



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL – DECA

VICTOR COSTA LEMOS

**ANÁLISE DA EFICIÊNCIA HIDROENERGÉTICA E DIMENSIONAMENTO
ECONÔMICO DO SISTEMA DE RECALQUE DE ÁGUA BRUTA DO RIO
MUMBABA PARA O RIO MARÉS, LOCALIZADO NO MUNICÍPIO DE JOÃO
PESSOA-PB.**

João Pessoa - PB

2019

VICTOR COSTA LEMOS

**ANÁLISE DA EFICIÊNCIA HIDROENERGÉTICA E DIMENSIONAMENTO
ECONÔMICO DO SISTEMA DE RECALQUE DE ÁGUA BRUTA DO RIO
MUMBABA PARA O RIO MARÉS, LOCALIZADO NO MUNICÍPIO DE JOÃO
PESSOA-PB.**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal da Paraíba, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental - DECA, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Heber Pimentel Gomes

João Pessoa - PB

2019

Catálogo na publicação
Seção de Catalogação e Classificação

L557a LEMOS, VICTOR COSTA.

ANÁLISE DA EFICIÊNCIA HIDROENERGÉTICA E DIMENSIONAMENTO
ECONÔMICO DO SISTEMA DE RECALQUE DE ÁGUA BRUTA DO RIO
MUMBABA PARA O RIO MARÉS, LOCALIZADO NO MUNICÍPIO DE
JOÃO PESSOA-PB. / Victor Costa Lemos. - João Pessoa,
2019.

99 f. : il.

Orientação: HEBER PIMENTEL GOMES.

Monografia (Graduação) - UFPB/DE TECNOLOGIA.

1. Sistema de recalque. 2. Dimensionamento de bombas.
3. Eficiência hidroenergética. 4. Análise econômica. I.
GOMES, HEBER PIMENTEL. II. Título.


UFPB/BC

FOLHA DE APROVAÇÃO

VICTOR COSTA LEMOS


**ANÁLISE DA EFICIÊNCIA HIDROENERGÉTICA E DIMENSIONAMENTO
ECONÔMICO DO SISTEMA DE RECALQUE DE ÁGUA BRUTA DO RIO
MUMBABA PARA O RIO MARÉS, LOCALIZADO NO MUNICÍPIO DE JOÃO
PESSOA-PB**

Trabalho de Conclusão de Curso em 01/10/2019 perante a seguinte Comissão Julgadora:



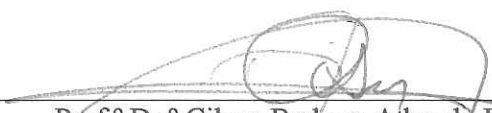
Prof.º Dr.º Heber Pimentel Gomes
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

Aprovado



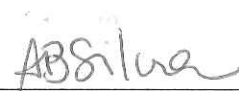
Prof.ª Dr.ª Ana Cláudia Fernandes Medeiros Braga
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

Aprovado



Prof.º Dr.º Gilson Barbosa Athayde Júnior
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

Aprovado



Prof.ª Andrea Brasiliano Silva
Matrícula Siape: 1549557
Coordenadora do Curso de Graduação em Engenharia Civil

Dedico este trabalho a toda minha família,
especialmente aos meus pais Eduardo e
Erovanja, que me amam incondicionalmente e
lutaram ao meu lado por essa conquista.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer a Deus pelas bênçãos em minha vida e pela oportunidade de ter chegado até aqui.

Agradeço a meus pais, Erovanja e Eduardo, por todo o amor e carinho que têm comigo, pela confiança depositada em mim durante essa trajetória e por não medirem esforços para que eu pudesse ter a oportunidade de estudar.

Agradeço a minha irmã, Amanda, que sempre torceu por mim.

Agradeço à equipe da Companhia de Água e Esgoto da Paraíba (CAGEPA) pelo companheirismo durante os anos de estágio na empresa e pelo suporte e conhecimento dado para a realização deste trabalho.

Agradeço a minha namorada, Mariana, pelo apoio e amor que sempre demonstrou durante todos esses anos.

Grato também a meus colegas de turma que se tornaram amigos durante essa caminhada, por todos os momentos compartilhados durante o processo de formação.

A todos os professores que contribuíram nessa longa jornada acadêmica.

E a todos os meus amigos e familiares, pois sei que a minha realização também é de todos vocês, obrigada por torcerem e orarem por mim.

RESUMO

O sistema de recalque de água bruta do rio Mumbaba até o rio Marés faz parte do programa de abastecimento de água do município de João Pessoa-PB e regiões adjacentes. Com base em estudos realizados, é possível visualizar alguns problemas que prejudicam a plena funcionalidade do sistema atual, tais como: a baixa vazão de água bruta promovida às custas de um alto gasto energético, bem como a necessidade em bombear água do Rio Gramame além do autorizado. Este trabalho visa à realização do diagnóstico de tais problemas e proposição de um novo projeto mais eficiente hidroenergeticamente, rentável e compromissado com o meio ambiente. Tendo como base o estudo do sistema atual e seus entraves, associado às consultas bibliográficas acerca do tema, foram dimensionados dois novos conjuntos motobomba (CMB) a substituírem os utilizados no momento pela Companhia de Água e Esgoto da Paraíba (CAGEPA). Com esta mudança, chegou-se à vazão de fluxo almejada de 500l/s - o que equivale a 143% da vazão atual, operando sob o mesmo gasto energético dos conjuntos em funcionamento. Também foi realizada uma análise econômica do projeto proposto e viu-se que os benefícios superam os custos, em todos os âmbitos. Além disso, frente a outros problemas encontrados, foram sugeridas algumas recomendações com o objetivo de melhorar o funcionamento do sistema vigente.

Palavras-chave: Sistema de recalque. Dimensionamento de bombas. Eficiência hidroenergética. Análise econômica.

ABSTRACT

The water system from the Mumbaba River to the Marés River is part of the water supply program of the city of João Pessoa-PB and adjacent regions. Based on the former studies, it is possible to visualize some problems that hinder the full capacity of the current system, such as: the low flow rate of water promoted at the expense of a high energy expenditure, as well as the need to pump the Gramame River water beyond permitted by law. This work aims to make diagnoses of these problems and propose a new project more efficient hydroenergetically, rentable and committed to the environment. Based on the study of the current system and its inputs, the associated bibliographic about the theme, two new sets of motor pumps (CMB) were dimensioned and replaced those currently used by the Paraíba Water and Sewage Company (CAGEPA). With this change, the flow rate reaches about 500 l / s - which is equivalent to 143% of the current flow, operating under the same energy expenditure of the operating sets. An economic analysis of the proposed project was also performed and saw that the benefits outweigh the costs. In addition, due to other problems encountered, some changes were suggested in order to improve the functioning of the current system.

Keywords: Water Lifting Station. Dimensioning of pumps. Hydroenergetic Efficiency. Economic Analysis.

LISTA DE ABREVIATURAS

| | |
|--------|---|
| ABNT | Associação Brasileira de Normas Técnicas |
| ANA | Agência Nacional de Águas |
| CAGEPA | Companhia de Água e Esgoto da Paraíba |
| CMB | Conjunto Motobomba |
| EE | Estação Elevatória |
| EEAB | Estação Elevatória de Água Bruta |
| ETA | Estação de Tratamento de Água |
| DN | Diâmetro Nominal |
| NBR | Norma Técnica |
| NPSH | <i>Net Positive Suction Head</i> |
| NPSHD | <i>Net Positive Suction Head</i> disponível |
| NPSHR | <i>Net Positive Suction Head</i> requerida |
| PME | Ponto Máximo de Eficiência |
| PRFV | Poliéster Revestido com Fibra de Vidro |
| PT | Ponto de Trabalho |
| PVC | Policloreto de vinil |
| SAA | Sistema de Abastecimento de Água |
| SSI | Subsistema Integrado |
| TIR | Taxa Interna de Retorno |
| VPL | Valor Presente Líquido |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1 – Esquema do funcionamento de um sistema de abastecimento | 19 |
| Figura 2 – Etapas do tratamento da água em uma ETA..... | 21 |
| Figura 3 – Estruturas de uma estação elevatória..... | 22 |
| Figura 4 – Tipos de reservatórios..... | 23 |
| Figura 5 – Tipos de rede..... | 24 |
| Figura 6 – Representação da linha Piezométrica de energia..... | 26 |
| Figura 7 – Processo para cálculo do coeficiente de atrito..... | 29 |
| Figura 8 – Diagrama de Moody | 29 |
| Figura 9 – Diferentes situações na instalação da bomba..... | 37 |
| Figura 10 – Representação da curva característica da bomba..... | 40 |
| Figura 11 – Representação da curva do sistema. | 41 |
| Figura 12 – Ponte de operação do sistema | 41 |
| Figura 13 – Representação da curva NPSHr de uma bomba | 43 |
| Figura 14 – Interseção das curvas dos NPSH | 43 |
| Figura 15 – Relação entre as funções de custos e o diâmetro da adutora | 44 |
| Figura 16 – Fluxo de caixa..... | 48 |
| Figura 17 - GPSmap GARMIN 78s..... | 50 |
| Figura 18 - Saída das duas adutoras da casa de bombas | 51 |
| Figura 19 - Caixa de inspeção da adutora 1 | 51 |
| Figura 20 - Caixa de inspeção da adutora 2 | 52 |
| Figura 21 - Reservatório de destino da água recalçada..... | 52 |
| Figura 22 - Medidor de Vazão Ultrassônico PT – 878 | 54 |
| Figura 23 - Colocação dos transdutores no tubo para medir a vazão..... | 54 |
| Figura 24 – Datalogger de pressão na sucção da marca SANESOLUTI..... | 55 |
| Figura 25 – Datalogger de pressão no recalque da marca SANESOLUTI..... | 55 |
| Figura 26 – Analisador de grandezas elétricas mps722 | 56 |
| Figura 27 – Sistema de água bruta que abastece a grande João Pessoa..... | 57 |
| Figura 28 – Barragem de nível do rio Mumbaba | 59 |
| Figura 29 – Canal de captação do rio Mumbaba | 59 |
| Figura 30 – Poço de sucção da EEAB do rio Mumbaba..... | 60 |
| Figura 31 – Casa de bombas da EEAB do rio Mumbaba | 60 |

| | |
|---|----|
| Figura 32 – Esquemático dos componentes de captação | 61 |
| Figura 33 – Esquemático da planta baixa da casa de bombas..... | 61 |
| Figura 34 - Esquemático do corte das duas bombas | 62 |
| Figura 35 - Caminhamento do trecho por recalque das adutoras..... | 63 |
| Figura 36 - Rotor do CMB 1 danificado | 72 |
| Figura 37 - Motobomba anfíbia 125cv Helibombas em captação de água bruta..... | 75 |
| Figura 38 – Formas de instalação da bomba anfíbia..... | 76 |
| Figura 39 – Esquemático da planta e do corte do novo barrilete..... | 77 |
| Figura 40 – Valor do CMB semelhante ao empregado neste trabalho | 83 |
| Figura 41 – Representação da grade e desarenador no canal..... | 86 |

LISTA DE GRÁFICOS

| | |
|--|----|
| Gráfico 1 – Curva do sistema da adutora 1 | 69 |
| Gráfico 2 – Curva do sistema da adutora 2 | 70 |
| Gráfico 3 – Curva NPSH disponível..... | 71 |
| Gráfico 4 – Curvas Características do CMB 2..... | 73 |
| Gráfico 5 – Ponto de trabalho do CMB-2 | 74 |
| Gráfico 6 - Ponto de trabalho do novo CMB na adutora 1 | 79 |
| Gráfico 7 - Ponto de trabalho do novo CMB na adutora 2 | 79 |
| Gráfico 8 – Curvas NPSHr x NPSHd do novo projeto | 81 |
| Gráfico 9 – Consumo de energia mensal da EEAB do rio Mumbaba | 83 |
| Gráfico 10 – Despesas mensais com energia na EEAB do rio Mumbaba | 84 |
| Gráfico 11 – Equação que relaciona o consumo com a despesa..... | 84 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|---|----|
| Tabela 1 - Viscosidade cinemática da água segundo sua temperatura..... | 28 |
| Tabela 2 - Rugosidade absoluta dos tubos (ϵ) em mm | 30 |
| Tabela 3 - Valor do coeficiente C sugerido para a fórmula de Hazen-Williams | 31 |
| Tabela 4 - Valores do coeficiente de perda localizada K..... | 32 |
| Tabela 5 - Comprimento equivalente, em número de diâmetros | 33 |
| Tabela 6 - Tubos de PVC/DEFoFo | 34 |
| Tabela 7 - Características dos tubos de ferro fundido dúctil classe K7 | 34 |
| Tabela 8- Características dos tubos de ferro fundido dúctil classe K9 | 35 |
| Tabela 9 - Velocidade máxima para dimensionamento de adutoras..... | 36 |
| Tabela 10 - Vazões transportadas pelos equipamentos..... | 58 |
| Tabela 11 – Perfil das adutoras | 63 |
| Tabela 12 – Desníveis do trecho por recalque | 64 |
| Tabela 13 – Características Adutora 1 | 64 |
| Tabela 14 – Características Adutora 2 | 64 |
| Tabela 15 – Número de Reynolds..... | 65 |
| Tabela 16 – Fator de atrito das adutoras | 66 |
| Tabela 17 – Perdas de carga pela fórmula de Darcy-Weisbach..... | 66 |
| Tabela 18 – Perdas de carga pela fórmula de Hazen-Williams | 66 |
| Tabela 19 – Perdas de carga total das adutoras..... | 68 |
| Tabela 20 – Pontos da curva do sistema da adutora 1..... | 69 |
| Tabela 21 – Pontos da curva do sistema da adutora 2..... | 70 |
| Tabela 22 – Pontos da curva do NPSHd para as duas adutoras..... | 71 |
| Tabela 23 – Pontos curva característica H x Q | 73 |
| Tabela 24 - Pontos curva característica η x Q..... | 73 |
| Tabela 25 – Pontos da nova curva do sistema da adutora 1 | 78 |
| Tabela 26 - Pontos da nova curva do sistema da adutora 2 | 78 |
| Tabela 27 – Ponto de trabalho dos novos conjuntos..... | 80 |

SUMÁRIO

| | | |
|-----------|--|-----------|
| 1. | INTRODUÇÃO..... | 16 |
| 2. | OBJETIVOS..... | 18 |
| 2.1 | OBJETIVO GERAL | 18 |
| 2.2 | OBJETIVOS ESPECÍFICOS | 18 |
| 3. | REVISÃO BIBLIOGRÁFICA | 19 |
| 3.1 | PARTES DE UM SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA..... | 19 |
| 3.1.1 | Mananciais..... | 19 |
| 3.1.2 | Estruturas de captação | 20 |
| 3.1.3 | Estação de tratamento de água – ETA..... | 20 |
| 3.1.4 | Estações elevatórias | 21 |
| 3.1.5 | Adutoras | 22 |
| 3.1.6 | Reservatórios | 22 |
| 3.1.7 | Redes de distribuição..... | 24 |
| 3.1.8 | Ligações prediais | 24 |
| 3.2 | HIDRÁULICA DOS CONDUTOS FORÇADOS EM ADUTORAS..... | 25 |
| 3.2.1 | Escoamento pressurizado nas tubulações | 25 |
| 3.2.2 | Limites de velocidade nas adutoras | 36 |
| 3.3 | ESTAÇÕES DE BOMBEAMENTO..... | 36 |
| 3.3.1 | Altura Geométrica e Manométrica | 37 |
| 3.3.2 | Potências e Rendimentos | 38 |
| 3.3.3 | Curvas Características | 39 |
| 3.3.4 | Curvas do Sistema e Ponto de Trabalho..... | 40 |
| 3.3.5 | Altura de Aspiração, Cavitação e NPSH..... | 41 |
| 3.4 | DIMENSIONAMENTO DE ADUTORAS E INSTALAÇÕES DE RECALQUE .. | 44 |
| 3.4.1 | Custos de Implantação e de Operação de Estações elevatórias..... | 44 |

| | | |
|-----------|--|-----------|
| 3.4.2 | Metodologia de dimensionamento..... | 46 |
| 3.5 | EFICIÊNCIA ENERGÉTICA | 46 |
| 3.6 | ANÁLISE ECONÔMICA DE PROJETOS | 47 |
| 3.6.1 | Fluxo de caixa..... | 47 |
| 3.6.2 | Série crescente de parcelas | 48 |
| 3.6.3 | Métodos de avaliação econômica de Projetos | 48 |
| 4. | MATERIAIS E MÉTODOS | 50 |
| 5. | SISTEMA DE RECALQUE DO RIO MUMBABA | 57 |
| 6. | RESULTADOS E DISCUSSÕES..... | 65 |
| 6.1 | DIAGNÓSTICO DO SISTEMA ATUAL..... | 65 |
| 6.1.1 | Cálculo da perda de carga..... | 65 |
| 6.1.2 | Limite de velocidade nas adutoras..... | 68 |
| 6.1.3 | Verificação do diâmetro econômico..... | 68 |
| 6.1.4 | Curva do sistema | 69 |
| 6.1.5 | Curvas NPSH..... | 70 |
| 6.1.6 | Curvas características das bombas e ponto de operação | 72 |
| 6.2 | PROPOSTA DE INTERVENÇÃO | 74 |
| 6.2.1 | Dimensionamento econômico dos novos conjuntos..... | 75 |
| 6.2.2 | Recomendações para melhoria do sistema | 85 |
| 7. | CONCLUSÕES..... | 87 |
| | REFERÊNCIAS | 88 |
| | APÊNDICE 1 - DADOS MEDIDOS EM CAMPO PARA TRAÇAR A CURVA CARACTERÍSTICA DO CMB-2 | 92 |
| | ANEXO 1 - CURVA CARACTERÍSTICA DA BOMBA 2..... | 97 |
| | ANEXO 2 - PONTOS DE TRABALHO DO NOVO CMB NA ADUTORA 1 | 98 |
| | ANEXO 3 - PONTOS DE TRABALHO DO NOVO CMB NA ADUTORA 2 | 99 |

1. INTRODUÇÃO

A água é um recurso primordial para a existência dos seres vivos na Terra e se constitui também como um elemento vital para o desenvolvimento do homem. Ainda que seja um recurso renovável, pelo seu ciclo hidrológico, é limitado. Por isso, deve ser utilizado racionalmente, de maneira a evitar a sua escassez.

A principal forma a qual o homem tem acesso à água potável é por meio de um sistema de abastecimento de água (SAA), que consiste no conjunto de obras, instalações e serviços com o objetivo de garantir a distribuição desse recurso com qualidade, segurança e acessibilidade.

Basicamente as estruturas que compõem um sistema de abastecimento de água são: unidades de captação, estações de tratamento de água (ETAs), estações elevatórias (EEs), adutoras, reservatórios e redes de distribuição. Todos esses componentes são essenciais para o funcionamento ideal do sistema. De maneira geral, a água é captada da natureza, transportada até uma estação de tratamento, tratada e conduzida para os reservatórios, de onde é distribuída para a população. Como a água captada se encontra em cotas baixas, é preciso de uma estação elevatória, que possui bombas e acessórios responsáveis por transpor o líquido de pontos mais baixos para pontos mais altos. Toda a movimentação de água entre as unidades do SAA que precede a rede de distribuição é realizada por uma canalização, chamada de adutora.

Barbosa e Venturini (2002) afirmam que a falta de planejamento e manutenção adequada, têm tornado deficientes os sistemas de abastecimento de água, e a importância da reabilitação está intimamente ligada à diminuição dos custos operacionais, o aumento da segurança e da confiabilidade dos serviços prestados, através de medidas que retardem ao máximo os investimentos em futuras expansões e possibilitem um aumento cauteloso de futuras ampliações dos sistemas.

Todo projeto de abastecimento de água parte do conjunto de dados que apontam a quantidade de água requerida pelo sistema e a disponibilidade hídrica da região. Existem diversos fatores que influem na demanda de água requerida, o principal deles é a quantidade de pessoas naquela localidade.

Historicamente, principalmente as regiões metropolitanas, devido às elevadas taxas de crescimento populacional e à poluição, sofrem com o seguinte problema: as fontes hídricas que abastecem tal sistema vão se tornando escassas. Por isso, torna-se necessário buscar água em um manancial localizado a maiores distâncias. Um exemplo é o caso da cidade de João Pessoa. Seu SAA já passou por diversas intervenções que visaram o aumento da oferta de água para a

população, uma delas foi a implantação do projeto de captação no rio Mumbaba em conjunto com a adutora de água bruta Mumbaba – Marés, objetos de estudo deste trabalho.

A captação do rio Mumbaba é composta por dois conjuntos elevatórios e duas adutoras em paralelo. As adutoras estão divididas em dois trechos, o primeiro por recalque e o segundo por gravidade. Este projeto teve como foco apenas o trecho por recalque e os dois conjuntos elevatórios, e foi realizado com o intuito de melhorar a eficiência energética do sistema e aumentar a vazão bombeada para o rio Marés, que é responsável pelo abastecimento de cerca de 30% da população da grande João Pessoa.

O sistema da elevatória de Mumbaba foi construído por volta de 1970, e projetado para recalcar uma vazão de 600l/s, no entanto, devido ao desgaste pelo tempo e pela falta de manutenção adequada, os dados de vazões revelam que nas condições em que se encontra esta unidade, a vazão recalçada é bem inferior à prevista, situando-se por volta de 350l/s. Além disso, os conjuntos motobomba (CMBs) por diversas vezes apresentam problemas que geram uma intermitência no bombeamento.

Esta baixa vazão aduzida interfere em todo o sistema de abastecimento da cidade, muitas vezes deixando a barragem do rio Marés em seu nível mínimo operacional. Quando isto ocorre, é preciso bombear a água bruta da captação de Gramame para o rio Marés, ultrapassando a vazão de retirada permitida deste rio, o que pode vir a acarretar em uma diminuição ou até mesmo à cessação da disponibilidade hídrica do manancial.

O presente trabalho visa propor uma solução econômica para a otimização do transporte de água bruta entre o rio Mumbaba e a barragem do rio Marés, levando-se em conta as restrições com relação aos possíveis impactos ambientais. Devem-se considerar alternativas de aproveitamento parcial ou total dos componentes existentes do atual sistema e analisar o gasto energético dos dois conjuntos motobomba presentes na EE.

2. OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Analisar o rendimento do sistema de recalque de água bruta do rio Mumbaba, localizado no município de João Pessoa- PB, e propor uma solução racionalmente econômica, em termos de minimização de custos de investimento e operação.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Visando o objetivo geral deste trabalho, foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- Realizar levantamento e analisar de dados técnicos do sistema atual;
- Propor e dimensionar alternativa para a otimização do sistema atual;
- Verificar a eficiência energética do projeto proposto;
- Fazer uma análise econômica do projeto proposto.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 PARTES DE UM SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

Conforme Tsutiya (2006), os sistemas de abastecimento de água têm uma estrutura que varia de acordo com características locais e particulares, como: topografia, distância em relação aos mananciais etc. De um modo geral, os sistemas convencionais de abastecimento de água são constituídos das seguintes partes:

- Manancial;
- Captação;
- Estação de tratamento de água;
- Estações elevatórias;
- Adutoras;
- Reservatórios;
- Redes de distribuição;
- Ligações prediais.

Figura 1 – Esquema do funcionamento de um sistema de abastecimento



Fonte: Tsutiya (2004)

3.1.1 Mananciais

Segundo Gomes (2019), os mananciais são as fontes hídricas que abastecem os sistemas de distribuição de água, que podem ser superficiais ou subterrâneos. Entre os superficiais estão

os rios, barragens e lagos; já os subterrâneos são os diversos tipos de aquíferos existentes, cuja água pode ser captada por meio de poços. A escolha do manancial para o abastecimento público depende de fatores como: quantidade disponível, qualidade da água bruta, custos de captação, tratamento e transporte da vazão requerida.

3.1.2 Estruturas de captação

As obras de captação são o conjunto de estruturas e dispositivos de engenharia, construídos próximos ao manancial, que permite a retirada de água destinada ao abastecimento. Suas estruturas dependem do tipo de manancial em estudo. Para se captar água de um manancial superficial utiliza-se um conduto de tomada d'água, que pode ser um canal ou uma tubulação; na captação de um manancial subterrâneo, os dispositivos mais utilizados são os poços perfurados (GOMES, 2019).

