Water Resources (RBRH)*, v. 25, n. 49, Oct. 2020.

ROSSMAN, L. A. *EPANET 2: user's manual*. Cincinnati: US EPA, 2000. 200 p.

SAHU, R. C.; GUPTA, A. Genetic Algorithm based Pressure Management Technique for Leakage reduction in the water Distribution System. In: *3rd International Conference on Intelligent Sustainable Systems (ICISS)*, Thoothukudi. *Anais...* India: *ICISS*, 2020, p. 1464-1470.

SCHWALLER, J.; VAN ZYL, J. E.; KABAASHA, A. M. Characterising the pressure-leakage response of pipe networks using the FAVAD equation. *Water Science & Technology: Water Supply*, v. 15, n. 6, p. 1373-1382, July 2013.

SEETHARAM, K. E. Business unusual: time is of the essence. *Asian Development Bank*, Jun. 2005 *apud* ANDEY, S. P.; KELKAR, P. S. Influence of Intermittent and Continuous Modes of Water Supply on Domestic Water Consumption. *Water Resour Manage*, v. 23, n. 12, p. 2556, Jan. 2009.

SEINFRA – SECRETARIA DA INFRAESTRUTURA DO ESTADO DO CEARÁ. *Tabela de custos*. Mês de referência: Março de 2021. Fortaleza, 2021. Disponível em: <https://www.seinfra.ce.gov.br/tabela-de-custos/>. Acesso em: 30 de Abril de 2021.

SINAPI – SISTEMA NACIONAL DE PESQUISA DE CUSTOS E ÍNDICES DA CONSTRUÇÃO CIVIL. *Preço de insumos e composições*. Mês de referência: Março de 2021.

Belo Horizonte, 2021. Disponível em: [https://www.caixa.gov.br/site/Paginas/downloads.aspx#categoria\\_648](https://www.caixa.gov.br/site/Paginas/downloads.aspx#categoria_648). Acesso em: 30 de Abril de 2021.

STEPHENSON, D. *Pipeline design for water engineers*. 3<sup>rd</sup> ed. Netherlands: Elsevier Science Publishers B.V, 1989. 263 p.

STOFFEL, B.; LAUER, J. Theoretically attainable efficiency of centrifugal pumps. *VDMA project-final report*, Technical University of Darmstadt, 1994.

SURIBABU, C. R.; NEELAKANTAN, T. R. Design of water distribution networks using particle swarm optimization. *Urban Water Journal*, v. 3, n. 2, p. 111-120, Feb. 2007.

TASCA, E. S. A. *Investigation of the influence of air expulsion and admission by air valves on the safety of water mains*. 2018. 121 f. Thesis (Master Thesis in Water, Energy and Environmental Resources) – College of Civil Engineering, Architecture and Urbanism of Unicamp, 2018.

TOTSUKA, N.; TRIFUNOVIC, N.; VAIRAVAMOORTHY, K. Intermittent urban water supply under water starving situations. In: *WEDC International Conference*, 30<sup>th</sup>, Vientiane. *Anais...* Vientiane: WEDC Loughborough University, 2004. p. 505-512.

TRINDADE, B. C.; VASCONCELOS, J. G. Modeling of Water Pipeline Filling Events Accounting for Air Phase Interactions. *Journal of Hydraulic Engineering*, v. 139, n. 9, p. 921-934, Sep. 2013.

TSAKIRIS, G.; SPILIOTIS, M. Uncertainty in the analysis of urban water supply and distribution systems. *Journal of Hydroinformatics*, v. 19, n. 6, p. 823-837, May 2017.

TSUTIYA, M. T. *Abastecimento de água*. 3. ed. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica da Universidade de São Paulo, 2006. 643 p. ISBN 85-900823-6-9.

TULLIS, J. P. *Hydraulics of pipelines: pumps, valves, cavitation, transients*. New York: John Wiley & Sons, 1989. 266 p.

VAIRAVAMOORTHY, K.; GORANTIWAR, S. D.; MOHAN, S. Intermittent Water Supply under Water Scarcity Situations. *Water International*, v.32, n.1, p.121-132, Mar. 2007.