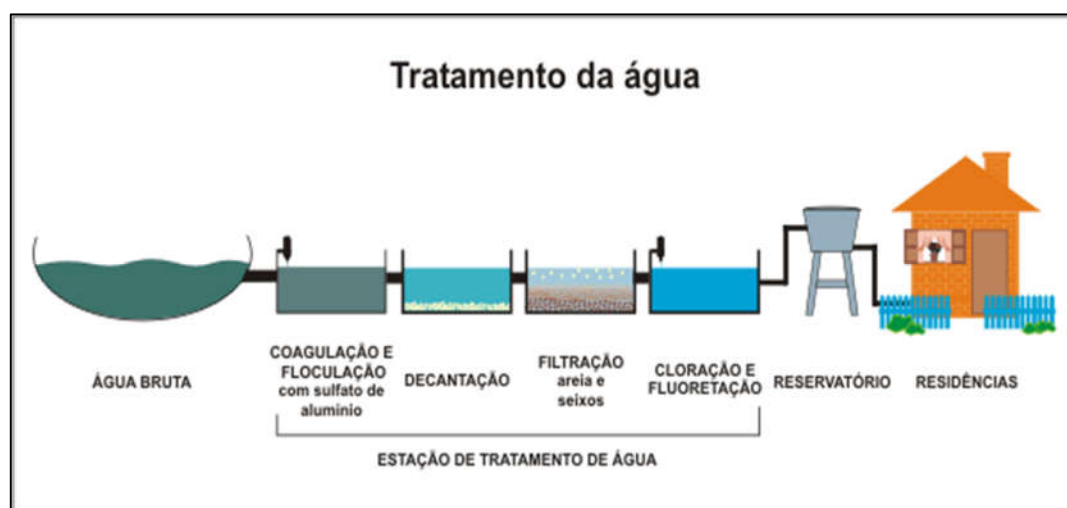
3.1.3 Estação de tratamento de água – ETA

De acordo com Gomes (2019), a água em seu estado natural, quando captada de um manancial, contém impurezas e substâncias inadequadas para o consumo, podendo afetar a saúde do usuário. O processo de tornar a água potável ocorre na ETA, por onde a água bruta passa por um processo de tratamento, que dependendo do seu estado de poluição inicial, pode ser complexo e caro. A Figura 2 apresenta um esquema das etapas mais importantes de uma estação de tratamento de água.

- **Coagulação:** quando a água bruta recebe, logo ao entrar na ETA, um elemento químico coagulante (normalmente o sulfato de alumínio) que serve para aglutinar as partículas finas em suspensão presente na água.
- **Floculação:** em tanques de concreto com a água em movimento, continua o processo de aglutinação e essas partículas finas se transformam em flocos maiores.
- **Decantação:** Esses flocos de sujeira são sedimentados em decantadores, sendo separados da água, que segue seu tratamento.
- **Filtração:** Nesta etapa a água passa por diversos filtros contendo areia, pedregulho e carvão mineral, onde ocorre o processo de retenção de impurezas que passaram nas etapas anteriores.

- Desinfecção: aqui ocorre a adição de um elemento químico desinfetante (normalmente o cloro) para eliminar germes nocivos à saúde humana e garantir a qualidade da água durante toda a distribuição.
- Fluoretação: O flúor também é aplicado à água com o intuito de prevenir a cárie nos consumidores.
- Correção do pH: por fim, com a adição da cal hidratada, a água passa por um processo de neutralização, para preservar as tubulações de distribuição.

Figura 2 – Etapas do tratamento da água em uma ETA



Fonte: Prefeitura municipal de São José da Varginha

3.1.4 Estações elevatórias

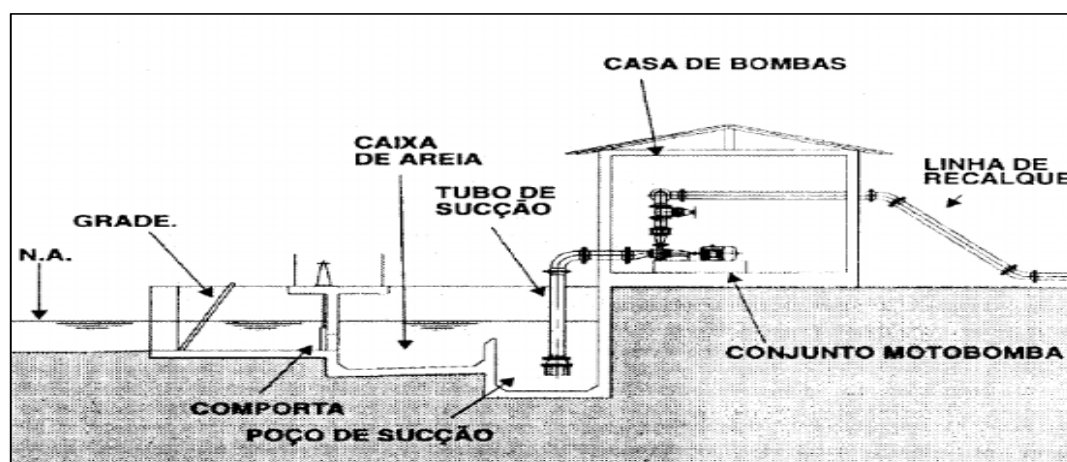
O transporte da água dentro do sistema de abastecimento pode ser realizado de duas formas: por gravidade, quando o local de destino do líquido se encontra em uma cota mais baixa que o de origem; ou por recalque através de uma estação elevatória, em que o conjunto motobomba transfere energia e eleva a pressão do líquido para vencer o desnível topográfico e/ou aumentar a capacidade de adução do sistema. As estações elevatórias possuem extrema importância em um SAA, pois são os componentes que apresentam grande custo de operação devido à grande utilização da energia elétrica (cerca de 90% da energia consumida por um SAA), e além disso, podem ser encontradas na captação, adução, tratamento e distribuição de água (GOMES, 2019)..

As estações elevatórias quando destinadas a conduzir água não tratada, são denominadas de estações elevatórias de água bruta; caso a água seja tratada são chamadas de estações

elevatórias de água tratada e geralmente são instaladas após a ETA. Podem também ser encontradas entre reservatórios ou em um trecho de rede, estas são conhecidas como boosters (Heller e Pádua, 2010).

Tsutiya (2006) elenca os principais equipamentos e instalações que integram uma estação elevatória, são eles: o poço de sucção, a casa de bombas, conjunto motor-bomba, o quadro elétrico de acionamento e proteção e o barrilete (tubulações e peças). A Figura 3 ilustra alguns desses itens.

Figura 3 – Estruturas de uma estação elevatória



Fonte: Valladão

3.1.5 Adutoras

Gomes (2019) afirma que o transporte de água que antecede a rede de distribuição, ou seja, entre os mananciais, as captações, as ETAs e os reservatórios são realizados por meio de uma canalização, também chamada de linhas adutoras, que conduzem a água por recalque e/ou gravidade, dependendo dos desníveis e distâncias entre os componentes. As derivações das adutoras que não distribui água aos consumidores, são nomeadas de subadutoras.

3.1.6 Reservatórios

Para Gomes (2019), os reservatórios são unidades hidráulicas de acumulação e passagem de água localizados em pontos estratégicos do sistema de abastecimento e são responsáveis pelas seguintes funções:

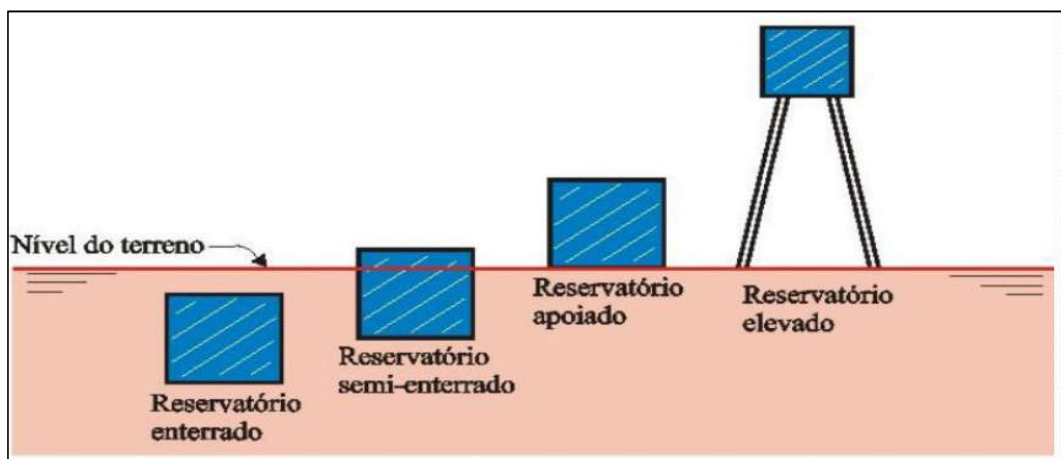
- Regularizar as diferenças entre o abastecimento e o consumo diário, proporcionando uma reserva de equilíbrio;
- Promover o abastecimento contínuo durante curtos períodos de interrupção na distribuição (reserva de emergência);
- Reservar água para combater incêndios;
- Regularizar as pressões disponíveis nas redes de distribuição.

Além destas principais funções, podem-se destacar outras, como:

- Bombeamento de água fora do horário de pico elétrico, o que permite a redução nos custos em energia;
- Aumento do rendimento do CMB (com vazão e altura manométrica constantes, os CMBs irão operar próximo ao seu ponto de rendimento máximo).

Os reservatórios de distribuição de água podem ser catalogados de acordo com sua configuração e sua posição com relação à rede de distribuição. Quanto a sua configuração, podem ser: enterrados, semienterrados, apoiados ou elevados (Figura 4), e as razões que determinam a escolha entre eles são normalmente pressões, vazões, volumes a armazenar e fatores econômicos. Com relação a sua posição em relação à rede de distribuição, existem os de montante, que se localizam antes da rede de distribuição, e os de jusante, que se localizam após a rede de distribuição. Neste último caso, recebe a água de consumo mínimo e ajuda a abastecer a cidade durante as horas de consumo máximo (Tsutiya, 2006).

Figura 4 – Tipos de reservatórios



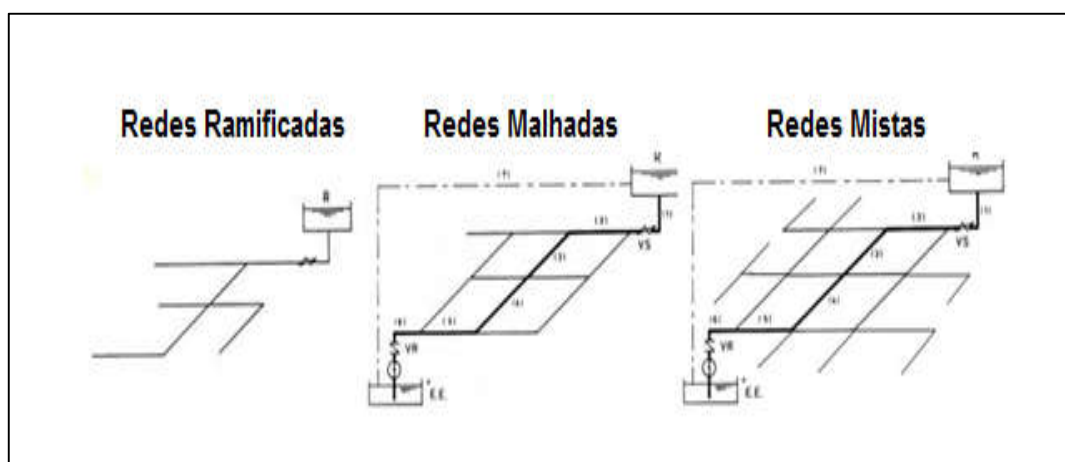
Fonte: ALEM SOBRINHO & CONTRERA (2016)

3.1.7 Redes de distribuição

As redes de distribuição são compostas pelo conjunto de tubulações, conexões e peças especiais destinadas a conduzir a água em quantidade, qualidade e pressão adequadas, para atender os diversos pontos de consumo, que podem ser para uso doméstico, industrial ou público. As canalizações principais, de maior diâmetro, abastecem as secundárias de menor diâmetro e estas se conectam diretamente aos pontos de consumo (GOMES, 2019).

Ainda segundo Gomes (2019), as redes de distribuição são classificadas conforme seu traçado, que pode ser malhado, ramificado ou misto, a depender de como suas tubulações sejam dispostas (Figura 5).

Figura 5 – Tipos de rede



Fonte: Tsutiya (2006)

3.1.8 Ligações prediais

As ligações prediais correspondem aos componentes finais de um SAA, que englobam, basicamente, três partes: um dispositivo de tomada d'água da rede coletiva, o hidrômetro e o ramal predial. O hidrômetro é um micromedidor que mede o consumo das economias abastecidas pela rede de distribuição (GOMES, 2019).

3.2 HIDRÁULICA DOS CONDUTOS FORÇADOS EM ADUTORAS

De acordo com Azevedo Netto (1998), considera-se forçado o conduto no qual o líquido escoar sob pressão diferente da atmosférica. A tubulação sempre opera totalmente cheia e fechada.

3.2.1 Escoamento pressurizado nas tubulações

O deslocamento de água em condutos forçados é regido, basicamente, por duas equações fundamentais, que são: a equação da continuidade e a equação da energia.

Como a água é um líquido praticamente incompressível, ou seja, não sofre efeitos significativos das pressões, a equação da continuidade define que em um escoamento permanente, a vazão (volume de água por unidade de tempo) mantém-se constante ao longo da extensão do conduto. Verifica-se então, para qualquer seção:

$$Q = VA = cte \quad (1)$$

Onde:

Q – vazão na tubulação, m³/s;

A – área da seção transversal da tubulação, m²;

V – velocidade média de circulação da água, m/s.

A equação de energia aplicada a fluidos incompressíveis estabelece que em um escoamento permanente, entre duas seções de um conduto (de 1 para 2), a soma das energias de pressão, potencial e cinética na seção 1, é igual à soma destas mesmas energias na seção 2, adicionadas perdas de energia produzidas entre essas duas seções. A equação da energia baseada na equação de Bernoulli se expressa (em termos de energia por unidade de peso) da seguinte forma:

$$\frac{p_1}{\gamma} + z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\gamma} + z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_f \quad (2)$$

Onde:

p – é a pressão na seção considerada, kgf/m²;

γ – é o peso específico do fluido, kgf/m³;

z – (energia potencial) é a cota do ponto médio da seção com relação a um determinado plano horizontal de referência, m;

V – é a velocidade média do escoamento na seção considerada, m/s;

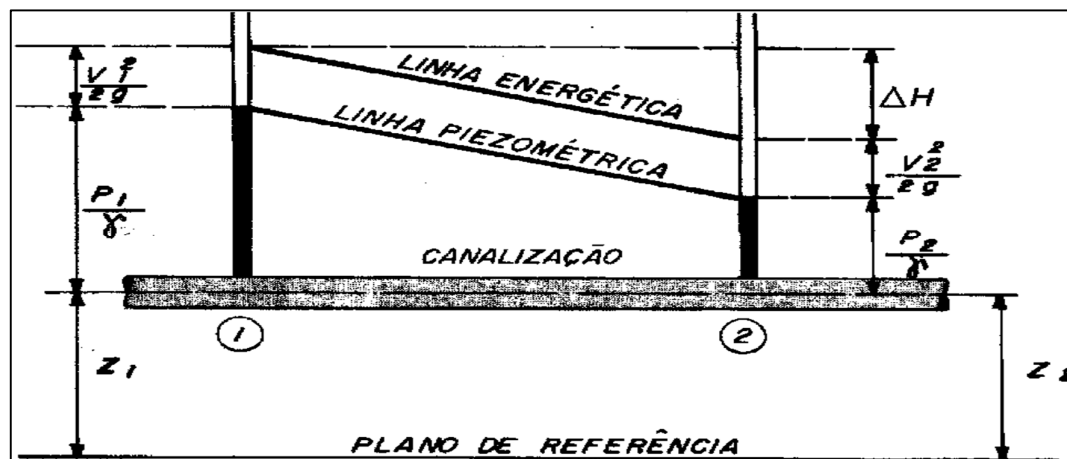
p/γ – é a energia de pressão por unidade de peso, m;

$V^2/2g$ – é a energia cinética por unidade de peso, m;

h_f – são as perdas de energia ou carga entre as seções a serem calculadas por unidade de peso, m.

Segundo Gomes (2019), os termos da equação de energia possuem unidades de comprimento e se expressam em metros de coluna d'água. Como a água possui um peso específico de 1000 kg/m^3 , 1 metro de coluna de água equivale a $0,1 \text{ kg/cm}^2$. A representação gráfica das alturas ao longo de uma tubulação se denomina linha piezométrica (Figura 6). Trata-se de uma linha reta, uma vez que a perda de carga de atrito ao longo do conduto varia linearmente com o comprimento dos tubos.

Figura 6 – Representação da linha Piezométrica de energia



Fonte Gomes (1999)

3.2.1.1 Perdas de carga ao longo do conduto

Ao percorrer uma tubulação, parte da energia do líquido se dissipa em forma de calor devido à viscosidade da água, juntamente com o efeito dos choques entre as partículas do fluido e o atrito interno. Essa energia transformada em calor denomina-se de perda de carga por atrito, perda de energia por atrito ou perda de carga contínua ao longo do conduto. Em um escoamento permanente e uniforme do fluido, a perda de carga h_f é proporcional à distância L percorrida

na tubulação, e a perda de carga unitária j , proveniente da relação da perda total e o comprimento, é constante ao longo do conduto. A perda de carga ao longo do conduto depende tanto das características físicas do líquido (viscosidade e massa específica), como das características geométricas do tubo (diâmetro interno e rugosidade absoluta das paredes internas). Para determinar a perda de carga por atrito em um escoamento uniforme e permanente, são usadas fórmulas empíricas. Existem diversas fórmulas desenvolvidas por pesquisadores para estimar, através do cálculo, a perda de carga, destacando-se os cientistas Darcy-Weisbach e Hazen-Williams. A escolha dependerá do nível de precisão desejado, como, também, da semelhança entre as condições hidráulicas utilizadas no desenvolvimento da fórmula e as do dimensionamento em questão (GOMES, 2019).

A fórmula que possui uma maior aceitação prática e também chamada de fórmula universal, é a de Darcy-Weisbach, que inclui todos os parâmetros básicos dos quais depende a perda de carga contínua, e é dada pela Equação 3.

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (3)$$

Onde:

h_f – perda de carga, mca;

f – fator de atrito, adimensional;

L – comprimento da tubulação, m;

D – diâmetro interno da tubulação, m;

V – velocidade, m/s;

g – constante gravitacional, m/s².

Combinando a Equação 3 com a equação da continuidade (Equação 1), a fórmula de Darcy-Weisbach torna-se igual a:

$$h_f = \frac{8f}{\pi^2 g} L \frac{Q^2}{D^5} \quad (4)$$

Onde:

Q – é a vazão na tubulação, m³/s.

Conforme Gomes (2019), para determinar o fator de atrito “ f ”, são utilizados dois parâmetros: a rugosidade relativa do tubo (ε/D) – ε é a rugosidade absoluta, altura das

saliências das paredes de um tubo, tal valor depende do material e é fornecido pelo fabricante – e do número de Reynolds, quando se trata de um regime turbulento. Como os escoamentos nas tubulações dos sistemas pressurizados são sempre turbulentos e se tratando de condições normais de temperatura, o valor de Reynolds será sempre maior do que 4000 e pode ser obtido mediante a Equação 5.

$$Re = \frac{V D}{\nu} \quad (5)$$

Onde:

V – velocidade média, m/s;

D – diâmetro interno da tubulação, m;

ν – viscosidade cinemática do líquido (Dados na Tabela 1).

Tabela 1 - Viscosidade cinemática da água segundo sua temperatura

| T (°C) | ν (m ² /s) | T (°C) | ν (m ² /s) |
|--------|---------------------------|--------|---------------------------|
| 0 | 0,000001792 | 18 | 0,000001059 |
| 2 | 0,000001673 | 20 | 0,000001007 |
| 4 | 0,000001567 | 22 | 0,000000960 |
| 6 | 0,000001473 | 24 | 0,000000917 |
| 8 | 0,000001386 | 26 | 0,000000876 |
| 10 | 0,000001308 | 28 | 0,000000839 |
| 12 | 0,000001237 | 30 | 0,000000804 |
| 14 | 0,000001172 | 32 | 0,000000772 |
| 16 | 0,000001112 | 34 | 0,000000741 |

Fonte: LENHS

Para $Re > 4000$ o coeficiente de atrito pode ser determinado pela fórmula de Colebrook e White (Equação 6).

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{k}{3,71D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \right) \quad (6)$$

Onde:

f – fator de atrito, adimensional;

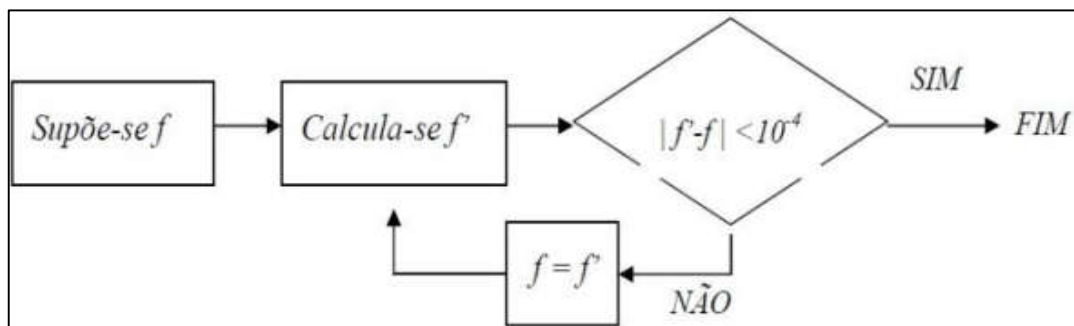
k – rugosidade equivalente, m;

D – diâmetro interno da tubulação, m;

Re – número de Reynolds, adimensional.

Para resolver esta equação, é preciso utilizar-se de um processo iterativo simples, explícito na Figura 7, o qual pode ser realizado pela ferramenta “atingir metas” do programa Excel.

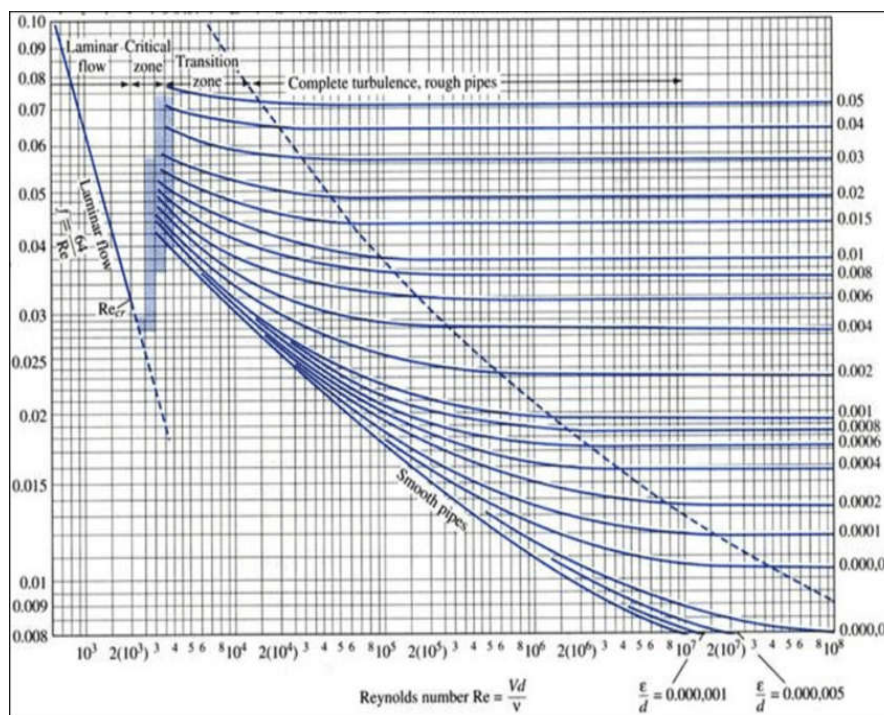
Figura 7 – Processo para cálculo do coeficiente de atrito



Fonte: Freire (2000)

Outra maneira bem simples de encontrar o valor do coeficiente de atrito é entrar com os valores de Reynolds e de rugosidade relativa no diagrama de Moody, representado na figura abaixo.

Figura 8 – Diagrama de Moody



Fonte: Azevedo Neto (1998)

Caso não disponha da rugosidade absoluta fornecida pelo fabricante, a Tabela 2 indica os valores médios ou intervalos de valores médios da rugosidade absoluta para diversos materiais de fabricação das tubulações hidráulicas.

Tabela 2 - Rugosidade absoluta dos tubos (ϵ) em mm

| Material | Tubos novos | Tubos velhos |
|--|--------------------|---------------------|
| Aço galvanizado | 0,015 a 0,02 | 0,46 |
| Aço rebitado | 0,10 a 0,30 | 0,60 |
| Aço revestido | 0,04 | 0,05 a 0,12 |
| Aço soldado | 0,004 a 0,006 | 0,24 |
| Chumbo | 0,001 | 0,001 |
| Cimento amianto | 0,0025 | - |
| Cobre ou Latão | 0,001 | 0,001 |
| Concreto bem-acabado | 0,03 a 0,10 | - |
| Concreto ordinário | 0,10 a 0,20 | - |
| Ferro forjado | 0,004 a 0,006 | 0,24 |
| Ferro fundido | 0,025 a 0,050 | 0,30 a 0,50 |
| Ferro fundido com revestimento interno asfáltico | 0,012 | 0,21 |
| Manilhas cerâmicas | 0,06 | 0,30 |
| Plástico | 0,001 | 0,001 |
| Vidro | 0,001 | 0,001 |

Fonte: Azevedo Netto (1998)

Outra fórmula que possui uma grande aceitação e é largamente empregada no dimensionamento das tubulações dos sistemas pressurizados de distribuição de água é a de Hazen-Williams (Equação 7), onde o coeficiente “C” representa a rugosidade do tubo, estimando-se também seu envelhecimento, cujos valores podem ser obtidos na Tabela 3 (GOMES, 2019).

$$h_f = 10,667 \frac{L}{D^{4,87}} \left(\frac{Q}{C} \right)^{1,852} \quad (7)$$

Onde:

h_f – perda de carga, m;

C – rugosidade da tubulação, adimensional;

D – diâmetro interno da tubulação, em m;

L – comprimento da tubulação, em m;

Q – vazão na tubulação, em m³/s;

Tabela 3 - Valor do coeficiente C sugerido para a fórmula de Hazen-Williams

| Tubos | Novos | Usados | Usados |
|--|-------|-----------|-----------|
| | | ± 10 anos | ± 20 anos |
| Vidro | 140 | 140 | 140 |
| Plástico (PVC) | 140 | 135 | 130 |
| Ferro fundido, revestido de argamassa de cimento | 130 | 120 | 105 |
| Ferro fundido, revestido de epóxi | 140 | 130 | 120 |
| Aço soldado revestimento betuminoso | 125 | 110 | 90 |
| Aço soldado revestimento epóxico | 140 | 130 | 115 |

Fonte: Azevedo Netto (1998)

A equação de Hazen-Williams foi desenvolvida baseada em ensaios com tubos de diâmetros maiores do que 75 cm e para vazões superiores a 3 L/s. Ela pode ser expressa também em função da vazão (Q) e da velocidade (V), conforme apresentada nas Equações 8 e 9.

$$Q = 0,279 C D^{2,63} J^{0,54} \quad (8)$$

$$V = 0,355 C D^{0,63} J^{0,54} \quad (9)$$

Onde:

J – é a perda de carga unitária, m/m;

3.2.1.2 Perdas de carga localizadas

Gomes (2019) afirma que, além das perdas de carga ao longo do conduto, existe a perda de carga localizada que decorre em pontos ou partes específicas da tubulação. As conexões e peças especiais (curvas, reduções, registros, válvulas, etc.) são as responsáveis por estas distorções no escoamento. A perda de carga localizada depende de diversos parâmetros de difícil determinação. É avaliada como uma porcentagem da carga cinética ($V^2/2g$) existente imediatamente à jusante do ponto onde ocorra a perda (Equação 10).

$$h_{floc} = k \frac{V^2}{2g} \quad (10)$$

Onde:

h_{floc} – perda de carga localizada, mca;

k – coeficiente de perda de carga singular, determinado experimentalmente (Tabela 4), adimensional;

V – velocidade média do fluxo à jusante da peça, m/s;

g – aceleração da gravidade, m/s².

Tabela 4 - Valores do coeficiente de perda localizada K

| Peça | K | Peça | K |
|----------------------------|------|----------------------------|-------|
| Ampliação gradual | 0,30 | Junção | 0,40 |
| Bocais | 2,75 | Medidor Venturi | 2,50 |
| Comporta aberta | 1,00 | Redução gradual | 0,15 |
| Controlador de vazão | 2,50 | Registro de ângulo, aberto | 5,00 |
| Cotovelo de 90° raio curto | 0,90 | Registro de gaveta, aberto | 0,20 |
| Cotovelo de 90° raio longo | 0,60 | Registro de globo, aberto | 10,00 |
| Cotovelo de 45° | 0,40 | Saída de canalização | 1,00 |
| Crivo | 0,75 | Tê, passagem direta | 0,60 |
| Curva de 90° | 0,40 | Tê, saída de lado | 1,30 |
| Curva 45° | 0,20 | Tê, saída bilateral | 1,80 |
| Curva 180° | 2,20 | Válvula de boia | 6,00 |
| Entrada normal | 0,50 | Válvula de pé | 1,75 |
| Entrada de borda | 1,00 | Válvula de retenção | 2,75 |

Fonte: Gomes (2019)

Outro método adotado para realizar o cálculo da perda de carga localizada é mediante a obtenção de um comprimento fictício de tubulação de diâmetro igual ao da peça considerada que produza uma perda por atrito equivalente a perda singular provocada pela peça. Este comprimento fictício pode ser encontrado igualando a Equação 10 com a fórmula universal da perda de carga (Equação 3). A Tabela 5 apresenta os comprimentos equivalentes em números de diâmetros para as peças encontradas em tubulações.

Tabela 5 - Comprimento equivalente, em número de diâmetros

| Peça especial | Comprimento expresso em quantidade de diâmetros |
|--|--|
| Cotovelo de 90° | 45 |
| Cotovelo de 45° | 20 |
| Curva de 90° | 30 |
| Curva de 45° | 15 |
| Entrada normal em conduto | 17 |
| Entrada de borda | 35 |
| Ampliação gradual (considere o maior diâmetro) | 12 |
| Redução gradual (usar o maior diâmetro) | 6 |
| Registro de gaveta aberto | 8 |
| Registro tipo globo aberto | 350 |
| Válvula borboleta aberta | 30 |
| Saída de canalização | 35 |
| Tê, passagem direta | 20 |
| Tê, saída de lado | 50 |
| Tê, saída bilateral | 65 |
| Válvula de pé com crivo | 250 |
| Válvula de retenção | 100 |

Fonte: Pimenta (1981)

3.2.1.3 Escolha dos tubos

Em um projeto de dimensionamento de uma adutora, a escolha do tubo adequado é extremamente importante. Entre os fatores a serem considerados na escolha, estão: diâmetro, custo dos tubos, pressões de trabalho, cargas externas que poderão atuar sobre as tubulações, custo de instalação, manutenção, qualidade da água a transportar e características do terreno onde os condutos irão ser instalados (GOMES, 2019).

3.2.1.4 Seleção do material a ser empregado em linhas adutoras

Para Gomes (2019), os principais materiais atualmente empregados em adutoras são os plásticos, que englobam o PVC, Polietileno, PRFV (poliéster revestido com fibra de vidro), e metálicos, que abrangem o ferro fundido e o aço, havendo uma grande predominância dos tubos de PVC e de ferro fundido.

Os tubos de PVC (cloreto de polivinil) são os mais utilizados em projetos de adutoras com o diâmetro inferior a 500 mm. Suas grandes vantagens são a baixa rugosidade das paredes do tubo, alta resistência à corrosão e o baixo custo de transporte e instalação. Entre os tipos de

tubos de PVC estão os da linha PBA e os da linha DEFoFo. Os tubos da linha DEFoFo (diâmetro equivalentes aos tubos de ferro fundido), da cor azul, são fabricados de acordo com a NBR 5647 da ABNT (1999), e são mais empregados nas adutoras devido aos seus diâmetros fornecidos (Tabela 6) e sua boa pressão de serviço 1Mpa (101,9 mca) (GOMES, 2019).

Tabela 6 - Tubos de PVC/DEFoFo

| Bitolas | | | Dimensões | | Massa (Kg/m) |
|----------|------------|------------|-------------------|--------------------|-----------------|
| DN N° | DE (mm) | DI (mm) | Espessura (mm) | Comprimento (m) | |
| 100 | 118 | 108,4 | 4,8 | 6 | 2,670 |
| 150 | 170 | 156,4 | 6,8 | 6 | 5,500 |
| 200 | 222 | 204,3 | 8,9 | 6 | 10,966 |
| 250 | 274 | 252,0 | 11,0 | 6 | 13,920 |
| 300 | 326 | 299,8 | 13,1 | 6 | 19,855 |
| 400 | 429 | 394,6 | 17,2 | 6 | - |
| 500 | 532 | 489,4 | 21,3 | 6 | - |

Fonte: NBR 5647 (1999)

Os tubos de ferro fundido (FoFo) estão divididos de acordo com a porção de carbono presente no material, ferro fundido cinzento e ferro fundido dúctil; atualmente a utilização está restrita ao dúctil. Este material é caracterizado por suportar uma pressão de serviço superior a 1Mpa, para as quais os tubos de PVC rígido não suportam. As Tabelas 7 e 8 apresentam as características dos tubos de classe K7 e K9, respectivamente (GOMES, 2019).

Tabela 7 - Características dos tubos de ferro fundido dúctil classe K7

| DN N° | L (m) | DE (mm) | E (mm) | DI (mm) | Massa (Kg/m) |
|----------|----------|------------|-----------|------------|-----------------|
| 150 | 6,00 | 170 | 5,2 | 159,6 | 23,3 |
| 200 | 6,00 | 222 | 5,4 | 211,2 | 31,9 |
| 250 | 6,00 | 274 | 5,5 | 263,0 | 40,3 |
| 300 | 6,00 | 326 | 5,7 | 314,6 | 49,8 |
| 350 | 6,00 | 378 | 5,9 | 366,2 | 64,9 |

Continua

| DN Nº | L (m) | DE (mm) | E (mm) | DI (mm) | Massa (Kg/m) |
|------------------------|------------------------|--------------------------|-------------------------|--------------------------|-------------------------------|
| 400 | 6,00 | 429 | 6,3 | 416,4 | 77,9 |
| 450 | 6,00 | 480 | 6,7 | 466,6 | 91,8 |
| 500 | 6,00 | 532 | 7,0 | 518,0 | 106,1 |
| 600 | 6,00 | 635 | 7,7 | 619,6 | 137,9 |
| 700 | 7,00 | 738 | 8,4 | 721,2 | 176,5 |
| 800 | 7,00 | 842 | 9,1 | 823,8 | 216,3 |
| 900 | 7,00 | 945 | 9,8 | 925,4 | 259,4 |
| 1000 | 7,00 | 1048 | 10,5 | 1027,0 | 306,2 |
| 1200 | 7,00 | 1255 | 11,9 | 1231,2 | 411,9 |

Fonte: Saint Gobain (2004)

Tabela 8- Características dos tubos de ferro fundido dúctil classe K9

| DN Nº | L (m) | DE (mm) | E (mm) | DI (mm) | Massa (Kg/m) |
|------------------------|------------------------|--------------------------|-------------------------|--------------------------|-------------------------------|
| 150 | 6,00 | 170 | 6,3 | 157,4 | 27,26 |
| 200 | 6,00 | 222 | 6,4 | 209,2 | 36,70 |
| 250 | 6,00 | 274 | 6,8 | 260,4 | 48,00 |
| 300 | 6,00 | 326 | 7,2 | 311,6 | 60,42 |
| 350 | 6,00 | 378 | 7,7 | 362,6 | 79,74 |
| 400 | 6,00 | 429 | 8,1 | 412,8 | 94,73 |
| 450 | 6,00 | 480 | 8,6 | 462,8 | 111,83 |
| 500 | 6,00 | 532 | 9,0 | 514,0 | 129,32 |
| 600 | 6,00 | 635 | 9,9 | 615,2 | 168,41 |
| 700 | 7,00 | 738 | 10,8 | 716,4 | 215,13 |
| 800 | 7,00 | 842 | 11,7 | 818,6 | 264,07 |
| 900 | 7,00 | 945 | 12,6 | 919,8 | 317,22 |
| 1000 | 7,00 | 1048 | 13,5 | 1021,0 | 375,06 |
| 1200 | 7,00 | 1255 | 15,3 | 1224,4 | 505,32 |

Fonte: Saint Gobain (2004)

3.2.2 Limites de velocidade nas adutoras

O limite de velocidade em adutoras é determinado com o objetivo de encontrar o equilíbrio entre o custo do conduto com a segurança do sistema de distribuição. Através da equação da continuidade, sabe-se que, para o transporte por um conduto de uma determinada vazão (Q), a relação entre velocidade (V) e diâmetro (A) é inversamente proporcional, ou seja, quanto maior a velocidade da água, menor será o diâmetro do tubo, e vice-versa. Dessa forma, observa-se que a economia na compra de um menor diâmetro gera um acréscimo de velocidade, que acarreta em uma maior perda de carga, e um maior risco de danos nas tubulações. Os problemas como: golpe de aríete, desgaste da rede, altas vibrações, entre outros, são fenômenos que crescem com o aumento da velocidade. Por outro lado, a utilização de um grande diâmetro pode trazer como consequência um elevado custo de implantação, como também, prejudicar a qualidade da água (GOMES, 2019)

Os limites de velocidade máxima vão variar para cada projeto, analisando os aspectos de economia e segurança, entretanto, os mais utilizados para adutoras são os valores dados na tabela a seguir.

Tabela 9 - Velocidade máxima para dimensionamento de adutoras

| Material do Tubo | Velocidade máxima (m/s) |
|-------------------------|--------------------------------|
| Plásticos | 4,5 |
| Ferro Fundido | 4,0 a 6,0 |
| Cimento Amianto | 4,5 a 5,0 |
| Aço | 6,0 |
| Concreto | 4,5 a 5,0 |

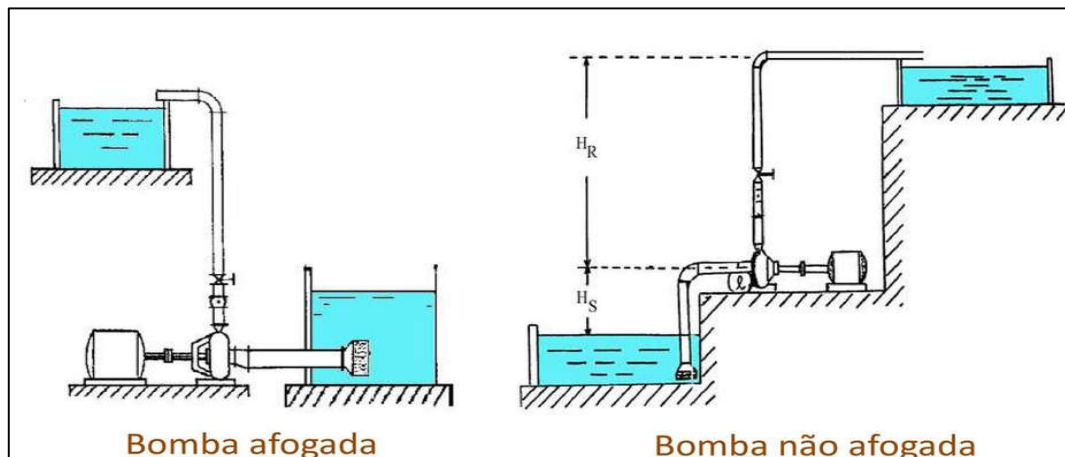
Fonte: Melo (1996)

3.3 ESTAÇÕES DE BOMBEAMENTO

Um sistema de bombeamento é basicamente formado por uma tubulação de sucção, um conjunto motobomba e uma tubulação de recalque. A Figura 9 apresenta duas situações típicas utilizadas em um sistema. A direita da imagem, a bomba é instalada em um nível superior ao nível da água, enquanto a esquerda, chamada de bomba afogada, se encontra em um nível abaixo ao da água. A bomba afogada possui certas vantagens, como: a bomba sempre está escorvada, ou seja, completamente preenchida por água, dificultando a presença de bolhas de

ar; as pressões na sucção são positivas, a ausência de vácuo impede a entrada de ar na tubulação de sucção, o que pode afetar a eficiência e rendimento da bomba; a válvula de pé, que permite escoamento apenas em um sentido, pode ser dispensada.

Figura 9 – Diferentes situações na instalação da bomba



Fonte: Desconhecida

3.3.1 Altura Geométrica e Manométrica

Conforme Gomes (2019), a altura estática ou geométrica de elevação, H_g , reflete a diferença de cotas que o líquido precisa vencer. Em termos de energia, representa a diferença da energia potencial entre a superfície livre do reservatório inferior e a descarga do recalque. A altura geométrica pode ser dividida em dois termos, H_{g_s} (altura geométrica de sucção) e H_{g_r} (altura geométrica de recalque), que são referenciados ao centro do rotor da bomba.

Para obter a altura manométrica (H), que significa a energia total cedida pela bomba ao fluido, basta aplicar a equação da energia (Equação 2) entre os pontos em estudos. Assim, para as instalações de bombas não afogadas tem-se:

$$H = H_{g_s} + H_{g_r} + H_{f_s} + H_{f_r} + \frac{V^2}{2g} \quad (11)$$

Onde:

H – altura manométrica;

H_{g_s} – altura geométrica de sucção;

H_{g_r} – altura geométrica de recalque;

Hf_s – perda de carga na sucção;

Hf_r – perda de carga no recalque.

3.3.2 Potências e Rendimentos

Para obter a energia total entregue ao fluido pela bomba em forma de potência, basta multiplicar a altura manométrica pela vazão gravimétrica. Assim:

$$P_{hid} = \gamma Q H \quad (12)$$

Onde:

P_{hid} – potência útil (energia/tempo);

γ – peso específico do líquido (peso/volume);

Q – vazão (volume/tempo).

É comum expressar P_{hid} em cavalos de vapor (cv), nesse caso temos:

$$P_{hid} = \frac{1000 Q H}{75} \quad (13)$$

A potência útil (P_{hid}) é a energia efetivamente utilizada pelo líquido para seu escoamento. Para que a bomba forneça essa potência, ela recebe do motor a chamada potência motriz ou mecânica (P_m). Isto ocorre devido às perdas provenientes da transformação de energia. Estas perdas são expressas através do conceito de rendimento (GOMES, 2019).

Rendimento é a relação da energia fornecida pela energia produzida. No caso do rendimento de uma bomba, tem-se:

$$\eta_b = \frac{P_{hid}}{P_m} = \frac{\gamma Q H}{P_m} \quad (14)$$

Onde:

η_b – rendimento da bomba;

P_m – potência motriz (energia/tempo).

No motor elétrico também há essa perda durante a transformação de energia, a energia ganha é P_m , enquanto que a energia paga é P (potência elétrica); logo pode-se expressar o rendimento do motor elétrico da seguinte maneira:

$$\eta_{me} = \frac{P_m}{P} \quad (15)$$

Onde:

η_{me} – rendimento do motor elétrico;

P – potência elétrica (energia/tempo).

O chamado rendimento global de um conjunto motobomba é a multiplicação entre os rendimentos do motor e da bomba:

$$\eta = \eta_b \eta_{me} \quad (16)$$

Onde:

η – rendimento do conjunto motobomba

Logo a potência requerida por um CMB (da rede elétrica) é calculada pela Equação 17.

$$P = \frac{9,81 Q H}{\eta} \quad (17)$$

3.3.3 Curvas Características

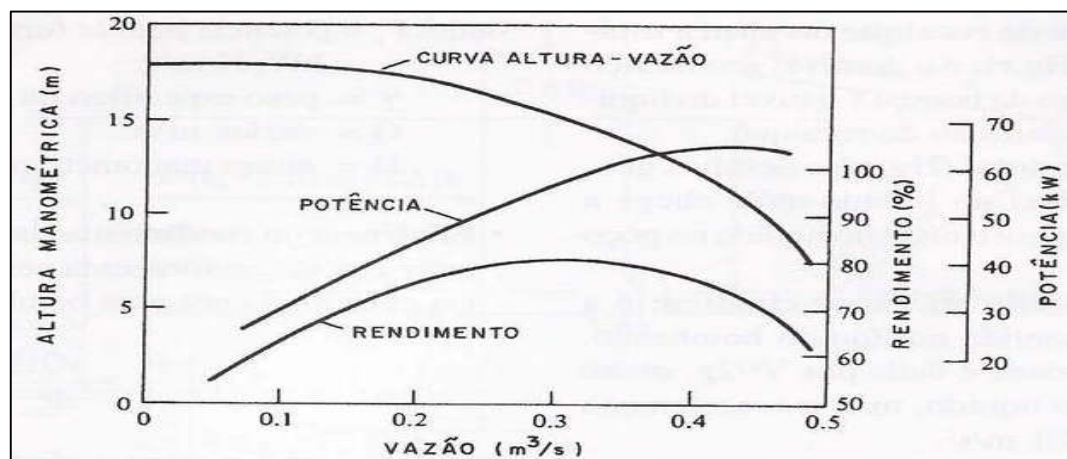
Os termos básicos que caracterizam uma bomba são a sua altura manométrica e a vazão correspondente. Esses valores, quando expressos em forma de gráfico, obtém-se a curva característica principal da bomba. À essa curva juntam outros valores também importantes como o diâmetro do rotor, a potência motriz, a velocidade de rotação, o rendimento e variáveis relativas à sua altura de sucção. O conjunto de todas essas curvas, denomina-se curva característica. Elas são fornecidas pelos catálogos dos fabricantes de bombas (GOMES, 2019).

O processo de seleção de uma bomba se inicia com o projetista fixando os valores da vazão nominal de projeto e da sua altura manométrica correspondente. Estes dois valores juntos representam o ponto de máxima eficiência PME, onde se espera que a bomba apresente seu máximo rendimento. Apesar de possuir uma interdependência entre os valores de vazão e altura manométrica, a bomba pode operar para diferentes combinações deles (GOMES, 2019).

A Figura 10 apresenta a relação da curva característica principal com as curvas de rendimento e de potência, que juntas formam uma curva característica da bomba. Existem várias

formas, as quais, as curvas características são apresentadas pelos fabricantes, mas sempre seguem essa relação entre os dados das bombas.

Figura 10 – Representação da curva característica da bomba



Fonte: Tsutiya (2006)

3.3.4 Curvas do Sistema e Ponto de Trabalho

A altura manométrica (H) do sistema pode ser expressa em função da altura geométrica (H_g) e da vazão (Q), da seguinte maneira:

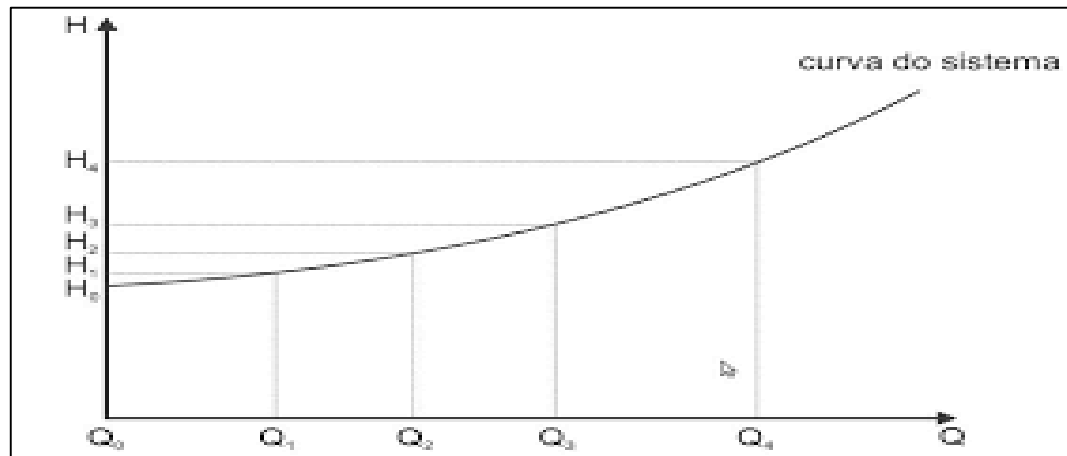
$$H = H_g + kQ^2 \quad (18)$$

Onde:

k - coeficiente que depende das variáveis contidas nas fórmulas das perdas de carga, em s/m^2 .

A representação gráfica dessa equação, quando traçado um gráfico com a vazão nas abcissas e a altura manométrica nas ordenadas, é a curva característica do sistema, como mostrado na Figura 11:

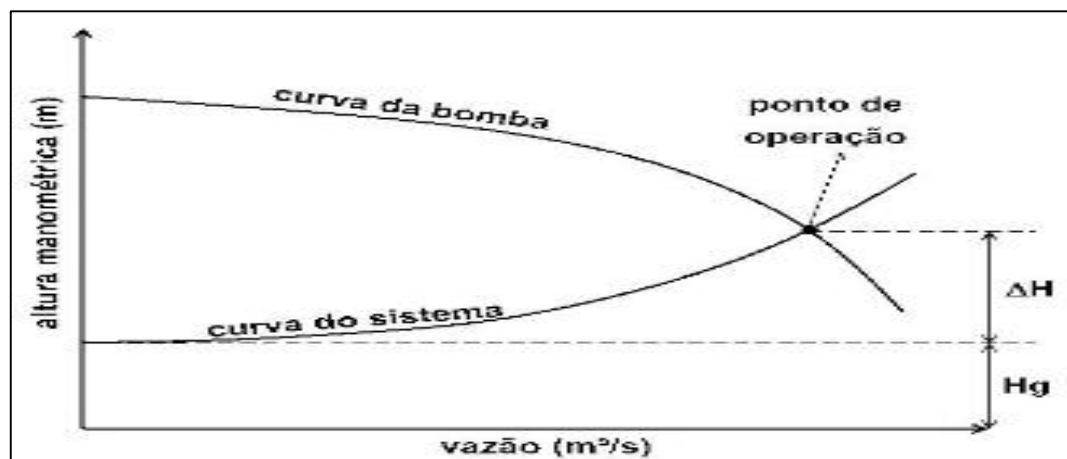
Figura 11 – Representação da curva do sistema.



Fonte: Alves Ancine

Sobrepondo a curva do sistema na curva característica da bomba (Figura 12), determina-se o ponto de trabalho (PT), que é a interseção entre as duas curvas. Só é possível operar em outro ponto do plano HQ com a alteração de uma das curvas ou ambas.

Figura 12 – Ponte de operação do sistema



Fonte: Tsutiya (2006)

3.3.5 Altura de Aspiração, Cavitação e NPSH

Conforme Gomes (2019), cavitação é a formação de bolhas de ar nas entradas dos rotores de bombas não afogadas, que ocorre quando a temperatura de ebulição da água é reduzida devido às baixas pressões geradas nas bombas. Bolsas de vapor são formadas e se deslocam até

onde a pressão é superior à de vapor do líquido, próximo a saída dos rotores, onde ocorre o colapso ou implosão das bolhas. Este fenômeno é bastante danoso às bombas, pois pode interromper o escoamento, reduzir o rendimento da bomba, causar vibrações e ruídos, destruir peças, etc. Para evitar a cavitação nas bombas, é preciso manter a pressão em todos os pontos acima da pressão de vapor do líquido.