VAN ZYL, J. E.; LAMBERT, A. O.; COLLINS, R. Realistic modeling of leakage and intrusion flows through leak openings in pipes. *J. Hydraul. Eng.*, v. 143, n. 9, 7 p., Sept. 2017.

VAN ZYL, J. E.; MALDE, R. Evaluating the pressure-leakage behaviour of leaks in water pipes. *Journal of Water Supply: Research and Technology-Aqua*, v. 65, n. 5, p. 287-299, May 2017.

WANG, W.; TAN, D. LIU, L. Particle swarm optimization algorithm: an overview. *Soft Comput.*, v. 22, n. 2 Jan. 2018.

WHO – WORLD HEALTH ORGANIZATION; UNICEF – UNITED NATIONS INTERNATIONAL CHILDREN'S EMERGENCY. *Global Water Supply and Sanitation Assessment 2000 Report*. Geneva: WHO and UNICEF, 2000. Relatório *apud* KUMPEL, E.; NELSON, K. L. Intermittent Water Supply: Prevalence, Practice, and Microbial Water Quality. *Environ. Sci. Technol.*, v. 50, n. 2, p. 543, Jan. 2015.

WOOD, D. J. Waterhammer Analysis – Essential and Easy (and Efficient). *Journal of Environmental Engineering*, v.131, n.8, p. 1123-1131, Aug. 2005.

WORLD BANK. *World Development Report 2004*. Washington: World Bank, 2004. Relatório *apud* TOTSUKA, N.; TRIFUNOVIC, N.; VAIRAVAMOORTHY, K. Intermittent urban water supply under water starving situations. In: *WEDC International Conference*, 30<sup>th</sup>, Vientiane. *Anais...* Vientiane: WEDC Loughborough University, 2004. p. 505.

WYLIE, E. B.; STREETER, V. L. *Fluid Transients*. 1<sup>st</sup> ed. New York: McGraw-Hill, 1978. 348 p. *apud* FUERTES-MIQUEL, V. S.; CORONADO-HERNÁNDEZ, O. E.; MORAMELIÁ, D.; IGLESIAS-REY, P. L. Hydraulic modeling during filling and emptying processes in pressurized pipelines: a literature review. *Urban Water Journal*, v. 16, n. 4, p. 302, Sep. 2019.

YANG, X. *Nature-Inspired Metaheuristic Algorithms*. 2<sup>nd</sup> ed. Frome: Luniver Press, 2010. 147 p.