O $NPSH_d$ (net positive suction head) representa uma característica da instalação, definida como a diferença entre a carga de pressão total disponível na instalação e a pressão de vapor do líquido. Pode ser obtido pela seguinte equação:

$$NPSH_d = \left(\frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} \right) - \frac{P_v}{\gamma} \quad (19)$$

Onde:

$\frac{P_1}{\gamma}$ – é a pressão disponível na entrada da bomba, mca;

$\frac{P_v}{\gamma}$ – é a pressão de vapor do líquido, mca;

$V^2/2g$ – é a energia cinética disponível, mca;

Aplicando-se Bernoulli entre a superfície livre do reservatório inferior e a entrada da bomba, tem-se:

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\gamma} - Hg_s - Hf_s - \frac{P_v}{\gamma} \quad (20)$$

Onde:

$\frac{P_0}{\gamma}$ – é a pressão disponível na superfície do reservatório, mca;

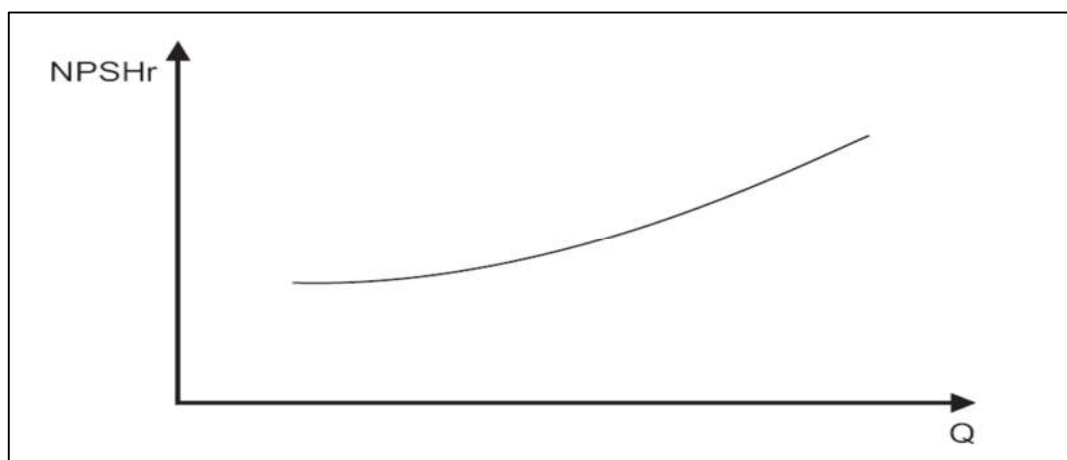
Hg_s – altura geométrica de sucção, mca;

Hf_s – perda de carga na sucção, mca;

$\frac{P_v}{\gamma}$ – é a pressão de vapor do líquido, mca.

O $NPSH_r$ representa uma característica da bomba, definida com a energia requerida pelo líquido para vencer as perdas de cargas dentro da bomba, e ir da entrada da bomba, ou seja, da instalação, até o rotor, onde ganhará energia e será recalado. O $NPSH_r$ é uma das curvas características das bombas fornecida pelo fabricante, varia em função da vazão, como ilustrado na Figura 13.

Figura 13 – Representação da curva $NPSH_r$ de uma bomba

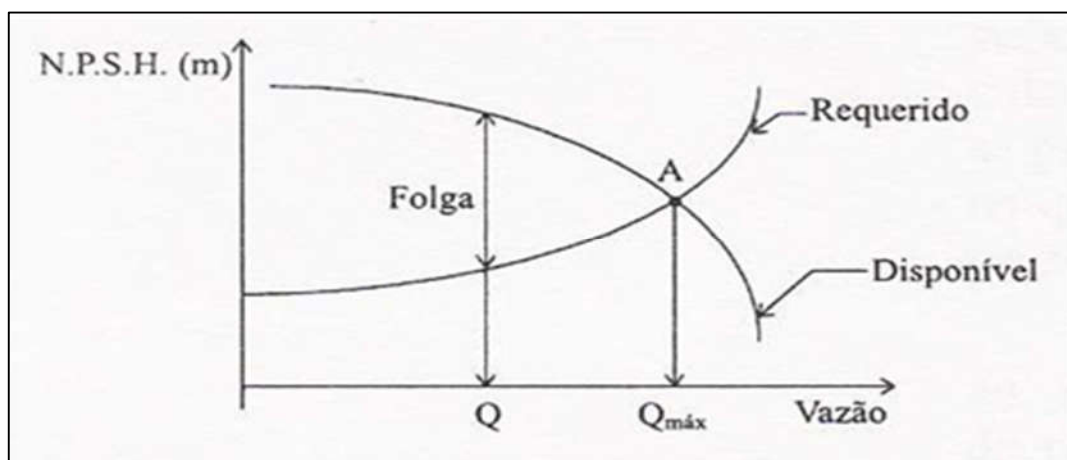


Fonte: Escola da Vida

Enquanto $NPSH_r$ é diretamente proporcional a vazão, o $NPSH_d$ se comporta de maneira inversa. Para que não haja cavitação na bomba é necessário atender a Equação 21.

$$NPSH_d > NPSH_r \quad (21)$$

Figura 14 – Interseção das curvas dos NPSH



Fonte: Tsutiya (2006)

Existem diversas recomendações de diferentes autores para a diferença entre o NPSH disponível e requerido, como $NPSH_d - NPSH_r = 1 \text{ m}$ ou $(NPSH_d - NPSH_r)/NPSH_r >$

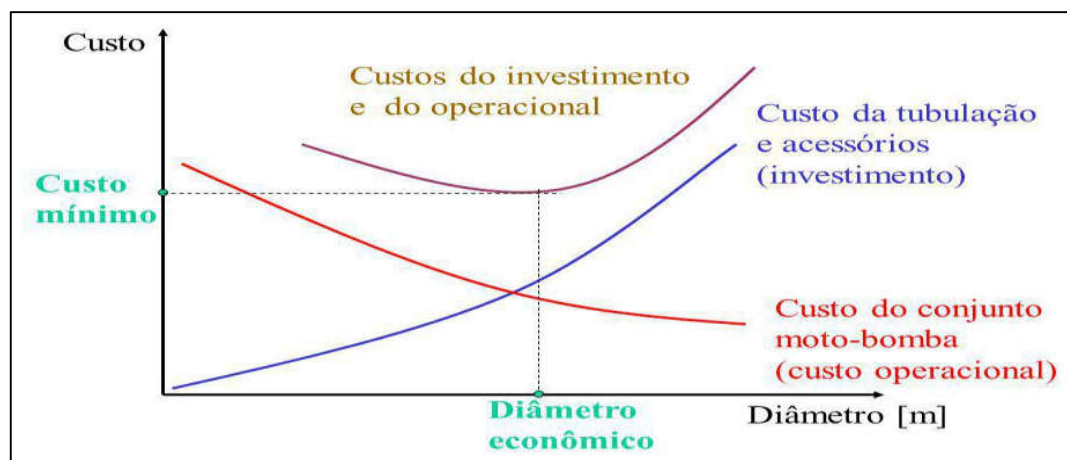
15% ou até valores maiores, porém prevalecem as recomendações do fabricante (GOMES, 2019).

3.4 DIMENSIONAMENTO DE ADUTORAS E INSTALAÇÕES DE RECALQUE

3.4.1 Custos de Implantação e de Operação de Estações elevatórias

Para Gomes (2019), ao se tratar de um projeto de engenharia é imprescindível fazer uma análise econômica e financeira, principalmente, àquele que envolve custos mais elevados. No caso dos investimentos em um sistema de abastecimento de água, é preciso analisar tanto os custos de implantação do projeto (custos fixos), como também, os gastos de operação e manutenção (custos variáveis) que incidem ao longo do alcance do projeto. A Figura 15 apresenta o comportamento das funções dos custos de implantação e custos de energia e sua relação com o diâmetro da adutora.

Figura 15 – Relação entre as funções de custos e o diâmetro da adutora



Fonte: Marcelo Feria (2014)

3.4.1.1 Custo de implantação de adutoras

Os custos de implantação de uma adutora são calculados em função dos custos das tubulações, juntamente aos custos de transporte, escavação, montagem e peças de conexão e controle. O custo com os tubos é o mais representativo e varia de acordo com o comprimento, material, diâmetro e pressão nominal.

3.4.1.2 Custo da energia de bombeamento

Segundo Gomes (2019), existem diversos custos variáveis em uma estação elevatória como a reposição de peças, manutenção dos conjuntos motobomba, conservação da instalação, mas o principal deles é o custo da energia de bombeamento. Este último, pode ser determinado, para um intervalo de tempo, em função da potência requerida pela elevatória, do número de horas contido no intervalo de tempo considerado e do custo unitário da energia:

$$C_{energia} = P N_b p \quad (21)$$

Onde:

$C_{energia}$ – custo da energia, em unidades monetárias (R\$), em um determinado intervalo de tempo;

P – potência requerida pela estação elevatória, em kW;

N_b – número de horas de bombeamento, em um determinado intervalo de tempo;

p – custo unitário da energia, em R\$/kWh.

3.4.1.3 Custos totais

De acordo com Gomes (2019), para ser possível a comparação entre várias alternativas de projeto e escolher pela de menor custo total (custos fixos mais os custos variáveis) é preciso converter, financeiramente, as despesas anuais de exploração em valores fixos atuais ou converter os gastos fixos em amortizações anuais. Este procedimento é realizado com base nas equações da aritmética financeira (Equação 22 e 23). Para efetuar a conversão de uma série de custos anuais, sujeita a um aumento de energia “e” e a uma taxa de juros “i”, em um valor fixo atualizado, multiplica-se C_{e1} (custo de energia estimado para o primeiro ano de projeto) pelo fator de valor presente FVP, dado por:

$$FVP = \left[\frac{(1 + e)^n - (1 + i)^n}{(1 + e) - (1 + i)} \right] \left[\frac{1}{(1 + i)^n} \right] \quad (22)$$

Onde:

n – número de anos de alcance do projeto

$$C_{energia\ total} = C_{e1} FVP \quad (23)$$

3.4.2 Metodologia de dimensionamento

Existem, na literatura, diversos métodos para efetuar o cálculo do diâmetro economicamente ideal para uma tubulação de uma estação elevatória. Uma das primeiras fórmulas da hidráulica para esse dimensionamento, que ainda é bastante usada atualmente por apresentar resultado satisfatório, é a de Bresse. A equação de Bresse para um sistema de bombeamento de 24 horas por dia é representada da seguinte maneira:

$$D_o = k\sqrt{Q} \quad (24)$$

Onde:

Q – vazão na tubulação, em m³/s;

k – coeficiente (varia entre 0,4 a 1,6), que depende de inúmeros fatores, na prática o valor de k, normalmente adotado, está entre 1 e 1,2;

D_o – diâmetro ótimo, em m;

3.5 EFICIÊNCIA ENERGÉTICA

Segundo Gomes (2019), os sistemas de abastecimento são responsáveis por um grande gasto de energia elétrica, cerca de 3% de toda energia consumida no mundo. Dentro dela, o componente que consome mais energia são as estações elevatórias, cerca de 90% da energia consumida pelo sistema e geralmente são nas elevatórias de água bruta onde ocorre o maior consumo, devido às grandes vazões e distâncias percorridas pela água.

Eficiência energética é um termo que significa a utilização de uma menor quantidade de energia para a realização de um mesmo trabalho. Essa economia de energia dentro de um sistema de abastecimento pode ser obtida através de diversas medidas, sejam elas administrativas ou operacionais. Dentro das medidas operacionais estão a melhoria do rendimento do conjunto motobomba e a redução das perdas de carga nas tubulações.

A eficiência energética pode ser medida através de dois indicadores. O primeiro denominado consumo específico de energia elétrica (CE), reflete a quantidade média de energia consumida para transportar um metro cúbico de água (Equação 25). O segundo é utilizado para a medição em sistemas distintos, que é o consumo específico de energia elétrica normalizado

(CEN), definido como a quantidade média de energia gasta para elevar um metro cúbico de água a uma altura manométrica de cem metros, exposto na Equação 26.

$$CE = \frac{EE_{cons}}{V_{bomb}} \quad (25)$$

Onde:

EE_{cons} – energia elétrica consumida, em KWh;

V_{bomb} – volume bombeado, em m³.

$$CEN = \frac{EE_{cons}}{V_{bomb} \left(\frac{Hman}{100} \right)} \quad (26)$$

Onde:

$Hman$ – altura manométrica, em m.

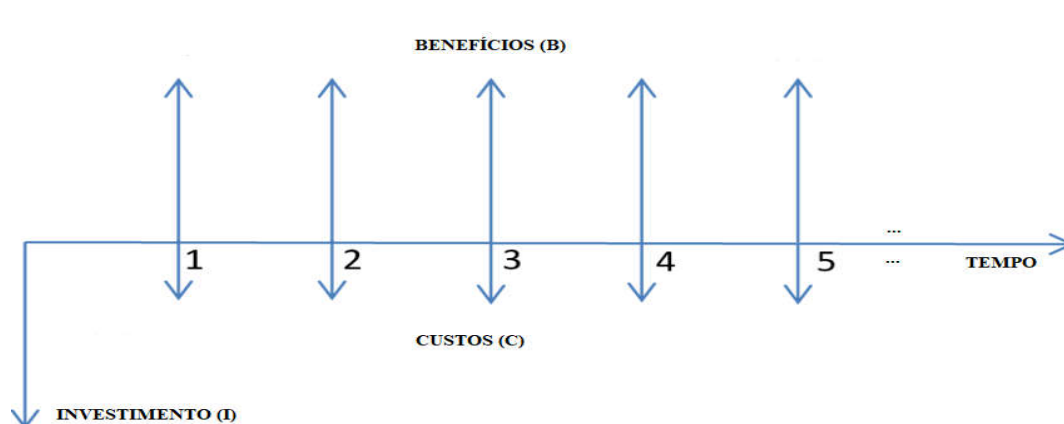
3.6 ANÁLISE ECONÔMICA DE PROJETOS

Para a execução de um projeto de um sistema de recalque é imprescindível, além da viabilidade técnica e ambiental, a verificação da viabilidade econômica. Com o objetivo de que os benefícios gerados, a partir dos custos envolvidos, garantam a sustentabilidade econômica de sua exploração. Para realizar esse estudo de viabilidade em projetos de engenharia na área de abastecimento, foram desenvolvidos métodos de avaliação de investimentos, que se baseiam em formulações da matemática financeira (GOMES, 2019).

3.6.1 Fluxo de caixa

Naturalmente, os projetos de engenharia possuem uma vida útil, que é o tempo normalmente utilizado para se fazer a análise econômica do mesmo. Toda entrada e saída de dinheiro durante esse período podem ser representadas graficamente pelo fluxo de caixa. Fluxo de caixa é um instrumento de gestão financeira que projeta para períodos futuros todas as receitas e as despesas de um projeto, ilustrado na Figura 16.

Figura 16 – Fluxo de caixa



Fonte: Autor (2019)

3.6.2 Série crescente de parcelas

Existe a série uniforme de parcelas, que é a sequência de ganhos e gastos constantes que incidem em um intervalo periódico de tempo, porém ao se tratar de projetos de saneamento, normalmente, tanto as receitas como os custos variam crescentemente e isso ocorre por consequência do aumento de tarifas, mão de obra, inflação, etc. Baseado na Equação 22, de forma genérica, a Equação 27 possibilita o cálculo do valor presente, financeiramente equivalente a uma série de parcelas crescentes dos diversos fatores relacionados ao projeto, tanto receitas como os custos (GOMES, 2019).

$$P = A_1 FVP \quad (27)$$

Onde:

P – valor presente

A_1 – valor da parcela estimada do primeiro ano

3.6.3 Métodos de avaliação econômica de Projetos

3.6.3.1 Valor Presente Líquido

Com o intuito de comparar alternativas de projetos mutuamente excludentes, o valor presente líquido (VPL) basicamente informa que, quanto maior for o seu valor, mais atrativo

economicamente será o projeto. O cálculo do VPL para um fluxo de caixa crescente é feito da seguinte maneira:

$$VPL = B FVP - I - C FVP \quad (28)$$

Onde:

B – valor do benefício ou receita que incide no final do primeiro ano do fluxo de caixa;

I – valor investido;

C – valor do custo que incide no final do primeiro ano do fluxo de caixa.

Avaliação financeira do VPL:

$VPL > 0$ – atrativo

$VPL = 0$ - indiferente

$VPL < 0$ – não atrativo

3.6.3.2 Taxa Interna de Retorno

A Taxa Interna de Retorno (TIR) é um indicador que compara o investimento inicial e as despesas futuras de um projeto com o retorno potencial que ele pode trazer. Expressa em um valor percentual, ela se baseia nos fluxos de caixa para mostrar se o investimento é vantajoso ou não. O valor da TIR pode ser determinado, com auxílio de uma planilha eletrônica, verificando qual o valor da taxa de juros (i) que zera o VPL no período da análise econômica.

Avaliação financeira do TIR:

$TIR > i$ – atrativo

$TIR = i$ - indiferente

$TIR < i$ – não atrativo

4. MATERIAIS E MÉTODOS

Inicialmente, foi realizada uma revisão bibliográfica sobre o assunto abordado em livros, manuais técnicos, dissertações de mestrado, monografias, artigos, revistas, normas técnicas e também realizado um levantamento de dados no setor de controle operacional da CAGEPA, empresa de saneamento responsável pela operação do sistema elevatório de Mumbaba. Em seguida foram feitas visitas em campo, para constatar a veracidade desses dados, e para coletar novos dados necessários à realização do projeto.

Com base nas plantas encontradas nos arquivos da CAGEPA, medição e constatação em campo, e com o auxílio de softwares como o AutoCad e o DúctilCad 2D (PAM Saint-Gobain), foram elaborados esquemáticos dos componentes hidráulicos contidos no sistema elevatório.

O caminhamento das duas adutoras, paralelas entre si, foi levantado da seguinte maneira: com ajuda do GPSmap (Figura 17), foi coletado um ponto onde houve uma intervenção de mudança de diâmetro, informada por técnicos da CAGEPA. Após isso, com o mesmo equipamento, também foram coletados pontos acessíveis das adutoras como: eixo das bombas, estação elevatória, saída das duas canalizações da elevatória (Figura 18), caixa de passagem das duas adutoras (Figura 19 e 20) e o reservatório superior (Figura 21). Estes pontos foram comparados com o perfil da adutora disponibilizado pela CAGEPA, lançados no software Google Earth Pro e interligados para obter o caminhamento e o perfil topográfico.

Figura 17 - GPSmap GARMIN 78s



Fonte: Autor (2019)

Figura 18 - Saída das duas adutoras da casa de bombas



Fonte: Autor (2019)

Figura 19 - Caixa de inspeção da adutora 1



Fonte: Autor (2019)

Figura 20 - Caixa de inspeção da adutora 2



Fonte: Autor (2019)

Figura 21 - Reservatório de destino da água recalcada



Fonte: Autor (2019)

Naturalmente, a própria curva da bomba pode não corresponder àquela constante no catálogo do fabricante, por algum motivo, como desgaste, troca ou modificações físicas realizadas no equipamento original. Para dispor de subsídios confiáveis no desenvolvimento do projeto de otimização, foi preciso fazer o levantamento em campo de dados relativos aos conjuntos motobomba.

Para construir a curva característica das bombas foi utilizado o seguinte método: Primeiro foi instalado um medidor ultrassônico de vazão na linha de recalque do CMB (Figura 22); segundo foram colocados dois manômetros, um em uma tomada de sucção da bomba e o outro em uma tomada de recalque da bomba (Figuras 24 e 25); terceiro foi conectado um analisador de grandezas energéticas nos cabos de alimentação do motor (Figura 26). Todos estes medidores tiveram *data loggers* para armazenamento dos dados coletados, com relógios sincronizados no horário e no intervalo de tempo de captura dos dados. Esse processo foi realizado para os seguintes pontos P1, P2, P3, P4 e P5.

- P1 corresponde à vazão plena do conjunto, sem estrangulamentos na linha de recalque provocados por válvulas. O valor da vazão deve ser conferido na hora da realização do teste, pois servirá de referência para obtenção de outros pontos. Observar que nem sempre a abertura total da válvula de controle na linha de recalque poderá ser suportada pelo motor, nos casos em que este estiver subdimensionado. O controle pode ser feito acompanhando-se a corrente do motor, através de um amperímetro, cuidando para que não ultrapasse a corrente máxima admissível, a fim de prevenir a queima do equipamento. Analisar caso a caso, adotando-se a máxima abertura possível.
- P2 corresponde a cerca de 75% da vazão plena do conjunto. A redução da vazão pode ser obtida pelo fechamento gradual de uma válvula na linha de recalque (controladora de vazão, registro de gaveta ou válvula tipo borboleta), até que se atinja a vazão desejada ou um valor próximo.
- P3 corresponde a cerca de 50% da vazão plena do conjunto. Proceda-se ao fechamento da válvula da mesma forma que em P2.
- P4 corresponde a cerca de 25% da vazão plena do conjunto. Proceda-se ao fechamento da válvula da mesma forma que em P3.
- P5 corresponde ao fechamento total da válvula, ou seja, vazão zero, atingindo-se o shut-off do conjunto. Este ponto corresponde à altura manométrica máxima para o conjunto.

Figura 22 - Medidor de Vazão Ultrassônico PT – 878



Fonte: Autor (2019)

Figura 23 - Colocação dos transdutores no tubo para medir a vazão



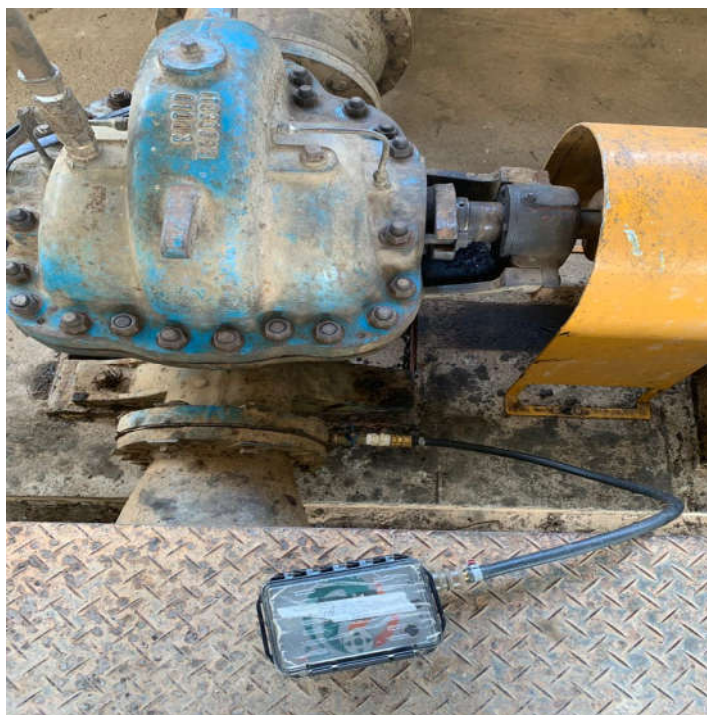
Fonte: Autor (2019)

Figura 24 – Datalogger de pressão na sucção da marca SANESOLUTI



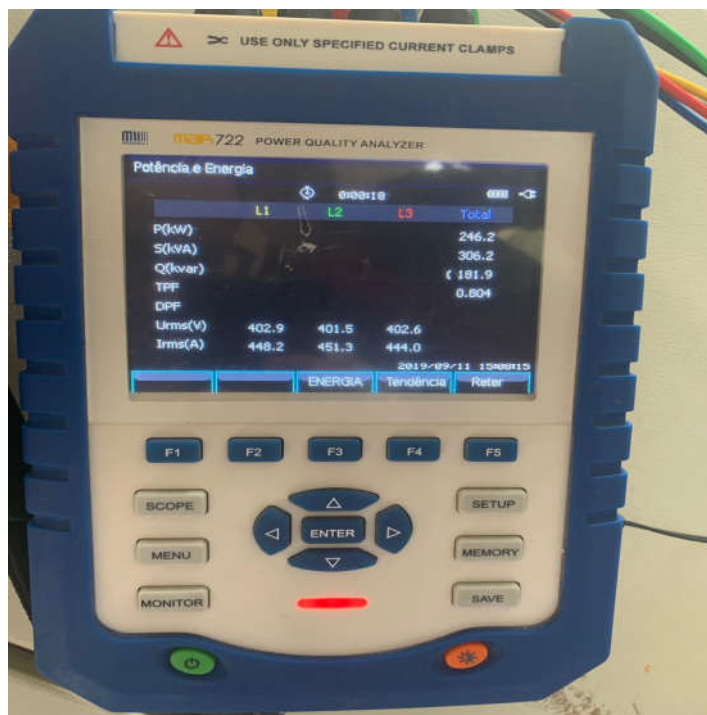
Fonte: Autor (2019)

Figura 25 – Datalogger de pressão no recalque da marca SANESOLUTI



Fonte: Autor (2019)

Figura 26 – Analisador de grandezas elétricas mps722



Fonte: Autor (2019)

Após a coleta e verificação dos dados relacionados ao sistema elevatório atual, aplicaram-se metodologias de cálculo, com o auxílio do programa Excel, para fazer o diagnóstico. Comprovou-se a hipótese de ineficiência do sistema e, principalmente, o baixo rendimento dos conjuntos motobomba. Sendo assim, buscou-se alternativas para otimizar o bombeamento de água bruta da captação do rio Mumbaba.

Para a elaboração do projeto de otimização, foi realizada uma discussão com o corpo técnico da CAGEPA responsável pela operação da elevatória, onde foram levantados os principais problemas presentes no sistema e as formas mais sustentáveis de resolvê-los, que estivesse de acordo com os objetivos e limites da empresa. Após a discussão, foi decidido pelo dimensionamento de uma proposta de projeto.

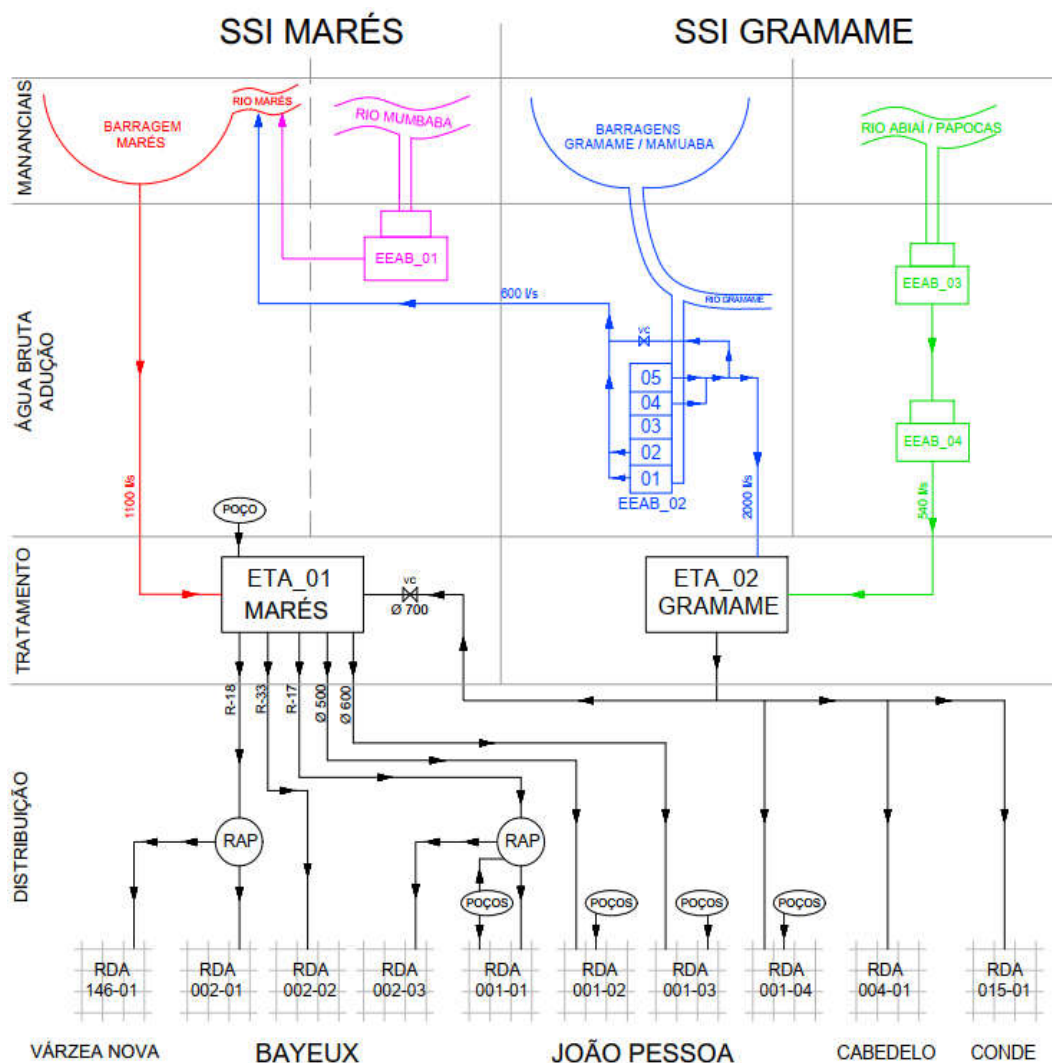
Na sequência, foram realizados o levantamento de informações, a aplicação das fórmulas necessárias da proposta em questão, para constatar e quantificar a viabilidade técnica, econômica e sustentável. Em seguida, foi realizada a análise de eficiência hidroenergética e econômica do projeto.

5. SISTEMA DE RECALQUE DO RIO MUMBABA

O sistema de abastecimento de água da grande João Pessoa é abastecido, majoritariamente, por mananciais superficiais que são provenientes dos rios Marés, Mumbaba Gramame, Mamuaba, Abiaí e Papocas. A ETA de Marés trata a água proveniente dos rios Marés, Mumbaba, Gramame (eventualmente), represada na barragem de Marés, enquanto que a ETA de Gramame trata a água proveniente dos rios Gramame, Mamuaba (represada na barragem de Gramame), Abiaí e Papocas.

Além dos mananciais superficiais, o sistema recebe, ainda, contribuições de águas de poços, distribuídos ao longo do perímetro urbano.

Figura 27 – Sistema de água bruta que abastece a grande João Pessoa



O manancial que abastece o sistema em estudo é o rio Mumbaba, que é o principal afluente do rio Gramame e apresenta uma vazão em torno de 600 l/s, segundo a última medição realizada pela CAGEPA. Atualmente, a outorga, ou seja, a vazão de retirada permitida é de 500 l/s.

“A outorga é o instrumento pelo qual a Agência Nacional de Águas (ANA) faz o controle quantitativo e qualitativo dos usos da água. Esse controle é necessário para evitar conflitos entre usuários de recursos hídricos e para assegurar-lhes o efetivo direito de acesso à água.” (Agência Nacional de Águas)

Apesar da outorga ser de 500 l/s, os últimos dados de vazão medidos pelo setor de Pitometria da CAGEPA indicam que a água bruta bombeada do rio Mumbaba para o rio Marés apresentam vazões bem abaixo da outorgada.

Tabela 10 - Vazões transportadas pelos equipamentos

| Data | Vazão CMB 1 (l/s) | Vazão CMB 2 (l/s) |
|-------------------|--------------------------|------------------------------|
| 04/01/2017 | 170 | 175 |
| 19/01/2017 | 130 | 143 |
| 24/01/2017 | 200 | 230 |
| 15/02/2017 | 220 | 250 |
| 24/02/2017 | 182 | 195 |
| 11/10/2017 | Quebrada | 245 |
| 31/10/2017 | 180 | 230 |
| 10/11/2017 | 228 | 245 |
| 25/02/2019 | 110 | 187 |
| 27/03/2019 | 82 | 162 |
| 28/03/2019 | 110 | 187 |
| 21/08/2019 | 135 | Não medida (ar na tubulação) |
| 11/09/2019 | Quebrada | 189 |

Fonte: CAGEPA (2019)

A estrutura de captação e elevação de água bruta do rio Mumbaba está localizada no município de João Pessoa-PB e possui os seguintes componentes: barragem de nível (Figura 28), canal de tomada d'água (Figura 29), tubulação de concreto de diâmetro de 1000 mm, poço de sucção (Figura 30), dois conjuntos motobomba (Figura 30), barrilete dos CMBs e duas adutoras paralelas entre si. A água é captada do rio através do canal, onde possui uma tubulação que o interliga com o poço de sucção, de onde a água é aspirada e recalçada até o reservatório por meio dos CMBs, tubulações e acessórios. Nas Figuras 32, 33 e 34, encontram-se os esquemáticos dos componentes hidráulicos do sistema.

Figura 28 – Barragem de nível do rio Mumbaba



Fonte: Autor (2019)

Figura 29 – Canal de captação do rio Mumbaba



Fonte: Autor (2019)

Figura 30 – Poço de sucção da EEAB do rio Mumbaba



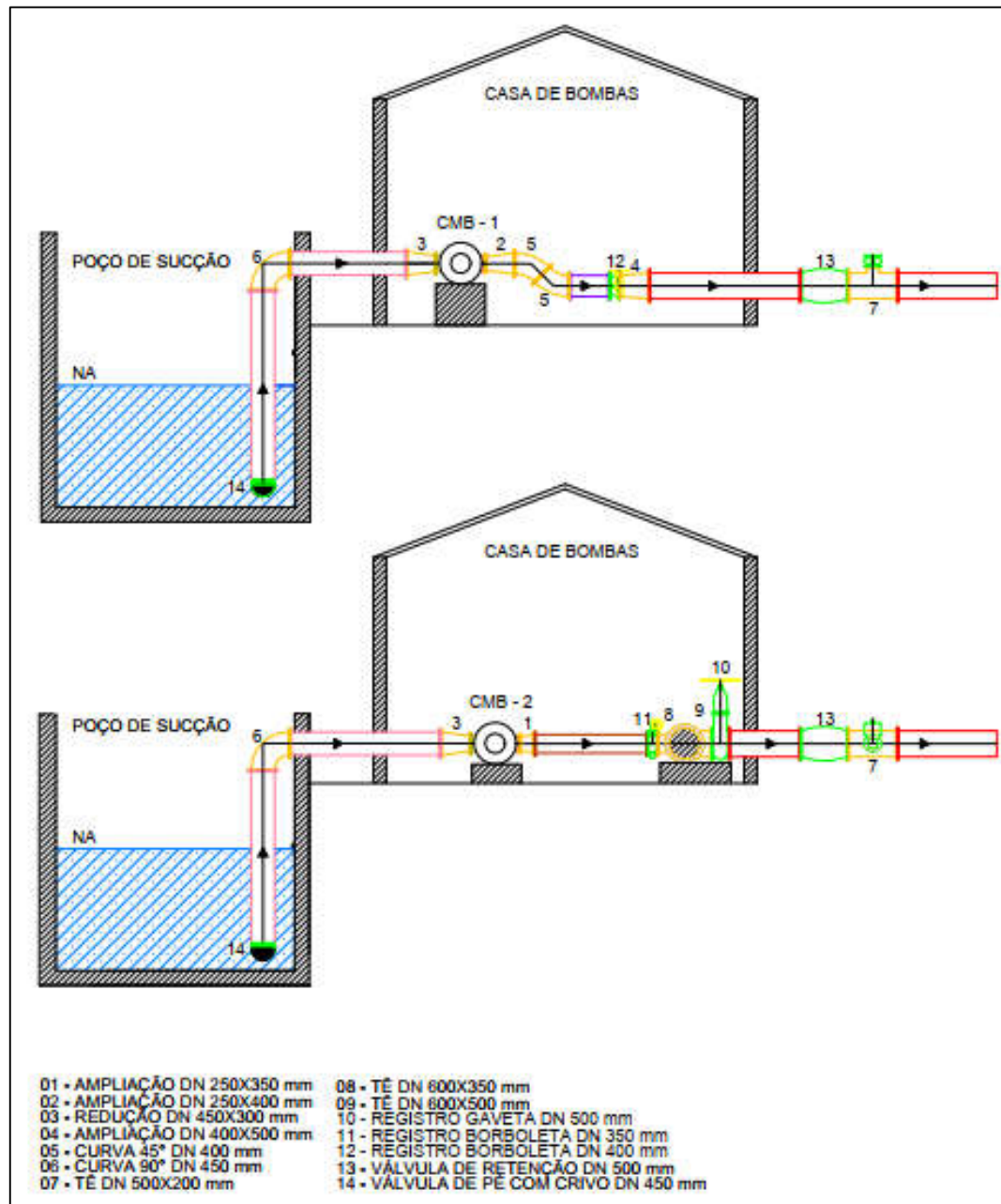
Fonte: Autor (2019)

Figura 31 – Casa de bombas da EEAB do rio Mumbaba



Fonte: Autor (2019)

Figura 34 - Esquemático do corte das duas bombas



Fonte: Autor (2019)

Atualmente, cada conjunto motobomba está conectado com seu respectivo barrilete, ilustrado nas Figuras 34 e 35, de onde saem as duas adutoras em paralelo, que percorrem 1370 m até chegar no reservatório de destino, de lá sai uma outra adutora de 700 mm de diâmetro que transporta o líquido até o rio Marés por gravidade. A Figura 36 retrata o caminhamento e a Tabela 10, o perfil das adutoras.

Figura 35 - Caminhamento do trecho por recalque das adutoras



Fonte: Autor (2019)

Tabela 11 – Perfil das adutoras

| Estacas | Distância para a Estaca 0 (m) | Cota (m) | Descrição |
|--------------|-------------------------------|--------------|----------------------------|
| - | - | 8,82 | Vertedor |
| - | - | 8,77 | NA Poço de sucção |
| - | - | 11,51 | Eixo bomba 1 |
| - | - | 11,95 | Eixo bomba 2 |
| 0 | 0 | 12,00 | Piso Casa de bombas |
| 1 | 20 | 12,95 | Terreno |
| 2 | 40 | 13,50 | Terreno |
| 10 | 200 | 20,87 | Terreno |
| 20 | 400 | 35,90 | Terreno |
| 30 | 600 | 45,05 | Terreno |
| 36+16 | 736 | 50,83 | Mudança de diâmetro |
| 40 | 800 | 51,80 | Terreno |
| 50 | 1000 | 50,93 | Terreno |
| 60 | 1200 | 54,64 | Terreno |
| 68+10 | 1370 | 57,60 | Chegada dos tubos |
| 68+10 | 1370 | 58,60 | Stand pipe |
| 68+10 | 1370 | 60,70 | Extravasor |
| 68+10 | 1370 | 62,06 | Tampa do Stand pipe |

Fonte: Autor (2019)

Tabela 12 – Desníveis do trecho por recalque

| Desníveis | |
|--|--------|
| Entre NA no poço de sucção e bombas: | 3,2 m |
| Entre bombas e chega no reservatório: | 45,6 m |
| Entre chegada no reservatório e seu NA máx: | 3,1 m |

Fonte: Autor (2019)

Na Tabela 11, têm-se os dados da adutora 1, ligada ao CMB 1, que se divide em dois trechos de diferentes diâmetros.

Tabela 13 – Características Adutora 1

| | Adutora 1 | |
|--|-----------------------|-----------------------|
| | Trecho 1 | Trecho 2 |
| Diâmetro Nominal (DN): | 500 mm | 700 mm |
| Diâmetro Externo (DE): | 532 mm | 738 mm |
| Diâmetro Interno (DI): | 518 mm | 721,2 mm |
| Espessura (e): | 7,0 mm | 8,4 mm |
| Material: | Poliarm | Poliarm |
| Rugosidade do tubo (ϵ): | 0,001 mm | 0,001 mm |
| Seção do tubo (S): | 0,2107 m ² | 0,4085 m ² |
| Comprimento (L): | 736 m | 634 m |

Fonte: Autor (2019)

Já a adutora 2, ligada ao CMB 2, possui apenas um trecho contínuo e apresenta as seguintes características.

Tabela 14 – Características Adutora 2

| Adutora 2 | |
|--|-----------------------|
| Diâmetro Nominal (DN): | 500 mm |
| Diâmetro Externo (DE): | 532 mm |
| Diâmetro Interno (DI): | 518 mm |
| Espessura (e): | 7,0 mm |
| Material: | FoFo k7 |
| Rugosidade do tubo (ϵ): | 0,40 mm |
| Seção do tubo (S): | 0,2107 m ² |
| Comprimento (L): | 1370 m |

Fonte: Autor (2019)

6. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A partir do conhecimento teórico e das equações que regem os conceitos físicos relacionados a este trabalho, busca-se neste item aplicar esse conhecimento a fim de atingir os objetivos deste trabalho. Os itens a seguir trazem uma ordem estabelecida dos cálculos, bem como as discussões dos resultados.

6.1 DIAGNÓSTICO DO SISTEMA ATUAL

6.1.1 Cálculo da perda de carga

O cálculo da perda de carga é necessário para realizar o traçado da curva do sistema e objetiva verificar se o mesmo possui altas perdas, o que acarreta em altos custos de energia elétrica. Para o cálculo, admitiu-se a vazão de projeto de 250 l/s em cada adutora, com o líquido a uma temperatura de 20°C, o que corresponde a uma viscosidade cinemática de 0,000001007 m²/s. Primeiro foi realizado o cálculo da perda de carga contínua pelos métodos de Darcy-Weisbach e Hazen-Williams, com o intuito de comparar os resultados; segundo foi calculada a perda de carga singular por meio do coeficiente k.

Baseado na Equação 5, foram calculados os números de Reynolds para os seguintes trechos:

Tabela 15 – Número de Reynolds

| | Re |
|-------------------------------------|-----------|
| Adutora 1 (trecho DN 500 mm) | 610226,27 |
| Adutora 1 (trecho DN 700 mm) | 958064,76 |
| Adutora 2 | 610226,27 |

Fonte: Autor (2019)

A partir do número de Reynolds e da rugosidade disponível na Tabela 2, por meio da equação de Colebrook e White (Equação 6), e com o auxílio da ferramenta “atingir metas” do programa Excel, foram obtidos os fatores de atrito abaixo:

Tabela 16 – Fator de atrito das adutoras

| | f |
|-------------------------------------|----------|
| Adutora 1 (trecho DN 500 mm) | 0,012757 |
| Adutora 1 (trecho DN 700 mm) | 0,011775 |
| Adutora 2 | 0,022051 |

Fonte: Autor (2019)

Com o valor das variáveis conhecidas, foi possível aplicar a fórmula de Darcy-Weisbach (Equação 4) e calcular as perdas de carga nas adutoras.

Tabela 17 – Perdas de carga pela fórmula de Darcy-Weisbach

| | hf (mca) |
|-------------------------------------|-----------------|
| Adutora 1 (trecho DN 500 mm) | 1,30 |
| Adutora 1 (trecho DN 700 mm) | 0,20 |
| Adutora 1 total | 1,50 |
| Adutora 2 | 4,18 |

Fonte: Autor (2019)

Para o cálculo da perda de carga pela fórmula de Hazen-Williams, foi necessário consultar a tabela dos coeficientes de rugosidade dos tubos (Tabela 3). Adotou-se para a adutora 1 de Poliarm C = 130 e para a adutora 2 de ferro fundido C = 105.

Tabela 18 – Perdas de carga pela fórmula de Hazen-Williams

| | hf (mca) |
|-------------------------------------|-----------------|
| Adutora 1 (trecho DN 500 mm) | 1,80 |
| Adutora 1 (trecho DN 700 mm) | 0,31 |
| Adutora 1 total | 2,11 |
| Adutora 2 | 4,98 |

Fonte: Autor (2019)

Os valores entre os dois métodos foram bem próximos. Como o método de Hazen Williams traz valores mais próximos da realidade, devido a sua constante “C” resultar de uma análise estatística de dados experimentais em várias situações, e por estar a favor da segurança, ele foi o escolhido para realizar o dimensionamento.

6.1.1.1 Perdas de carga localizadas

Após levantamento de peças localizadas no barrilete e ao longo da adutora, através da Equação 10 foram obtidos os valores de perdas de carga singulares, expressos nos quadros abaixo:

Quadro 1 – Perdas de carga localizadas da adutora 1

| Adutora 1 | | | | | |
|-----------------------------------|---------------|------------------|----------|----------------|-----------------|
| Na sucção: | Quant. | Diâm. (m) | K | V (m/s) | hf (mca) |
| Válvula de pé c/crivo | 1 | 0,4666 | 2,50 | 1,4620 | 0,2724 |
| Curva de 90° | 1 | 0,4666 | 0,40 | 1,4620 | 0,0436 |
| Redução gradual 450x300 | 1 | 0,3146 | 0,15 | 3,2161 | 0,0791 |
| Total sucção = | | | | | 0,3950 |
| No recalque: | Quant. | Diâm. (m) | K | V (m/s) | hf (mca) |
| Ampliação gradual 250x450 | 1 | 0,2630 | 0,30 | 4,6019 | 0,3238 |
| Curva 45° | 2 | 0,4164 | 0,20 | 1,8358 | 0,0344 |
| Registro borboleta, aberto | 1 | 0,4164 | 0,00 | 1,8358 | 0,0000 |
| Ampliação gradual 400x500 | 1 | 0,4164 | 0,30 | 1,8358 | 0,0515 |
| Válvula de retenção | 1 | 0,5180 | 2,75 | 1,1863 | 0,1972 |
| Tê, passagem direta | 1 | 0,5180 | 0,60 | 1,1863 | 0,0430 |
| Ampliação gradual 500x700 | 1 | 0,4164 | 0,30 | 1,8358 | 0,0515 |
| Total recalque = | | | | | 0,7015 |
| Perda de carga localizada total = | | | | | 1,0966 |

Fonte: Autor (2019)

Quadro 2 - Perdas de carga localizadas da adutora 2

| Adutora 2 | | | | | |
|-----------------------------------|---------------|------------------|----------|----------------|---------------|
| Na sucção: | Quant. | Diâm. (m) | K | V (m/s) | Hf (m) |
| Válvula de pé c/crivo | 1 | 0,4666 | 2,50 | 1,4620 | 0,2724 |
| Curva de 90° | 1 | 0,4666 | 0,40 | 1,4620 | 0,0436 |
| Redução gradual 450x300 | 1 | 0,3146 | 0,15 | 3,2161 | 0,0791 |
| Total sucção = | | | | | 0,3950 |
| No recalque: | Quant. | Diâm. (m) | K | V (m/s) | Hf (m) |
| Ampliação gradual 250x350 | 1 | 0,2630 | 0,30 | 4,6019 | 0,3238 |
| Registro borboleta, aberto | 1 | 0,3662 | 0,00 | 2,3736 | 0,0000 |
| Tê, saída bilateral | 1 | 0,3662 | 1,80 | 2,3736 | 0,5169 |
| Tê, saída lateral | 1 | 0,5180 | 1,30 | 1,1863 | 0,0932 |
| Registro gaveta, aberto | 1 | 0,5180 | 0,20 | 1,1863 | 0,0143 |
| Válvula de retenção | 1 | 0,5180 | 2,75 | 1,1863 | 0,1972 |
| Tê, passagem direta | 1 | 0,5180 | 0,60 | 1,1863 | 0,0430 |
| Total recalque = | | | | | 1,1886 |
| Perda de carga localizada total = | | | | | 1,5836 |

Fonte: Autor (2019)

Somando as perdas contínuas com as perdas localizadas, têm-se as perdas totais de cada adutora.

Tabela 19 – Perdas de carga total das adutoras

| | hf total (m) |
|------------------|---------------------|
| Adutora 1 | 3,2100 |
| Adutora 2 | 6,5692 |

Fonte: Autor (2019)

6.1.2 Limite de velocidade nas adutoras

Aplicando a fórmula da continuidade (Equação 1) para as duas adutoras, têm-se:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0,250}{0,211} = 1,186 \text{ m/s}$$

Velocidade abaixo dos limites máximos estabelecidos na Tabela 9, o que traduz em uma baixa perda de carga e segurança a fenômenos nocivos as adutoras, como: sobrepessão, golpe de aríete, vibrações, etc.

6.1.3 Verificação do diâmetro econômico

Como o sistema funciona 24 horas por dia, o diâmetro ótimo das duas adutoras para a vazão de projeto 500 l/s, sendo 250 l/s para cada adutora, foi obtido através da fórmula de Bresse (Equação 24), adotando k no intervalo aconselhado na prática $1 < k < 1,2$.

Para k = 1:

$$D_o = k\sqrt{Q} = 1,0\sqrt{0,250} = 0,5 \text{ m}$$

Para k = 1,2:

$$D_o = k\sqrt{Q} = 1,2\sqrt{0,250} = 0,6 \text{ m}$$

$$0,5 < D_o < 0,6$$

O diâmetro ótimo refere-se à parcela de custos relativos às tubulações, sua instalação e o consumo energético necessário ao bombeamento. Como estes custos representam a maior parcela em uma obra de uma nova adutora de água bruta e, no caso em estudo, as duas adutoras

se encontram instaladas, estão dentro do intervalo calculado acima e apresentam uma perda de carga razoável, para o dimensionamento a ser proposto, foi preferível manter as duas adutoras já existentes.

6.1.4 Curva do sistema

A curva do sistema foi traçada através da Equação 18, pela qual foi calculada para cada vazão a perda de carga equivalente pela formula de Hazen-Williams e assim foram encontradas as alturas manométricas correspondentes as suas vazões.

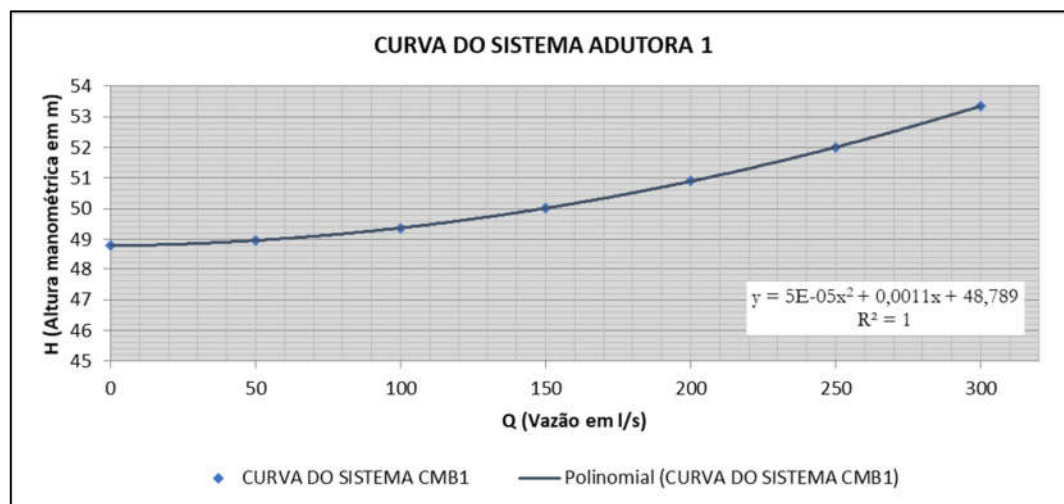
Devido à perda de carga entre as duas adutoras possuírem diferenças significativas, foi necessário traçar uma curva do sistema para cada adutora.