## APÊNDICE 1

**Quadro A1: Composições para fornecimento e instalação de tubulações**

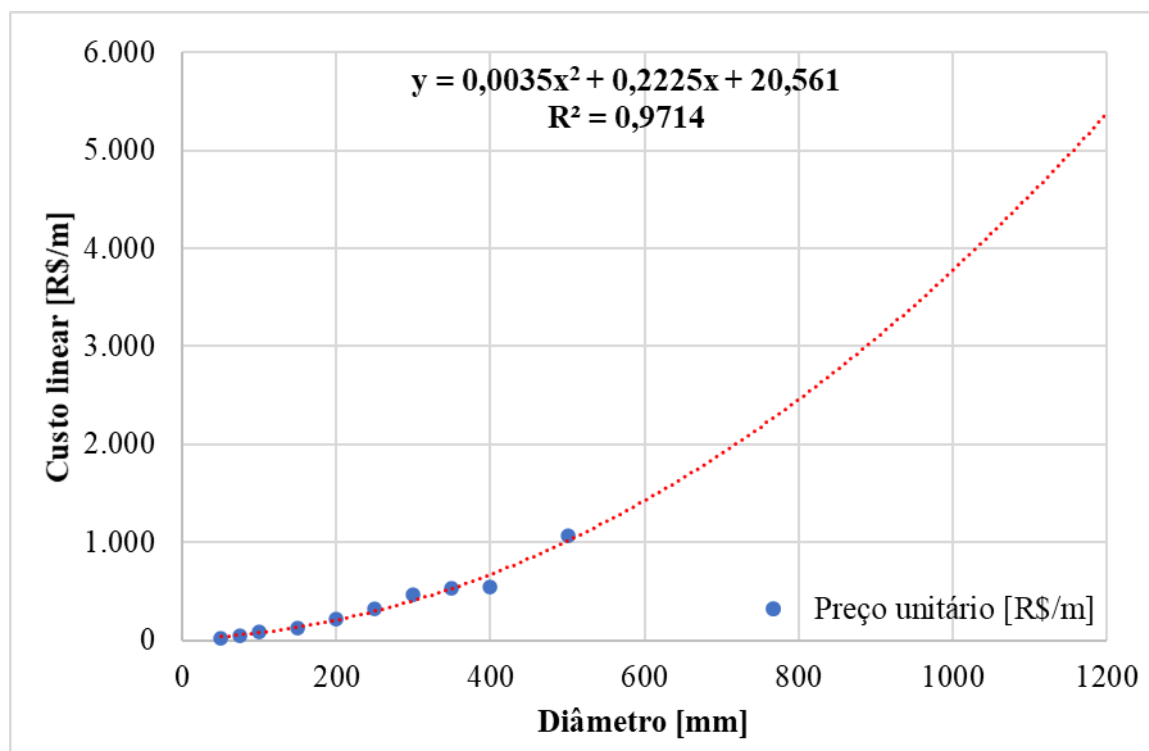
Composição 1: fornecimento e instalação de tubo pvc pba dn 50mm				
Base	Data	Código	Descrição	Preço [R\$/m]
SINAPI/MG	Mar-21	97124	Assentamento de tubo de pvc pba para rede de água, dn 50 mm, junta elástica integrada, instalado em local com nível baixo de interferências (não inclui fornecimento). Af 11/2017	0,68
SINAPI/MG	Mar-21	36378	Tube pvc pba jei, classe 20, dn 50 mm, para rede de agua (nbr 5647)	25,01
<b>TOTAL</b>				<b>25,69</b>
Composição 2: fornecimento e instalação de tubo pvc pba dn 75 mm				
Base	Data	Código	Descrição	Preço [R\$/m]
SINAPI/MG	Mar-21	97125	Assentamento de tubo de pvc pba para rede de água, dn 75 mm, junta elástica integrada, instalado em local com nível baixo de interferências (não inclui fornecimento). Af 11/2017	0,98
SINAPI/MG	Mar-21	36379	Tube pvc pba jei, classe 20, dn 75 mm, para rede de agua (nbr 5647)	50,43
<b>TOTAL</b>				<b>51,41</b>
Composição 3: fornecimento e instalação de tubo pvc pba dn 100 mm				
Base	Data	Código	Descrição	Preço [R\$/m]
SINAPI/MG	Mar-21	97126	Assentamento de tubo de pvc pba para rede de água, dn 100 mm, junta elástica integrada, instalado em local com nível baixo de interferências (não inclui fornecimento). Af 11/2017	1,24
SINAPI/MG	Mar-21	36380	Tube pvc pba jei, classe 20, dn 100 mm, para rede de agua (nbr 5647)	83,49
<b>TOTAL</b>				<b>84,73</b>
Composição 4: fornecimento e instalação de tubo pvc defofo dn 150 mm				
Base	Data	Código	Descrição	Preço [R\$/m]
SINAPI/MG	Mar-21	97134	Assentamento de tubo de pvc defofo ou prfv ou rpv para rede de água, dn 150 mm, junta elástica integrada, instalado em local com nível baixo de interferências (não inclui fornecimento). Af 11/2017	1,79
SINAPI/MG	Mar-21	9828	Tube pvc defofo, jei, 1 mpa, dn 150 mm, para rede de agua (nbr 7665)	124,98
<b>TOTAL</b>				<b>126,77</b>
Composição 5: fornecimento e instalação de tubo pvc defofo dn 200 mm				
Base	Data	Código	Descrição	Preço [R\$/m]
SINAPI/MG	Mar-21	97135	Assentamento de tubo de pvc defofo ou prfv ou rpv para rede de água, dn 200 mm, junta elástica integrada, instalado em local com nível baixo de interferências (não inclui fornecimento). Af 11/2017	3,97
SINAPI/MG	Mar-21	9829	Tube pvc defofo, jei, 1 mpa, dn 200 mm, para rede de agua (nbr 7665)	211,81
<b>TOTAL</b>				<b>215,78</b>
Composição 6: fornecimento e instalação de tubo pvc defofo dn 250 mm				
Base	Data	Código	Descrição	Preço [R\$/m]