Tabela 20 – Pontos da curva do sistema da adutora 1

| Vazão (l/s) | Perda de carga (m) | Altura manométrica (m) |
|-------------|--------------------|------------------------|
| 0 | 0,00 | 48,8 |
| 50 | 0,15 | 48,95 |
| 100 | 0,56 | 49,36 |
| 150 | 1,22 | 50,02 |
| 200 | 2,10 | 50,90 |
| 250 | 3,21 | 52,01 |
| 300 | 4,54 | 53,34 |

Fonte: Autor (2019)

Gráfico 1 – Curva do sistema da adutora 1



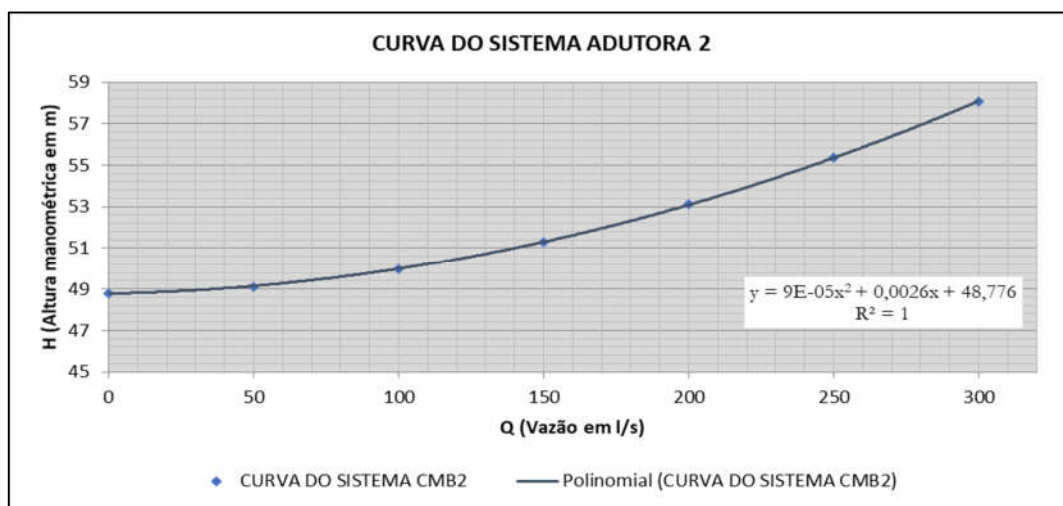
Fonte: Autor (2019)

Tabela 21 – Pontos da curva do sistema da adutora 2

| Vazão (l/s) | Perda de carga (m) | Altura manométrica (m) |
|-------------|--------------------|------------------------|
| 0 | 0,00 | 48,8 |
| 50 | 0,32 | 49,12 |
| 100 | 1,17 | 49,97 |
| 150 | 2,51 | 51,31 |
| 200 | 4,31 | 53,11 |
| 250 | 6,57 | 55,37 |
| 300 | 9,27 | 58,07 |

Fonte: Autor (2019)

Gráfico 2 – Curva do sistema da adutora 2



Fonte: Autor (2019)

6.1.5 Curvas NPSH

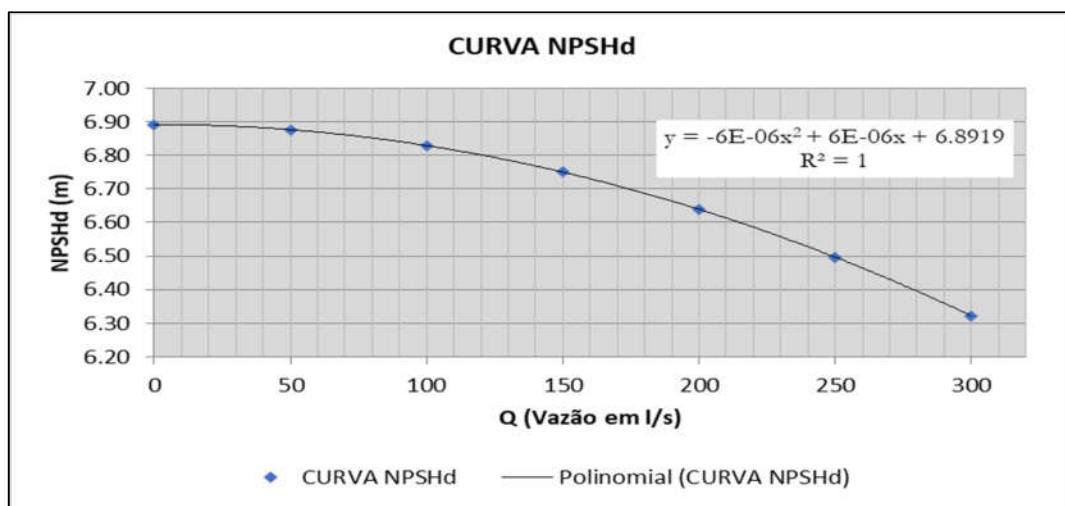
No caso do traçado da curva do NPSHd, baseou-se na Equação 20 para encontrar o valor de cada NPSHd respectivo a sua vazão. Como as duas adutoras apresentam a mesma perda de carga e altura geométrica na sucção, foi necessária apenas uma curva para representá-las.

Tabela 22 – Pontos da curva do NPSHd para as duas adutoras

| Vazão (l/s) | Perda de carga na sucção (m) | NPSHd |
|-------------|------------------------------|-------|
| 0 | 0,00 | 6,89 |
| 50 | 0,02 | 6,88 |
| 100 | 0,06 | 6,83 |
| 150 | 0,14 | 6,75 |
| 200 | 0,25 | 6,64 |
| 250 | 0,40 | 6,50 |
| 300 | 0,57 | 6,32 |

Fonte: Autor (2019)

Gráfico 3 – Curva NPSH disponível



Fonte: Autor (2019)

Já no caso da curva do NPSHr, como as bombas passaram por várias intervenções e também, devido ao desgaste com o tempo, a curva já não é mais a mesma da contida no catálogo. Porém, como os dados do NPSHr são de difícil obtenção em campo, utilizou-se a curva de performance do catálogo, ilustrada no Anexo 1.

Para a vazão desejada de 250 l/s, o NPSHr corresponde a 6,3 m, valor abaixo do NPSHd, que equivale a 6,5 m para essa vazão, ou seja, teoricamente não há ocorrência de cavitação. Porém, os valores estão bem próximos e não atendem a nenhuma das recomendações presentes na literatura. Outro fator é que com o desgaste, as perdas de energia no interior da bomba aumentam, o que modifica a curva e eleva o valor do NPSHr. Portanto, pode-se afirmar que as bombas na estação elevatória estão operando em um ponto crítico, com grandes chances de ocorrência de cavitação, mesmo que para uma vazão inferior.

6.1.6 Curvas características das bombas e ponto de operação

Antes que fosse possível realizar as medições para gerar as curvas características do CMB 1, o equipamento parou de funcionar, devido ao seu rotor estar totalmente danificado. Isto ocorreu devido a dois problemas principais: entrada de materiais sólidos (lixo, pedregulhos, galhos, etc.) na sucção e ocorrência de cavitação.

Dentre os fatores que levam à entrada de sólidos na tubulação estão: ausência de caixa de areia e grade no canal de captação (Figura 29), poço de sucção a céu aberto (Figura 30), geração de lixo no local (pessoas utilizam o ponto de captação do rio Mumbaba para banho e atividades de lazer). A Figura 36 mostra o equipamento danificado e evidencia a ocorrência de cavitação nas bombas.

Figura 36 - Rotor do CMB 1 danificado



Fonte: CAGEPA (2019)

Assim, o processo de obtenção da curva característica foi feito apenas para o CMB 2 seguindo o método descrito no Item 4 deste trabalho. De posse dos dados coletados, presentes no apêndice 1, foi calculada a média de cada variável (vazão, pressão na sucção, pressão no recalque e potência ativa) para cada ponto medido (P1, P2, P3, P4 e P5). Dessa forma, com

auxílio da planilha que LENHS disponibiliza em seu site¹ e baseado nas Equações 2 e 17 foi possível gerar, respectivamente, as Tabelas 23 e 24, com os pontos das curvas características do CMB 2.

Tabela 23 – Pontos curva característica H x Q

| Pontos da curva | Vazão | | $V_r^2 - V_s^2$ | Pressão no Recalque | Pressão na Sucção | Altura Manométrica |
|----------------------|-----------------------|---------|-----------------|----------------------|----------------------|--------------------|
| | Q (m ³ /s) | Q (L/s) | $2g$ | P _r (mca) | P _s (mca) | H (m) |
| P1 (100%) | 0,19 | 189,94 | 0,32 | 51,40 | 0,00 | 51,72 |
| P2 (± 75%) | 0,14 | 143,58 | 0,18 | 56,05 | 0,00 | 56,24 |
| P3 (± 50%) | 0,09 | 94,39 | 0,08 | 60,91 | 0,00 | 60,99 |
| P4 (± 25%) | 0,05 | 51,29 | 0,02 | 65,23 | 0,00 | 65,25 |
| P5 - shut-off | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 67,37 | 0,00 | 67,37 |

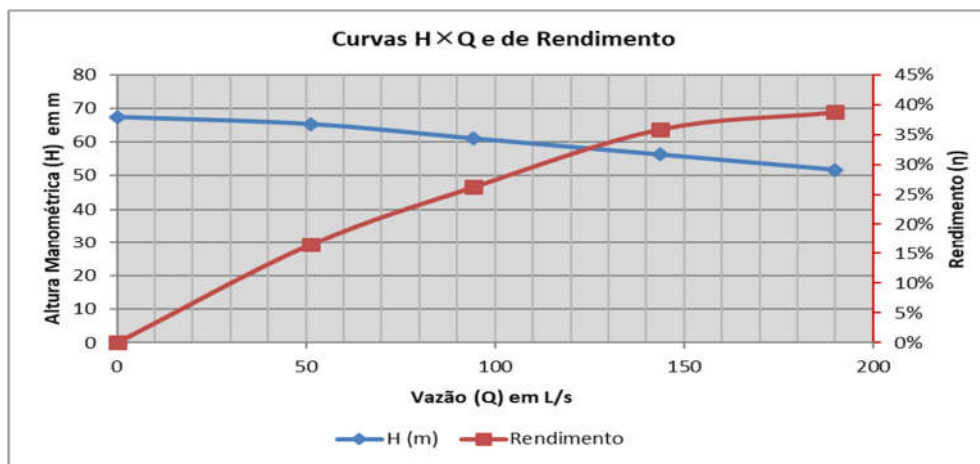
Fonte: Autor (2019)

Tabela 24 - Pontos curva característica η x Q

| Pontos da curva | Vazão | Potência ativa na rede | Rendimento total |
|----------------------|---------|------------------------|------------------|
| | Q (L/s) | P (kW) | η |
| P1 (100%) | 189,94 | 248,83 | 38,73% |
| P2 (± 75%) | 143,58 | 220,85 | 35,87% |
| P3 (± 50%) | 94,39 | 215,06 | 26,26% |
| P4 (± 25%) | 51,29 | 198,27 | 16,56% |
| P5 - shut-off | 0,00 | 127,06 | 0,00% |

Fonte: Autor (2019)

Gráfico 4 – Curvas Características do CMB 2



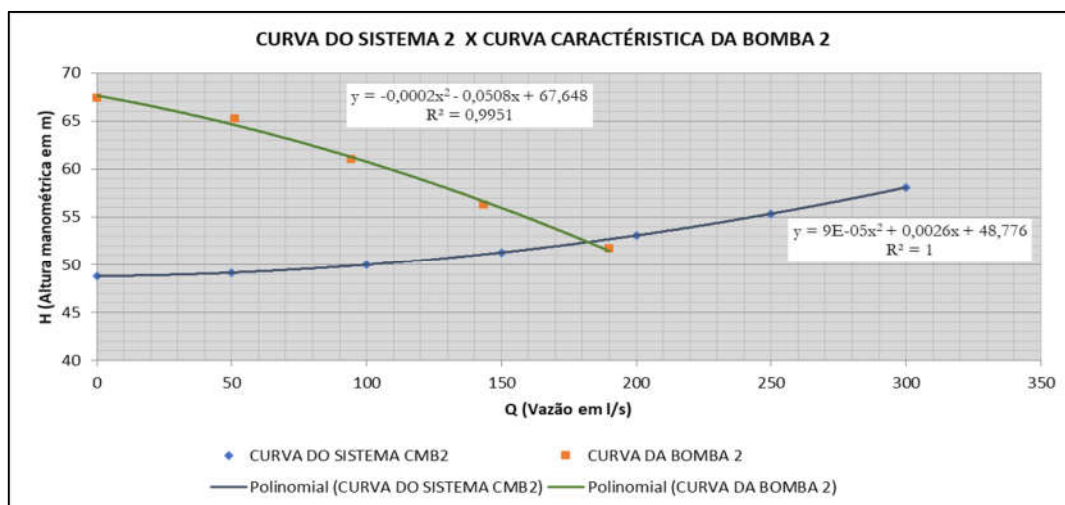
Fonte: Autor (2019)

¹ <http://www.lenhs.ct.ufpb.br/>

Baseado na Tabela 24 e no Gráfico 4, comprova-se que o rendimento do conjunto motobomba 2 apresenta valores baixíssimos, sendo equivalente a 38,73% em seu ponto de vazão plena, o que leva a um alto desperdício de energia para bombear uma dada vazão. O CMB 1 muito possivelmente se encontra em estado semelhante, visto que foi instalado na mesma época, recebeu apenas manutenções corretivas e apresenta vazões inferiores às do projeto.

Sobrepondo a curva característica da bomba 2 na curva do sistema da adutora 2, determina-se o ponto de trabalho.

Gráfico 5 – Ponto de trabalho do CMB-2



Fonte: Autor (2019)

Igualando as duas equações, tem-se uma vazão aproximada de 181 l/s, que corresponde a uma altura manométrica de 52 m. Valor bem próximo da vazão plena medida em campo (190 l/s) e sua altura equivalente (51,72 m). Esta pequena variação ocorre devido aos valores adotados para os coeficientes no processo de cálculo, que não retratam fielmente a situação real.

6.2 PROPOSTA DE INTERVENÇÃO

Com isso, visto que foram observados problemas no sistema com relação à captação, estação elevatória e adutoras e uma vez que o foco do presente trabalho é, principalmente, criar uma proposta para um aumento da vazão recalçada e da eficiência hidroenergética, optou-se em dividi-la em dois pontos principais. O primeiro, busca realizar o dimensionamento de dois novos conjuntos motobomba para a vazão desejada, associado ao cálculo dos benefícios

econômicos de sua implantação. O outro, se refere à elaboração de recomendações para a melhoria dos problemas encontrados.

6.2.1 Dimensionamento econômico dos novos conjuntos

Para a substituição dos CMBs contidos na EEAB de Mumbaba, foi escolhido o modelo de bomba anfíbia da marca Helibombas. Esta escolha se deu por dois motivos: um deles diz respeito ao seu ótimo custo-benefício, dentre as várias vantagens relacionadas a bomba, que serão descritas mais à frente. O outro motivo se refere ao fato de que, como a CAGEPA já possui uma certa relação comercial com a marca - dispõe de outros produtos da mesma - encontravam-se disponíveis informações como: catálogo de bombas, manual de instalação e propostas técnicas comerciais, que serviram como subsídio para o trabalho em questão.

Figura 37 - Motobomba anfíbia 125cv Helibombas em captação de água bruta



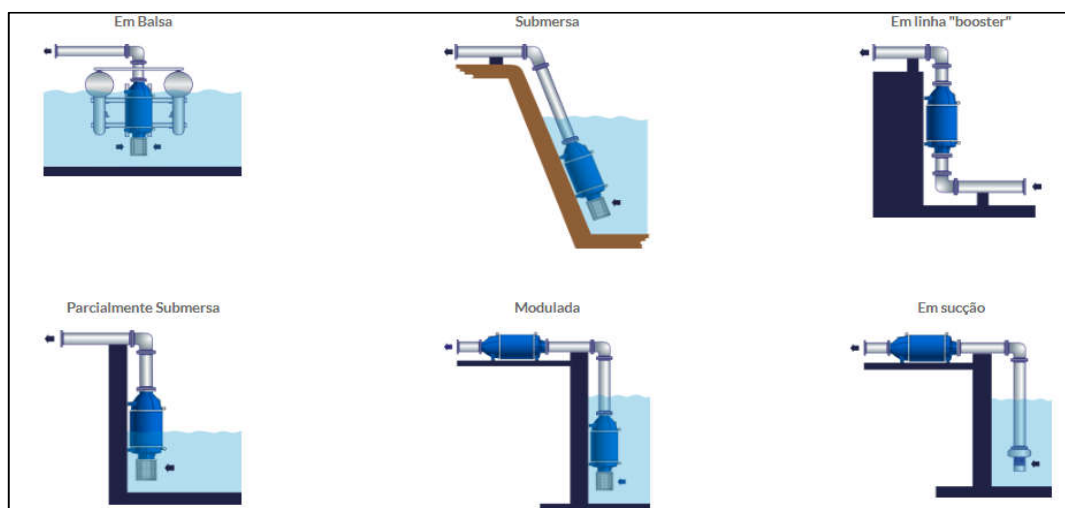
Fonte: Helibombas

A bomba anfíbia é um modelo com capacidade de operar dentro e fora da água com o mesmo equipamento. É formada por um monobloco motobomba, com motor elétrico assíncrono, rebobinável, com bobinado tipo molhado, montado internamente na câmara de bombeio. Dentre suas principais vantagens, a bomba anfíbia apresenta as seguintes:

- Como o motor se localiza no interior da bomba e permanece isolado pela camada de água e pela caixa externa, o equipamento possui uma baixa emissão de ruídos, em torno de 60DB.
- No interior do equipamento ocorre uma troca de calor entre o fluido e a carcaça do motor e isso proporciona uma refrigeração ao conjunto, o que acarreta na eliminação da cavitação do rotor ou NPSH, bem como em uma baixa necessidade de manutenção, aumento da vida útil e melhora no rendimento da bomba.
- Possui uma facilidade e versatilidade de instalação (Figura 39), o que permite a operação em várias pressões.

Diante disso, é perceptível que a bomba anfíbia é uma ótima escolha para o projeto em questão, pois apresenta uma alta eficiência hidroenergética, confiabilidade excepcional e ajuda a manter os custos de funcionamento a um grau mínimo.

Figura 38 – Formas de instalação da bomba anfíbia



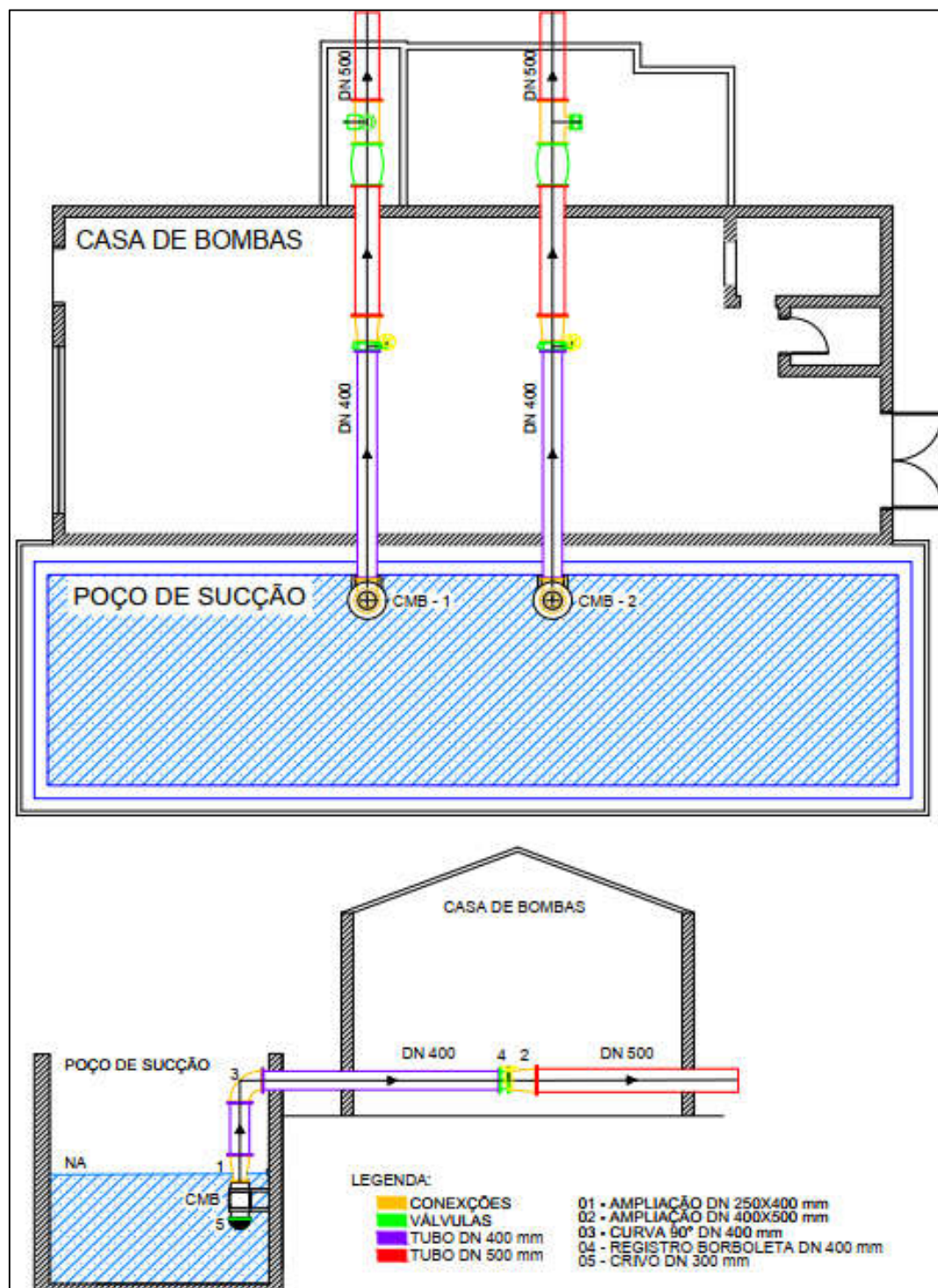
Fonte: Higrá

Ao analisar o catálogo das curvas características das bombas anfíbias da Helibombas, o monobloco motobomba que mais se adequou as curvas dos sistemas (Gráficos 1 e 2) foi o modelo HAR – 390/1, com o diâmetro do rotor de 370 mm.

Devido à versatilidade de instalação do modelo de bomba escolhido, para o projeto, foi decidido trabalhar com a bomba submersa a um metro de profundidade do nível da água no poço de sucção. Foi proposto um novo barrilete, visto que era necessária a adaptação dos novos conjuntos, uma vez que o anterior continha muitas peças, e algumas até mesmo desnecessárias,

o que acabava por aumentar as perdas localizadas e levava à presença de ar nas tubulações. O esquemático do novo barrilete está representado na figura abaixo.

Figura 39 – Esquemático da planta e do corte do novo barrilete



Fonte: Autor (2019)

Como pode ser notado acima, foi possível o reaproveitamento do registro globo DN 400 mm e das ampliações DN 250 x 400 mm e DN 400 x 500 mm contidas no atual barrilete do CMB 1. Dentre as mudanças, foi necessária apenas a aquisição das seguintes peças: registro globo DN 400 mm, dois crivos DN 300 mm, duas curvas 90° DN 400 mm, uma ampliação de DN 250 x 400mm e outra de DN 400 x 500mm para a adaptação dos novos conjuntos.

A modificação do barrilete acarretou em uma perda de carga localizada diferente e, conseqüentemente, uma nova curva do sistema. Mesmo a diferença sendo mínima, optou-se por traçar as duas novas curvas do sistema, para uma maior exatidão no dimensionamento. Foi repetido o mesmo processo de cálculo comentado anteriormente no item 6.1.1 para obter os pontos das curvas ilustrados nas Tabelas 25 e 26.