**Quadro A1: Composições para fornecimento e instalação de tubulações**

SINAPI/MG	Mar-21	97136	Assentamento de tubo de pvc defofo ou prfv ou rpvc para rede de água, dn 250 mm, junta elástica integrada, instalado em local com nível baixo de interferências (não inclui fornecimento). Af 11/2017	4,89
SINAPI/MG	Mar-21	9826	Tubo pvc defofo, jei, 1 mpa, dn 250 mm, para rede de agua (nbr 7665)	322,45
<b>TOTAL</b>				<b>327,34</b>
Composição 7: fornecimento e instalação de tubo pvc defofo dn 300 mm				
Base	Data	Código	Descrição	Preço [R\$/m]
SINAPI/MG	Mar-21	97137	Assentamento de tubo de pvc defofo ou prfv ou rpvc para rede de água, dn 300 mm, junta elástica integrada, instalado em local com nível baixo de interferências (não inclui fornecimento). Af 11/2017	5,82
SINAPI/MG	Mar-21	9827	Tubo pvc defofo, jei, 1 mpa, dn 300 mm, para rede de agua (nbr 7665)	457,89
<b>TOTAL</b>				<b>463,71</b>
Composição 8: fornecimento e instalação de tubo pvc defofo dn 350 mm				
Base	Data	Código	Descrição	Preço [R\$/m]
SINAPI/MG	Mar-21	97138	Assentamento de tubo de pvc defofo ou prfv ou rpvc para rede de água, dn 350 mm, junta elástica integrada, instalado em local com nível baixo de interferências (não inclui fornecimento). Af 11/2017	6,72
SEINFRA/CE	Mar-21	110184	Tubo pvc defofo dúctil jei 1mpa dn 350 (nbr-7665-07/03/07)	525,00
<b>TOTAL</b>				<b>531,72</b>
Composição 9: fornecimento e instalação de tubo pvc defofo dn 400 mm				
Base	Data	Código	Descrição	Preço [R\$/m]
SINAPI/MG	Mar-21	97139	Assentamento de tubo de pvc defofo ou prfv ou rpvc para rede de água, dn 400 mm, junta elástica integrada, instalado em local com nível baixo de interferências (não inclui fornecimento). Af 11/2017	7,63
SEINFRA/CE	Mar-21	18552	Tubo pvc defofo dúctil jei 1mpa dn 400 (nbr-7665-01/03/99)	530,17
<b>TOTAL</b>				<b>537,80</b>
Composição 10: fornecimento e instalação de tubo pvc defofo dn 500 mm				
Base	Data	Código	Descrição	Preço [R\$/m]
SINAPI/MG	Mar-21	97140	Assentamento de tubo de pvc defofo ou prfv ou rpvc para rede de água, dn 500 mm, junta elástica integrada, instalado em local com nível baixo de interferências (não inclui fornecimento). Af 11/2017	9,49
SEINFRA/CE	Mar-21	18553	Tubo pvc defofo dúctil jei 1mpa dn 500 (nbr-7665-01/03/99)	1.061,92
<b>TOTAL</b>				<b>1.071,41</b>

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

O custo de implantação para diâmetros superiores à DN 500 mm foram estimados conforme a Figura A1 a seguir.



**Figura A1:** Estimativa de custo de implantação para diâmetros superiores à DN 500 mm.  
Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