Tabela 25 – Pontos da nova curva do sistema da adutora 1

| Vazão (l/s) | Perda de carga (m) | Altura manométrica (m) |
|--------------------|---------------------------|-------------------------------|
| 0 | 0,00 | 48,80 |
| 50 | 0,15 | 48,95 |
| 100 | 0,56 | 49,36 |
| 150 | 1,22 | 50,02 |
| 200 | 2,10 | 50,90 |
| 250 | 3,21 | 52,01 |
| 300 | 4,54 | 53,34 |

Fonte: Autor (2019)

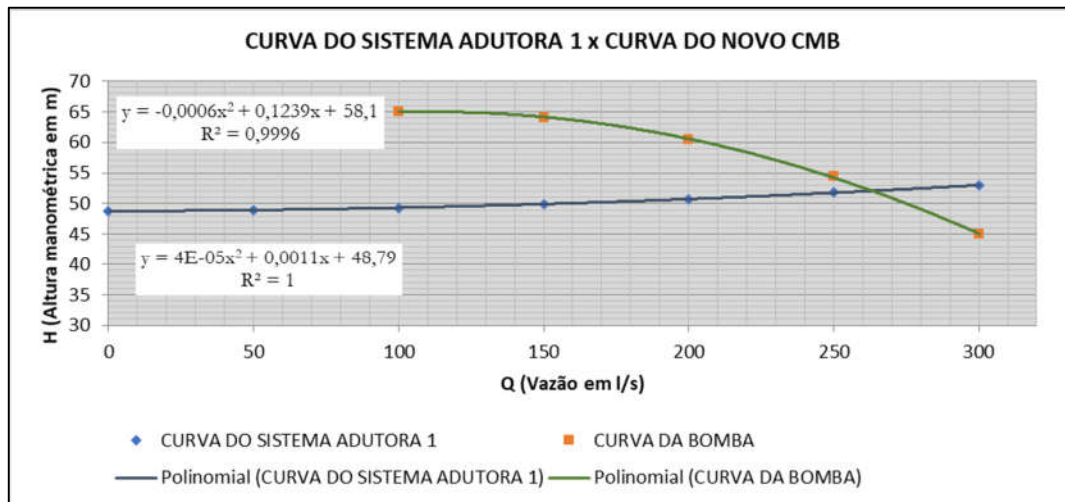
Tabela 26 - Pontos da nova curva do sistema da adutora 2

| Vazão (l/s) | Perda de carga (m) | Altura manométrica (m) |
|--------------------|---------------------------|-------------------------------|
| 0 | 0,00 | 48,80 |
| 50 | 0,29 | 49,09 |
| 100 | 1,05 | 49,85 |
| 150 | 2,25 | 51,05 |
| 200 | 3,85 | 52,65 |
| 250 | 5,85 | 54,65 |
| 300 | 8,23 | 57,03 |

Fonte: Autor (2019)

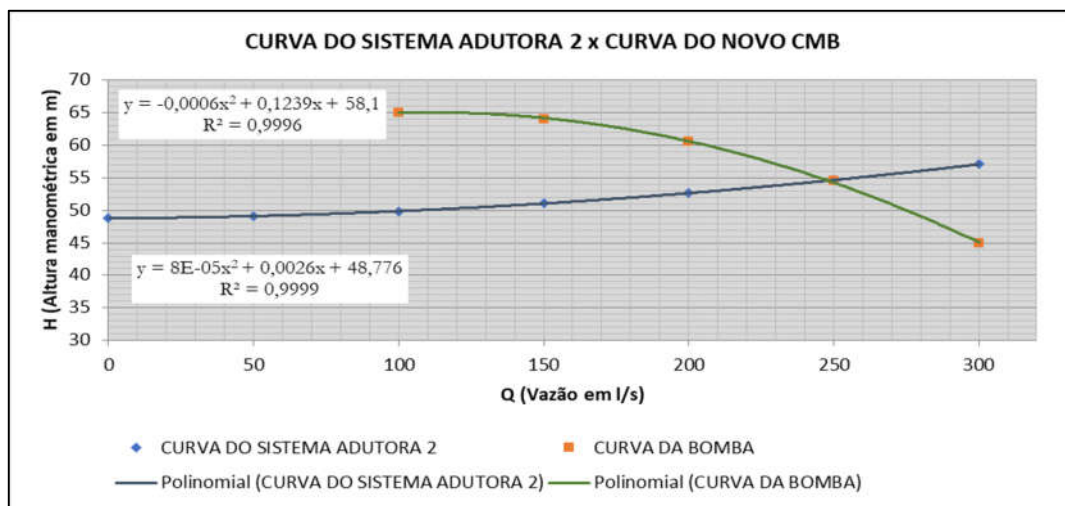
Com a escolha do CMB a ser instalado, foram adquiridas as curvas características da bomba. Os pontos da curva do Sistema 1 foram introduzidos em um gráfico, juntamente com a curva característica da nova bomba, o que levou à obtenção do seu ponto de operação. O mesmo ocorreu com os pontos das curvas do Sistema 2, conforme os gráficos abaixo:

Gráfico 6 - Ponto de trabalho do novo CMB na adutora 1



Fonte: Autor (2019)

Gráfico 7 - Ponto de trabalho do novo CMB na adutora 2



Fonte: Autor (2019)

O valor da altura manométrica (H) do sistema foi lançado na curva característica da bomba (disponível para visualização nos Anexo 2 e 3) e confirmou os valores da vazão (Q) de operação vistos acima, como também encontrou os valores do rendimento da bomba (η_b) e do CMB (η), o NPSHr e a potência (P) para o ponto de trabalho.

Tabela 27 – Ponto de trabalho dos novos conjuntos

| | CMB 1 | CMB 2 |
|--------------------------------|--------------|--------------|
| H (m) | 51,78 | 54,65 |
| Q (l/s) | 263 | 247 |
| NPSHr (m) | 6,1 | 5,9 |
| P (cv) | 242 | 236,5 |
| η_b (%) | 82,5 | 84 |
| η (%) | 75 | 76 |

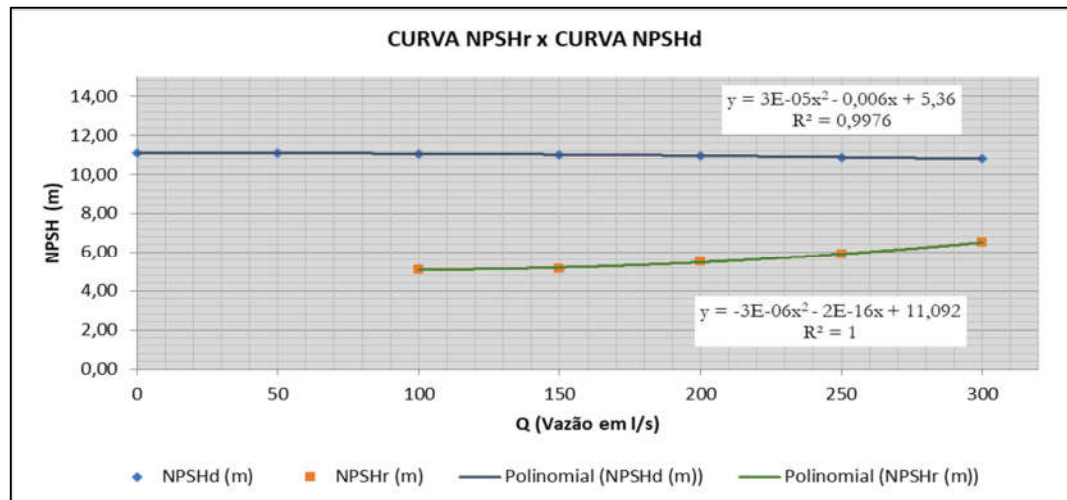
Fonte: Autor (2019)

Somadas as vazões de operação dos novos CMBs, é encontrado o valor de 510 l/s, 10 l/s acima da vazão desejada e permitida por outorga. Porém, caso estes valores sejam confirmados com a instalação do equipamento, uma medida para contornar esta situação é o leve fechamento do registro globo após o barrilete, para então aumentar a perda de carga e reduzir a vazão elevada. Além disso, é esperado que o tempo de uso desgaste o equipamento, tornando-o menos eficaz e diminuindo sua vazão, o que permitiria a abertura do registro para aumentá-la novamente.

Ao analisar os Anexos 2 e 3, é possível observar que o ponto de trabalho dos novos CMBs quase coincidem com o ponto de máxima eficiência, fator positivo, que resulta em vários benefícios na operação.

Como a bomba é do modelo anfíbio e trabalhará submersa, não ocorrerá cavitação no rotor. Para comprovar tal afirmação, o Gráfico 8 mostra que as curvas do NPSHr e do NPSHd não se interceptam. Para uma vazão de 250 l/s, o NPSHr corresponde a aproximadamente 6 m, enquanto que o NPSHd (calculado por meio da equação 20) apresenta valor bem superior, equivalente a 10,88 m, ou seja, inexistente cavitação.

Gráfico 8 – Curvas NPSHr x NPSHd do novo projeto



Fonte: Autor (2019)

6.2.1.1 Eficiência energética

Aplicada a Equação 17 para os valores de vazões, alturas manométricas e potências localizados na Tabela 27, é obtida a confirmação dos valores de rendimento dos conjuntos coletados e expostos na mesma tabela. Foi utilizado o indicador de eficiência energética CEN (Equação 26) para comparar a eficiência energética do CMB-2 com o CMB a ser implantado.

$$CEN_{CMB-2} = \frac{248,83}{683,78 \left(\frac{51,72}{100} \right)} = 0,704 \text{ kwh/m}^3$$

$$CEN_{CMB-novo} = \frac{173,94}{889,2 \left(\frac{54,65}{100} \right)} = 0,358 \text{ kwh/m}^3$$

A diferença de gasto energético no bombeamento é notável. O novo CMB consome 70% da energia consumida do CMB-2, para bombear uma vazão correspondente a 130% à anterior. Este fato ocorre porque o CMB-2 se encontra em um péssimo estado, e o modelo escolhido para a substituição apresenta ótimo rendimento.

6.2.1.2 *Análise econômica de projeto*

Para realizar a análise econômica do projeto, é necessário fazer o levantamento dos custos envolvidos na sua implantação, assim como dos benefícios e custos de operação durante a vida útil do projeto.

6.2.1.3 *Custos de implantação*

Inicialmente, é importante ressaltar que os valores levantados do custo de implantação mencionados abaixo não são exatos. Isto ocorre devido à dificuldade de obtenção dos preços envolvidos. Dessa forma, os dados levantados serviram apenas como uma base para realizar a análise econômica deste projeto. Abaixo seguem comentários relacionados a esses dados:

- Valores dos conjuntos motobomba: a empresa que fornece os conjuntos motobomba não disponibilizou os valores para a compra dos mesmos e, devido a isso, foi decidido por realizar o levantamento da seguinte maneira: foram consultadas propostas técnicas comerciais realizadas pela empresa Helibombas à CAGEPA em anos anteriores e identificou-se uma realizada no ano de 2017, que se referia à venda de dois conjuntos semelhantes ao proposto por este projeto. Assim, este valor de custo encontrado serviu como base para o cálculo deste trabalho.
- Mão-de-obra qualificada: devido ao fato de a CAGEPA já dispor de mão de obra qualificada para realizar a instalação dos novos equipamentos, não seria necessária a contratação de novos funcionários para esta função, o que reduziria muito os gastos com a instalação do sistema.
- Novas peças e tubos necessários para instalação: os valores de novas peças e tubos necessários para a instalação foi de difícil obtenção com os fornecedores dos mesmos - não foi disponibilizada a tabela de valores. No entanto, seriam necessárias poucas novas peças e tubos e é esperado que a CAGEPA disponha de tais equipamentos em estoque, não sendo necessária a compra de novos materiais.

Assim, os custos de implantação foram calculados da seguinte forma: majorou-se em 50% a soma do valor unitário dos dois conjuntos.

Figura 40 – Valor do CMB semelhante ao empregado neste trabalho

| | |
|---|----------------|
| Valor unitário: | R\$ 222.281,46 |
| Valor 02 Unid: | R\$ 444.562,92 |
| (Quatrocentos e Quarenta e Quatro Mil, Quinhentos e Sessenta e Dois Reais e Noventa e Dois Centavos) | |

Fonte: CAGEPA

Valor total dos custos de implantação - R\$ 666.844,38 (**Seiscentos e Sessenta e Seis Mil, Oitocentos e Quarenta e quatro Reais e Trinta e Oito Centavos**)

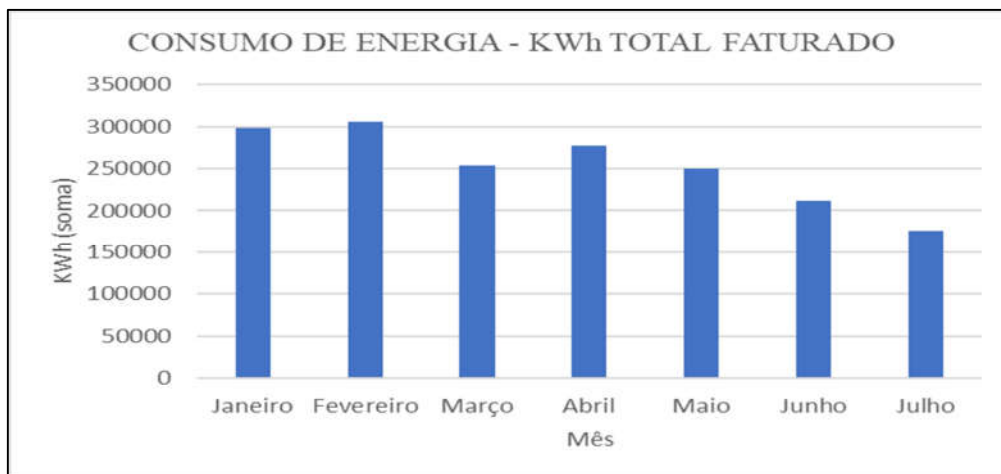
6.2.1.4 Custos de operação e benefícios gerados

A implantação do projeto gerará benefícios intangíveis para a natureza. No entanto, um benefício que pode ser quantificado em valor monetário é o aumento da vazão, que foi calculado da seguinte forma: sabendo que a vazão aumentará em torno de 150 l/s (na ordem de 43% a mais que a vazão anterior), considerando que a taxa de desperdício da empresa é cerca de 40% e que a tarifa mínima cobrada pela CAGEPA é de R\$ 37,91 até 10 m³, ou seja R\$ 3,791 por m³, tem-se que o valor arrecadado no primeiro ano após a implantação do projeto é de:

$$B_1 = 150 * 3,6 * 24 * 365 * 0,6 * 3,791 = \text{R\$ } 10.759.767,84$$

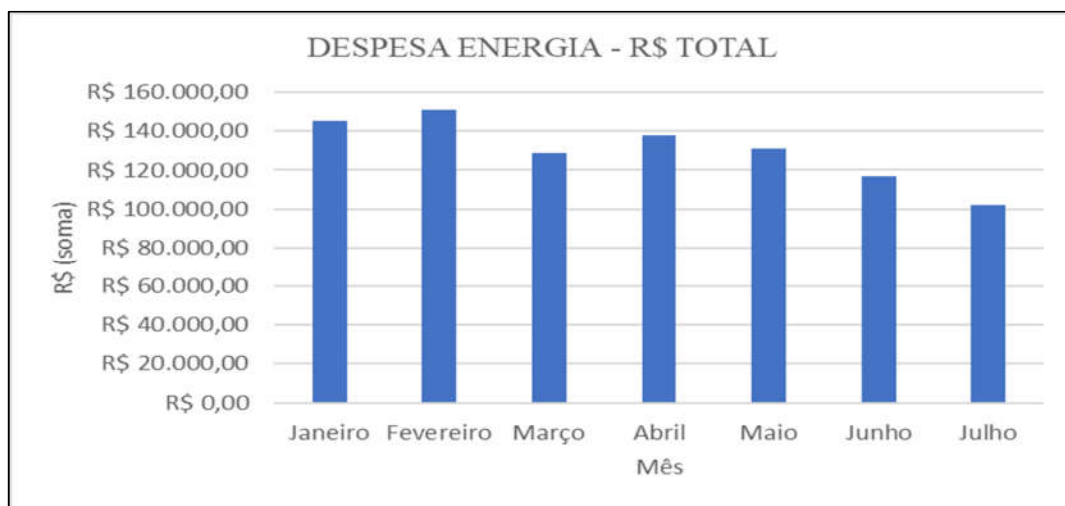
Para os custos operacionais, foram contabilizados apenas os gastos com energia. Atualmente, a elevatória apresenta os seguintes dados:

Gráfico 9 – Consumo de energia mensal da EEAB do rio Mumbaba



Fonte: CAGEPA (2019)

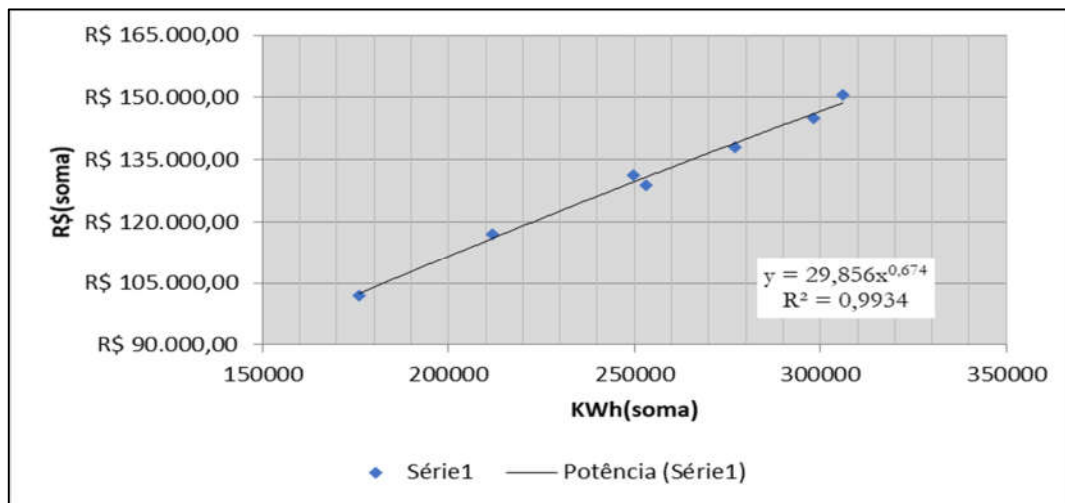
Gráfico 10 – Despesas mensais com energia na EEAB do rio Mumbaba



Fonte: CAGEPA (2019)

Fazendo uma relação entre o valor consumido e o valor pago, foi gerada a seguinte equação:

Gráfico 11 – Equação que relaciona o consumo com a despesa



Fonte: Autor (2019)

Com a implantação do projeto, o gasto de energia será de 253.394,16 kw/mês. Aplicando este consumo mensal à equação e multiplicando este resultado por 12, tem-se o valor anual pago de R\$ 1.571.708,50. Subtraindo deste valor os gastos médios anuais do atual sistema, de

R\$ 1.570.895,89, ocorrerá um aumento de energia de apenas R\$ 811,61 nos gastos anuais, com o novo sistema.

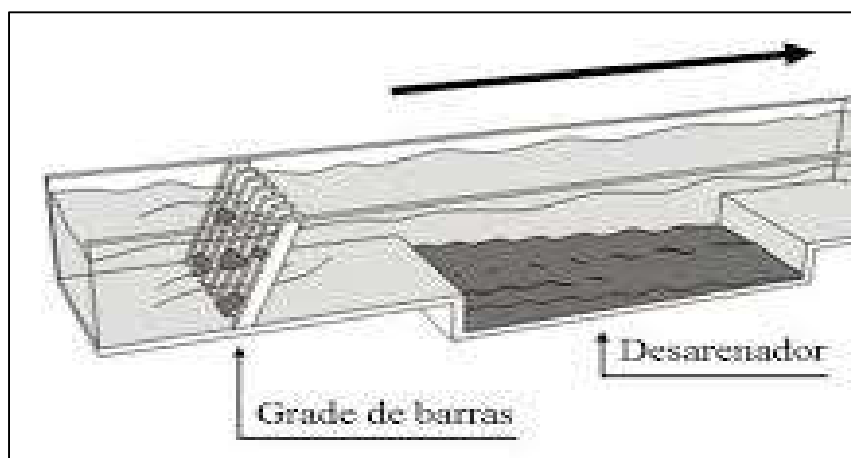
Diante disto, é possível concluir que, mesmo com o impasse da inexatidão dos dados levantados com relação à implantação do novo sistema, é notável que seus resultados são extremamente positivos, tanto para a natureza, como em forma de receitas para a empresa CAGEPA.

6.2.2 Recomendações para melhoria do sistema

- Dimensionamento e instalação da grade no canal de captação: a grade é um dispositivo constituído de barras paralelas que tem por objetivo impedir a passagem de materiais grosseiros, flutuantes ou em suspensão. Dessa forma, os sólidos com dimensões maiores que o espaçamento entre as barras seriam retidos, o que não prejudicaria o funcionamento do conjunto (Figura 41).
- Dimensionamento e instalação do desarenador no canal de captação: o desarenador, também conhecido como caixa de areia, é um dispositivo localizado após a grade no canal de captação destinado a diminuir a velocidade de escoamento da água no canal para provocar a sedimentação de partículas de areia nocivas ao funcionamento do sistema (Figura 41).
- Instalação de telas no canal e no poço de sucção: Devido à existência de bastante vegetação no local e, devido ao fato de que tanto o canal como o poço de sucção se encontrarem a céu aberto, é aconselhável a instalação de uma tela acima destas estruturas, a fim de impedir a entrada de folhas, galhos, frutos, dentre outros, no interior do sistema.
- Conjunto motobomba reserva: é prudente efetuar a compra de um CMB reserva para que, na ocorrência de problemas com algum dos conjuntos em funcionamento, seja efetuada a troca do CMB defeituoso pelo reserva, para que o bombeamento não seja interrompido. Também é recomendado realizar um revezamento entre os conjuntos, para que haja equilíbrio no desgaste de cada um, além de que, a não utilização de um dos motores poderá danificá-lo.
- Limpeza da área: toda a EEAB de Mumbaba se encontra em um estado precário em relação à limpeza. É recomendado que a empresa faça a limpeza do terreno, tanto para a sujeira não atrapalhar no funcionamento do sistema, como também para preservar o rio e manter o local em boas condições.

- Isolamento da área de captação: é sabido que pessoas utilizam a área da captação para recreação. Isto posto, é aconselhável que a CAGEPA impeça a entrada de pessoas no local do terreno, através de fiscalização contínua; uma vez que essa prática de utilizar o local para lazer gera lixo, o que além de atingir o funcionamento do sistema de recalque, também polui o manancial.

Figura 41 – Representação da grade e desarenador no canal



Fonte: Jordão e Volschan (2009)

7. CONCLUSÕES

O presente trabalho está inserido na área de abastecimento público de água e traz como tema a baixa eficiência hidroenergética do sistema elevatório de água bruta do rio Mumbaba para o rio Marés, localizado no município de João Pessoa-PB. O atual sistema, devido ao tempo de uso e inadequada manutenção, apresenta um baixo rendimento para transportar uma vazão inferior à desejada, associado a elevados custos de energia elétrica para realizar tal procedimento.

O objetivo geral deste trabalho foi, a partir dos parâmetros conhecidos do sistema atual, realizar análise do seu rendimento e aplicar as metodologias de cálculo para dimensionar e propor um projeto de intervenção com a finalidade de melhorar a eficiência hidroenergética do mesmo. Tal objetivo foi cumprido, uma vez que, baseado em conhecimentos obtidos em pesquisa bibliográfica, chegou-se a seguinte proposta: realizar a troca dos CMBs e sugerir recomendações para a melhoria do funcionamento do sistema.

As duas novas unidades de CMBs recomendadas, por apresentarem um rendimento bem acima do modelo atual, permitem bombear aproximadamente 143% da vazão com um custo de energia praticamente idêntico ao gasto pelo atual sistema de recalque. Além disso, é capaz de promover uma maior confiabilidade do bombeamento da água, uma vez que os conjuntos hoje em operação, devido ao tempo de uso, costumam apresentar falhas corriqueiras.

Para a sobrevivência financeira das empresas, é necessário que as mesmas realizem a projeção dos seus sistemas, do ponto de vista técnico-econômico. Por isso, foi executada a análise econômica deste projeto, que apresentou resultados muito satisfatórios, com um possível aumento anual de R\$10,7 milhões na receita da CAGEPA.

Uma sugestão de nova pesquisa a partir deste tema seria, uma vez feita a análise do sistema de recalque, realizar um estudo detalhado de toda a adutora, tanto o trecho por recalque como o por gravidade, visando verificar o real coeficiente C , determinar a viabilidade de substituição e dimensionar os dispositivos de manobra e segurança da operação.

Desta forma, conclui-se que o tema abordado neste trabalho possui grande importância no âmbito da sustentabilidade, uma vez que, com a melhoria da eficiência hidroenergética dos sistemas de captação, o impacto à natureza seria bem menor que o gerado pelo sistema atual. Este melhor aproveitamento dos conjuntos também reflete em uma maior disponibilidade de água, principalmente para as regiões que mais sofrem com a carência deste recurso, o que acarreta em melhor qualidade de vida e melhores condições de higiene e saneamento básico.

REFERÊNCIAS

[ABNT] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12211: Estudos de concepção de sistemas públicos de abastecimento de água. Rio de Janeiro, 1992.

[ABNT] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 5647: Tubos de PVC rígido com junta elástica. Rio de Janeiro, 1999.

[ABNT] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7665: Sistema para adução e distribuição de água. Rio de Janeiro, 1999.

ALEN SOBRINHO, P.; CONTRERA, R.C. Reservatórios. Apresentação da disciplina Saneamento II. São Paulo. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 2016.

ANA - AGENCIA NACIONAL DE ÁGUAS. Outorga para uso de recursos hídricos. Disponível online em: www.ana.gov.br/perguntas-frequentes. Acesso em 23 de setembro de 2019.

AZEVEDO NETTO, J. M. et al. Manual de Hidráulica. 8. ed. São Paulo: Edgard Blucher Ltda, 1998.

BARBOSA, P. S. F.; VENTURINI, M. A. G. Subsídios à escolha de técnicas de reabilitação de redes de distribuição de água, Seminário: Planejamento, Projeto e Operação de Redes de Abastecimento de Água: O Estado da Arte e Questões Avançadas. João Pessoa-PB, Brasil. 2002.

CAGEPA, Companhia de Água e Esgoto da Paraíba. Disponível online em: <http://www.cagepa.pb.gov.br/>. Acesso em 23 de setembro de 2019.

CAGEPA, Companhia de Água e Esgoto da Paraíba. Abastecimento D`água de João Pessoa: Diagnóstico de operação das elevatórias de Mumbaba e Marés. João Pessoa-PB, abril de 1981.

CAGEPA, Companhia de Água e Esgoto da Paraíba. Cadastro técnico. João Pessoa, junho de 2019.

CAGEPA, Companhia de Água e Esgoto da Paraíba. Planilha de macromedições. João Pessoa, junho de 2019.

CAGEPA, Companhia de Água e Esgoto da Paraíba. Estudos da otimização do sistema de abastecimento d'água da região metropolitana de João Pessoa-PB. João Pessoa-PB, dezembro de 1981.

CONDURÚ, J. A. R. P. M. T. Abastecimento de água: Informação para eficiência hidroenergética. João Pessoa-PB: UFPB, 2014

FREIRE, P. K. C. Estudo comparativo entre metodologias de dimensionamento econômico de adutoras. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, 2000.

GOMES, H. P.; CARVALHO, P. S. O. Manual de sistemas de bombeamento: eficiência energética. 1. ed. João Pessoa: Universitária da UFPB, 2012.

GOMES, H. P. Abastecimento de água. João Pessoa: LENHS/UFPB, 2019.

GOMES, H. P. Engenharia de irrigação: hidráulica dos sistemas pressurizados, aspersão e gotejamento. 3. ed. Campina Grande: Universitária da UFPB, 1999.

GOMES, H. P. Sistemas de Bombeamento: Eficiência Energética. 2. ed. João Pessoa: Editora UFPB, 2012.

HARTMANN, N. I. D. Projeto de um diâmetro econômico para um sistema de adução de água bruta por recalque. Panambi, 2019.

HELLER, L.; PÁDUA, V. L. Abastecimento de água para consumo humano. 2ª. Ed. Belo Horizonte: UFMG, 2010.

HELIBOMBAS. Bombas anfíbias. Disponível online em:

<https://helibombas.com.br/ptb/produto/bomba-anfibia-helibombas/>. Acesso em 23 de setembro de 2019.

HIGRA. Bombas anfíbias. Disponível online em: <http://www.higra.com.br/pt-br/bombas-anfibias>. Acesso em 23 de setembro de 2019.

LENHS, Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento. Disponível online em: <http://www.lenhs.ct.ufpb.br/>. Acesso em 23 de setembro de 2019

MELO, J. R. C. João Pessoa: O crescimento da cidade e o saneamento básico. João Pessoa: A união, 2016.

MELO, J. R. C. Sistemas de Abastecimento de Água. Apostila do curso de graduação em engenharia civil. Universidade Federal da Paraíba, Centro de Tecnologia, João Pessoa, 1996.

NORONHA, D. V. C. Sistema de abastecimento de água potável: dimensionamento de adutora do campus da UFERSA em Caraúbas. Mossoró-RN, 2012.

PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO JOSÉ DA VARGINHA. Tratamento da água. Disponível online em: <http://www.saojosedavarginha.mg.gov.br/tratamento-da-agua/>. Acesso em 23 de setembro de 2019.

SAINT-GOBAIN. Disponível online em: www.saint-gobain-canalizacao.com.br. Acesso em 23 de setembro de 2019.

VON SPERLING, M. Princípios do tratamento biológico de águas residuárias. Vol. 1. Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos. Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental - UFMG. 3ªed, 2005.

TSUTIYA, M. T. Abastecimento de água. 1. ed. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2004.

TSUTIYA, M. T. Abastecimento de água. 3. ed. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006.

**APÊNDICE 1 – DADOS MEDIDOS EM CAMPO PARA TRAÇAR A CURVA
CARACTERÍSTICA DO CMB-2**

| COLETA DE DADOS PARA O PONTO 1 | | | | | | Início: |
|---------------------------------------|-------------|----------------|-----------------|----------------------------|----------------------------|----------------------|
| Vazão Plena 100% | | | | | | Término: |
| Registro | DATA | HORÁRIO | Q (m³/h) | P_r (mca) | P_s (mca) | Potência (kW) |
| 1 | 11-09-19 | 14:43:00 | 712,08 | 51,21 | 0,00 | 249,76 |
| 2 | 11-09-19 | 14:44:00 | 693,36 | 51,21 | 0,00 | 248,39 |
| 3 | 11-09-19 | 14:45:00 | 680,40 | 51,21 | 0,00 | 248,62 |
| 4 | 11-09-19 | 14:46:00 | 679,32 | 51,21 | 0,00 | 249,50 |
| 5 | 11-09-19 | 14:47:00 | 684,72 | 51,21 | 0,00 | 249,69 |
| 6 | 11-09-19 | 14:48:00 | 684,36 | 51,26 | 0,00 | 249,13 |
| 7 | 11-09-19 | 14:49:00 | 689,04 | 51,26 | 0,00 | 248,49 |
| 8 | 11-09-19 | 14:50:00 | 687,96 | 51,26 | 0,00 | 248,50 |
| 9 | 11-09-19 | 14:51:00 | 679,68 | 51,26 | 0,00 | 249,68 |
| 10 | 11-09-19 | 14:52:00 | 684,00 | 51,26 | 0,00 | 248,41 |
| 11 | 11-09-19 | 14:53:00 | 676,44 | 50,47 | 0,00 | 248,13 |
| 12 | 11-09-19 | 14:54:00 | 676,08 | 50,47 | 0,00 | 248,48 |
| 13 | 11-09-19 | 14:55:00 | 675,36 | 52,02 | 0,00 | 248,52 |
| 14 | 11-09-19 | 14:56:00 | 679,68 | 52,36 | 0,00 | 248,94 |
| 15 | 11-09-19 | 14:57:00 | 678,24 | 52,36 | 0,00 | 248,25 |
| 16 | 11-09-19 | 14:58:00 | 679,68 | 52,36 | 0,00 | 248,81 |
| MÉDIAS | | | 683,78 | 51,40 | 0,00 | 248,83 |

COLETA DE DADOS PARA O PONTO 2

Início: 14:59:00

Vazão aproximada - 75% da vazão plena

Término: 15:15:00

| Registro | DATA | HORÁRIO | Q (m³/h) | P_r (mca) | P_s (mca) | Potência (kW) |
|-----------------|-------------|----------------|-----------------|----------------------------|----------------------------|----------------------|
| 1 | 11-09-19 | 14:59:00 | 514,08 | 56,07 | 0,00 | 220,99 |
| 2 | 11-09-19 | 15:00:00 | 524,88 | 54,55 | 0,00 | 220,96 |
| 3 | 11-09-19 | 15:01:00 | 525,24 | 54,55 | 0,00 | 220,39 |
| 4 | 11-09-19 | 15:02:00 | 520,20 | 58,46 | 0,00 | 221,00 |
| 5 | 11-09-19 | 15:03:00 | 515,88 | 56,82 | 0,00 | 221,07 |
| 6 | 11-09-19 | 15:04:00 | 514,44 | 56,82 | 0,00 | 221,67 |
| 7 | 11-09-19 | 15:05:00 | 516,24 | 56,82 | 0,00 | 221,72 |
| 8 | 11-09-19 | 15:06:00 | 518,76 | 56,82 | 0,00 | 220,18 |
| 9 | 11-09-19 | 15:07:00 | 518,76 | 55,42 | 0,00 | 221,04 |
| 10 | 11-09-19 | 15:08:00 | 518,40 | 55,42 | 0,00 | 220,68 |
| 11 | 11-09-19 | 15:09:00 | 518,40 | 55,42 | 0,00 | 220,42 |
| 12 | 11-09-19 | 15:10:00 | 514,44 | 55,42 | 0,00 | 220,07 |
| 13 | 11-09-19 | 15:11:00 | 515,88 | 55,42 | 0,00 | 220,18 |
| 14 | 11-09-19 | 15:12:00 | 514,44 | 56,03 | 0,00 | 221,73 |
| 15 | 11-09-19 | 15:13:00 | 515,16 | 56,03 | 0,00 | 220,23 |
| 16 | 11-09-19 | 15:14:00 | 512,28 | 56,34 | 0,00 | 220,79 |
| 17 | 11-09-19 | 15:15:00 | 509,76 | 56,49 | 0,00 | 221,40 |
| MÉDIAS | | | 516,90 | 56,05 | 0,00 | 220,85 |

COLETA DE DADOS PARA O PONTO 3

Início: 15:36:00

Vazão aproximada - 50% da vazão plena

Término: 15:47:00

| Registro | DATA | HORÁRIO | Q (m³/h) | P_r (mca) | P_s (mca) | Potência (kW) |
|-----------------|-------------|----------------|-----------------|----------------------------|----------------------------|----------------------|
| 1 | 11-09-19 | 15:36:00 | 319,68 | 47,78 | 0,00 | 215,26 |
| 2 | 11-09-19 | 15:37:00 | 323,64 | 47,78 | 0,00 | 214,39 |
| 3 | 11-09-19 | 15:38:00 | 330,48 | 60,17 | 0,00 | 214,65 |
| 4 | 11-09-19 | 15:39:00 | 343,80 | 60,17 | 0,00 | 215,05 |
| 5 | 11-09-19 | 15:40:00 | 345,96 | 60,17 | 0,00 | 215,17 |
| 6 | 11-09-19 | 15:41:00 | 346,32 | 60,17 | 0,00 | 215,87 |
| 7 | 11-09-19 | 15:42:00 | 345,96 | 72,02 | 0,00 | 215,13 |
| 8 | 11-09-19 | 15:43:00 | 347,76 | 72,02 | 0,00 | 215,00 |
| 9 | 11-09-19 | 15:44:00 | 344,16 | 70,31 | 0,00 | 215,93 |
| 10 | 11-09-19 | 15:45:00 | 346,68 | 60,11 | 0,00 | 214,76 |
| 11 | 11-09-19 | 15:46:00 | 344,88 | 60,11 | 0,00 | 215,10 |
| 12 | 11-09-19 | 15:47:00 | 338,40 | 60,11 | 0,00 | 214,36 |
| MÉDIAS | | | 339,81 | 60,91 | 0,00 | 215,06 |

COLETA DE DADOS PARA O PONTO 4

Início: 15:57:00

Vazão aproximada - 25% da vazão plena

Término: 16:11:00

| Registro | DATA | HORÁRIO | Q (m³/h) | P_r (mca) | P_s (mca) | Potência (kW) |
|-----------------|-------------|----------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------|
| 1 | 11-09-19 | 15:57:00 | 184,13 | 65,62 | 0,00 | 198,94 |
| 2 | 11-09-19 | 15:58:00 | 183,66 | 64,31 | 0,00 | 197,84 |
| 3 | 11-09-19 | 15:59:00 | 185,52 | 65,61 | 0,00 | 197,97 |
| 4 | 11-09-19 | 16:00:00 | 184,50 | 65,40 | 0,00 | 198,68 |
| 5 | 11-09-19 | 16:01:00 | 184,69 | 65,94 | 0,00 | 198,61 |
| 6 | 11-09-19 | 16:02:00 | 183,92 | 65,01 | 0,00 | 198,88 |
| 7 | 11-09-19 | 16:03:00 | 185,37 | 64,88 | 0,00 | 198,74 |
| 8 | 11-09-19 | 16:04:00 | 185,23 | 65,69 | 0,00 | 197,78 |
| 9 | 11-09-19 | 16:05:00 | 184,01 | 65,87 | 0,00 | 197,76 |
| 10 | 11-09-19 | 16:06:00 | 184,42 | 65,27 | 0,00 | 198,37 |
| 11 | 11-09-19 | 16:07:00 | 184,43 | 65,95 | 0,00 | 197,38 |
| 12 | 11-09-19 | 16:08:00 | 185,56 | 64,90 | 0,00 | 198,10 |
| 13 | 11-09-19 | 16:09:00 | 184,21 | 64,39 | 0,00 | 198,88 |
| 14 | 11-09-19 | 16:10:00 | 184,52 | 64,35 | 0,00 | 197,23 |
| 15 | 11-09-19 | 16:11:00 | 185,36 | 65,21 | 0,00 | 198,95 |
| MÉDIAS | | | 184,64 | 65,23 | 0,00 | 198,27 |

COLETA DE DADOS PARA O PONTO 5

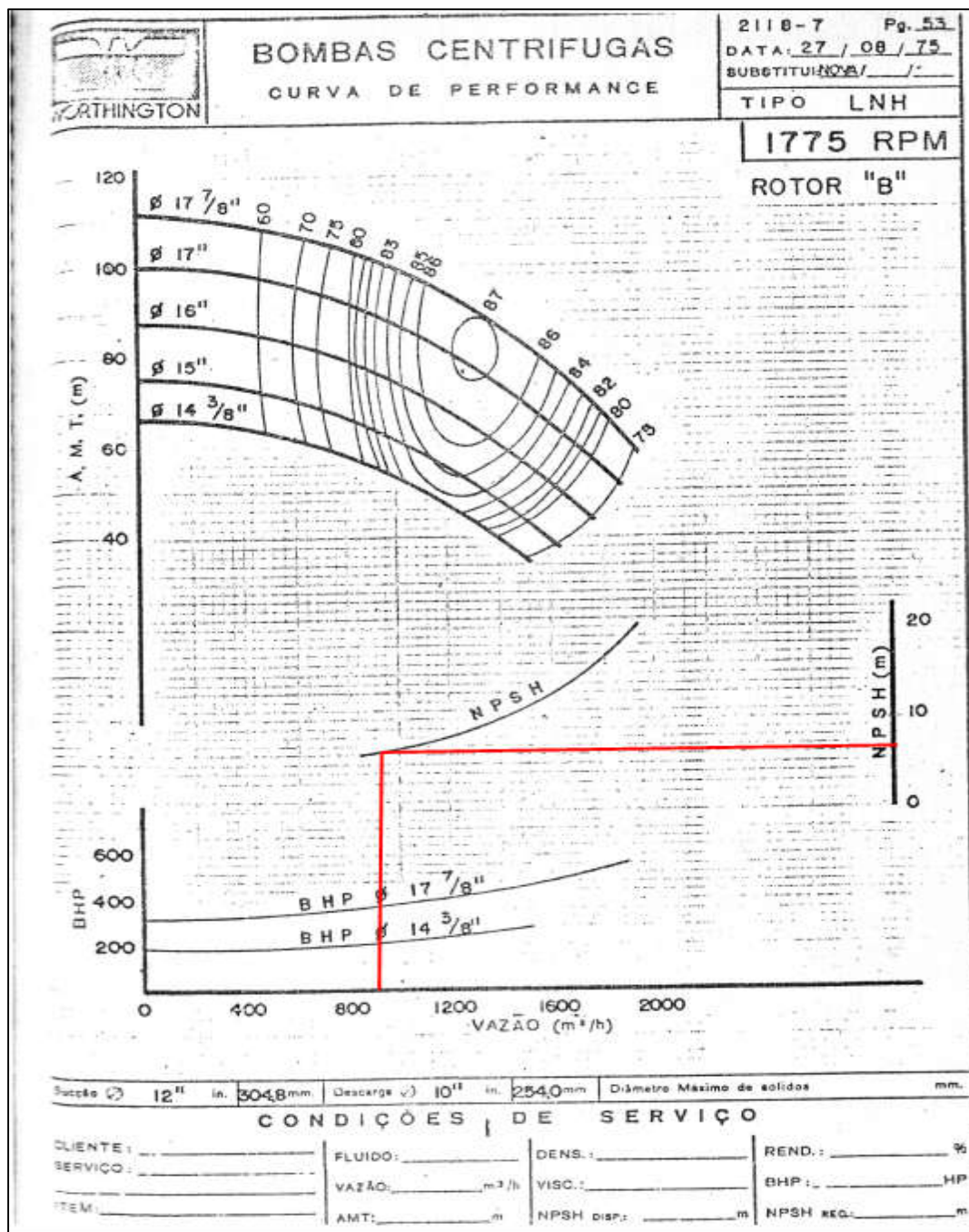
Início: 16:13:00

Vazão zero (shut-off)

Término: 16:24:00

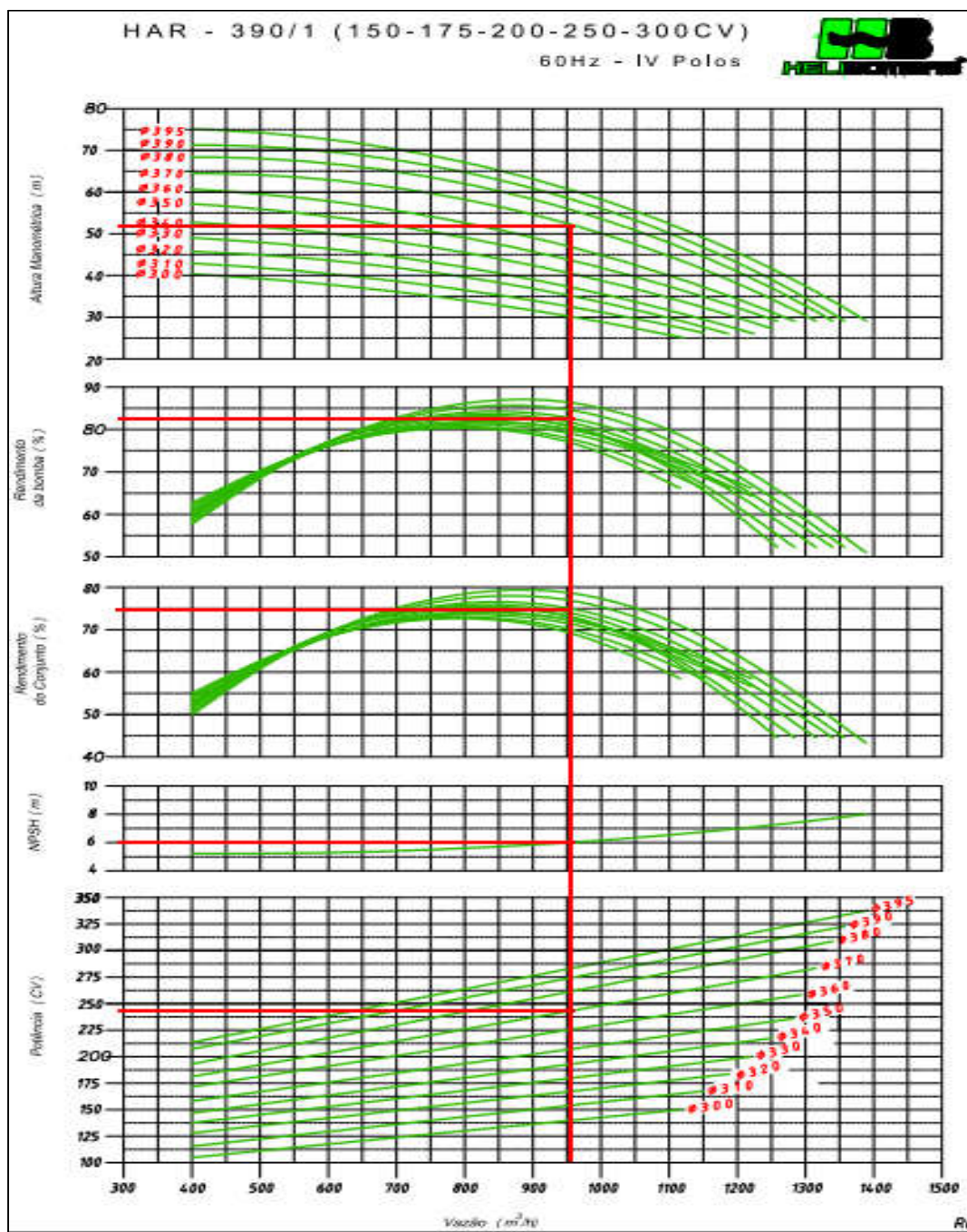
| Registro | DATA | HORÁRIO | Q (m ³ /h) | P _r (mca) | P _s (mca) | Potência (kW) |
|---------------|----------|----------|-----------------------|----------------------|----------------------|---------------|
| 1 | 11-09-19 | 16:13:00 | 0,0 | 67,30 | 0,00 | 127,18 |
| 2 | 11-09-19 | 16:14:00 | 0,0 | 67,26 | 0,00 | 127,70 |
| 3 | 11-09-19 | 16:15:00 | 0,0 | 67,64 | 0,00 | 127,48 |
| 4 | 11-09-19 | 16:16:00 | 0,0 | 67,49 | 0,00 | 126,24 |
| 5 | 11-09-19 | 16:17:00 | 0,0 | 67,10 | 0,00 | 127,62 |
| 6 | 11-09-19 | 16:18:00 | 0,0 | 67,37 | 0,00 | 126,85 |
| 7 | 11-09-19 | 16:19:00 | 0,0 | 67,32 | 0,00 | 126,72 |
| 8 | 11-09-19 | 16:20:00 | 0,0 | 67,50 | 0,00 | 126,40 |
| 9 | 11-09-19 | 16:21:00 | 0,0 | 67,21 | 0,00 | 126,79 |
| 10 | 11-09-19 | 16:22:00 | 0,0 | 67,21 | 0,00 | 126,99 |
| 11 | 11-09-19 | 16:23:00 | 0,0 | 67,75 | 0,00 | 126,91 |
| 12 | 11-09-19 | 16:24:00 | 0,0 | 67,33 | 0,00 | 127,87 |
| MÉDIAS | | | 0,00 | 67,37 | 0,00 | 127,06 |

ANEXO 1 -CURVA CARACTERÍSTICA DA BOMBA 2



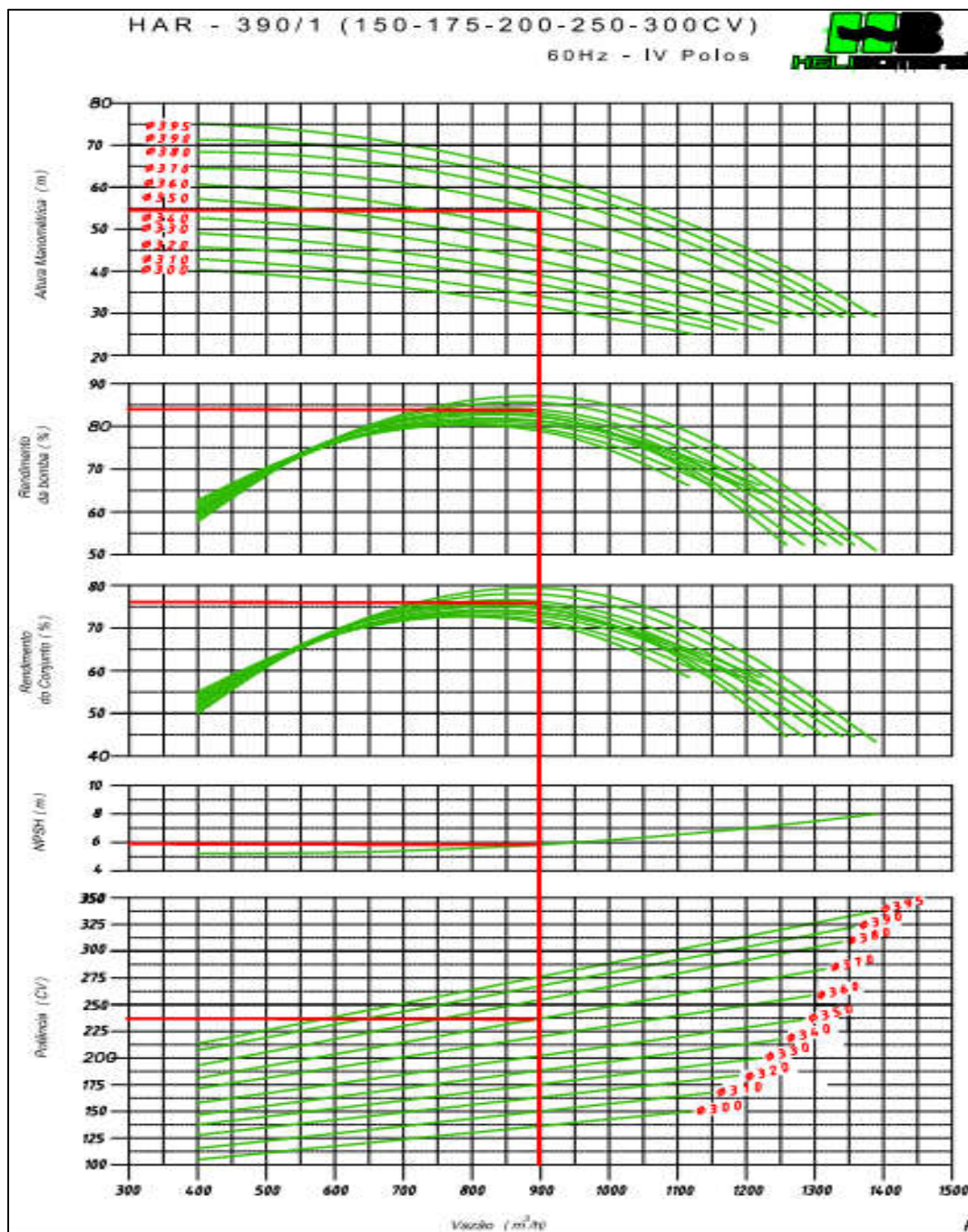
Fonte: CAGEPA

ANEXO 2 – PONTOS DE TRABALHO DO NOVO CMB NA ADUTORA 1



Fonte: Helibombas

ANEXO 3 - PONTOS DE TRABALHO DO NOVO CMB NA ADUTORA 2



Fonte: Helibombas