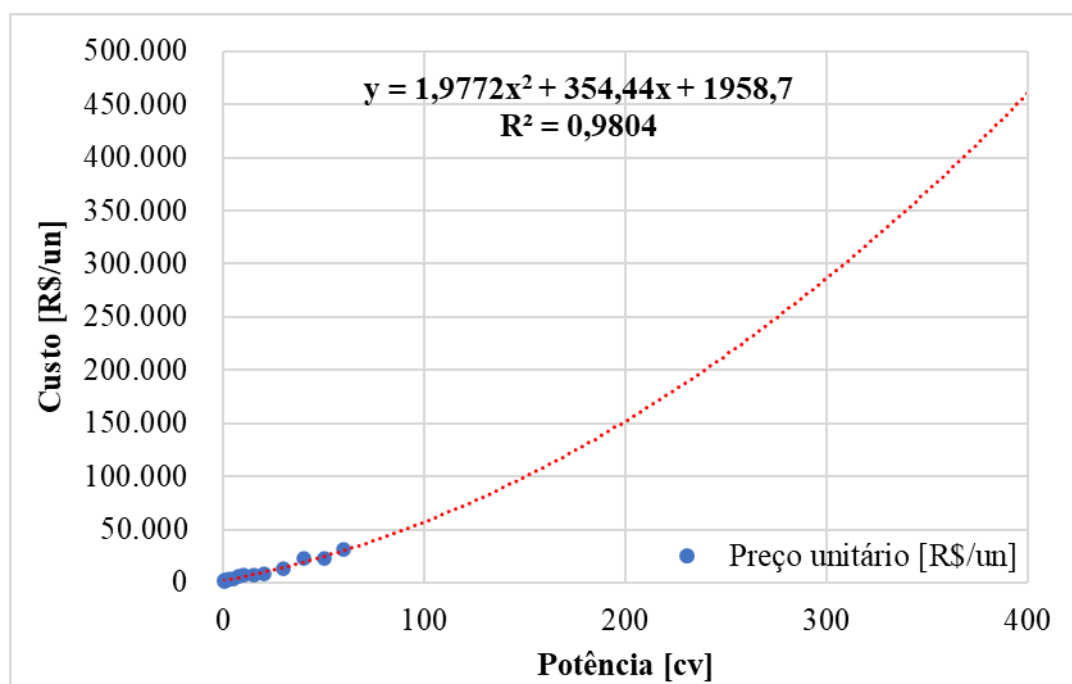
## APÊNDICE 2

**Quadro A2:** Preço unitário de conjuntos Motor-Bomba Centrífuga.

Base	Data	Código	Descrição	Valor [R\$/un]
CPOS/SP	Mar-21	P.11.000.066602	Motor-bomba centrífuga, 1/2cv	1.063,39
CPOS/SP	Mar-21	P.11.000.092027	Motor-bomba centrífuga, 3/4 cv	1.785,89
CPOS/SP	Mar-21	P.11.000.066626	Motor-bomba centrífuga, 1.0 cv	2.285,69
CPOS/SP	Mar-21	P.11.000.090212	Motor-bomba centrífuga, 1.5 cv	2.712,96
CPOS/SP	Mar-21	P.11.000.090215	Motor-bomba centrífuga, 3.0 cv	4.119,37
CPOS/SP	Mar-21	P.11.000.042428	Motor-bomba centrífuga, 5.0 cv	3.349,12
CPOS/SP	Mar-21	P.11.000.066201	Motor-bomba centrífuga, 7.5 cv	5.660,99
CPOS/SP	Mar-21	P.11.000.090211	Motor-bomba centrífuga, 10 cv	6.736,93
CPOS/SP	Mar-21	P.11.000.066543	Motor-bomba centrífuga, 15 cv	7.324,36
CPOS/SP	Mar-21	P.11.000.066624	Motor-bomba centrífuga, 20 cv	8.804,97
CPOS/SP	Mar-21	P.11.000.066526	Motor-bomba centrífuga, 30 cv	12.998,23
CPOS/SP	Mar-21	P.11.000.066172	Motor-bomba centrífuga, 40 cv	22.389,39
CPOS/SP	Mar-21	O.05.000.066226	Motor-bomba centrífuga, 50 cv	22.505,22
CPOS/SP	Mar-21	P.11.000.066545	Motor-bomba centrífuga, 60 cv	30.880,90

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).

O custo unitário para conjuntos Motor-Bomba Centrífuga acima de 60 cv foram estimados conforme a Figura A2 a seguir.



**Figura A2:** Estimativa de custo de implantação para conjuntos Motor-Bomba Centrífuga acima de 60 cv.

Fonte: Elaborado pelo autor (2021).