

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS/MG

ENGENHARIA CIVIL

LUANA DE SOUSA REIS

**PROPOSTA DE DIMENSIONAMENTO DE UM SISTEMA DE DISTRIBUIÇÃO DE
ÁGUA PARA UM BAIRRO RURAL DENOMINADO ÁGUAS VERDES DO
MUNICÍPIO DE BOA ESPERANÇA, MINAS GERAIS**

**VARGINHA - MG
2018**

LUANA DE SOUSA REIS

**PROPOSTA DE DIMENSIONAMENTO DE UM SISTEMA DE DISTRIBUIÇÃO DE
ÁGUA PARA UM BAIRRO RURAL DENOMINADO ÁGUAS VERDES DO
MUNICÍPIO DE BOA ESPERANÇA, MINAS GERAIS**

Trabalho de Conclusão de Curso, apresentado a
Universidade Unis-MG, como parte das exigências para
a obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Prof. Me. Ivana Prado Vasconcelos

Varginha - MG
2018

LUANA DE SOUSA REIS

**PROPOSTA DE DIMENSIONAMENTO DE UM SISTEMA DE DISTRIBUIÇÃO DE
ÁGUA PARA UM BAIRRO RURAL DENOMINADO ÁGUAS VERDES DO
MUNICÍPIO DE BOA ESPERANÇA, MINAS GERAIS**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas – UNIS/MG, como parte das exigências para a obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil como pré-requisito para a obtenção de grau bacharel pela Banca Examinadora composta pelos membros:

Aprovado em / /

Prof. Me. Ivana Prado Vasconcelos
Orientadora

Prof. (Nome do professor avaliador)
Afiliações

Prof. (Nome do professor avaliador)
Afiliações

OBS.:

AGRADECIMENTOS

Primeiramente ao maior dos Engenheiros, Deus, responsável pelos mais grandiosos projetos, por desenhar minha vida com tanta perfeição, por ter me dado forças para chegar até aqui, e por ter colocado pessoas maravilhosas em minha vida, começando pela minha família e pelas maravilhosas pessoas que pude conhecer no decorrer da minha formação.

E aos meus pais Jorge e Vanusa, que me deram todo o suporte necessário e forças para continuar a seguir em frente e não desanimar, me apoiando neste momento tão importante de minha vida, eles sempre estiveram presentes me incentivando, e me ajudando no que foi necessário e tendo muita paciência.

À orientadora, Prof^a. Dra. Ivana Prado, pela auxílio para a conclusão deste projeto.

À Prefeitura Municipal de Boa Esperança, ao SAAE de Boa Esperança e a empresa Brazpoços pelas informações cedidas, para a conclusão deste projeto.

“E conhecereis a verdade, e a verdade os libertará”.

Jesus Cristo

RESUMO

Este trabalho tem por tema propor um dimensionamento de um sistema de abastecimento de água para um bairro rural denominado Águas Verdes do município de Boa Esperança, Minas Gerais. Segundo os dados da Pesquisa nacional por Amostras Domicílios (PNAD, 2009), as populações rurais sofrem grande carência na área do saneamento básico, isto se dá porque apenas 33,5% das residências rurais estão ligados a redes de abastecimento de água, isto de acordo com. Já os outros 66,5%, fazem a captação da água através de chafarizes, poços ou de forma direta em cursos de água e são sem nenhum tratamento. Com isso pode-se contribuir de forma direta ou indireta para o aparecimento de doenças que são propagadas pela água. E para se concluir o objetivo do tema, houve a necessidade de revisão bibliográfica para levantar os métodos de dimensionamento de todo o sistema. A metodologia para apresentar quais métodos seriam utilizados para o dimensionamento. A pesquisa em campo, em busca de levantamento de dados necessários para o dimensionamento, como planialtimétrico, local e vazão de catação, quantidade de habitantes e também conseguir ter uma noção de qual era a realidade de abastecimento do local em questão. E pôr fim a análise do levantamento de dados com as decisões do locais de locação do sistema, assim com os locais já avaliados e definidos, pode-se fazer a avaliação dos traçados das adutoras, a análise do tipo de rede a ser adotado no sistema e por fim o dimensionamento dos componentes como: vazão de captação, vazão e diâmetro de adução e volume de reservação, diâmetro da rede, tipo de bomba e o tipo de tratamento a ser empregado. Assim todos os objetivos específicos do tema puderam ser concluídos.

Palavras-chaves: Abastecimento de água; Comunidades rurais; Doenças transmitidas pela água;

ABSTRACT

This work aims to propose a sizing of a water supply system for a rural neighborhood denominated Águas Verdes in the municipality of Boa Esperança, Minas Gerais. According to data from the National Survey by Household Samples (PNAD, 2018), rural populations suffer great lack in the area of basic sanitation, this is because only 33.5% of rural households are connected to water supply networks, a deal with. On the other hand, the other 66.5% obtain water through fountains, wells or directly in water courses and are treated with no treatment. With this can contribute directly or indirectly to the appearance of diseases that are propagated by water. And to conclude the objective of the topic, there was a need for a bibliographic review to raise the sizing methods of the entire system. The methodology to present which methods would be used for the sizing. The research in the field, in search of data collection necessary for the sizing, such as planialtimetric, local and rate of flow, number of inhabitants and also get a sense of what was the reality of supply of the site in question. And to end the analysis of the data collection with the decisions of the locations of the system, as well as the locations already evaluated and defined, one can do the evaluation of the routes of the mains, the analysis of the type of network to be adopted in the system and finally the dimensioning of the components such as: captation flow, adduction flow and, network diameter, type of pump and type of treatment to be used. Thus all the specific objectives of the theme could be completed.

Key-words: Water supply; Rural communities; Waterborne diseases;

Lista de figuras

FIGURA 1 - TRAJETO DE BOA ESPERANÇA A BELO HORIZONTE	15
FIGURA 2 - TRAJETO DE BOA ESPERANÇA A COMUNIDADE ÁGUAS VERDES.....	16
FIGURA 3 – ESCOLA MUNICIPAL FAZENDO ÁGUAS VERDES.....	16
FIGURA 4 - CAPELA DA COMUNIDADE.....	17
FIGURA 5 - CAMPO DE FUTEBOL DA COMUNIDADE.....	17
FIGURA 6 - ÁGUA FERROSA	18
FIGURA 7 – DELIMITAÇÃO DA BACIA EM ESTUDO	19
FIGURA 8 – RIBEIRÃO ITACI.....	20
FIGURA 9 - RIBEIRÃO ITACI	21
FIGURA 10 - VISTA DA ÁREA COM MARCAÇÃO DA ALTERNATIVA 1	22
FIGURA 11 - VISTA DA ÁREA DO LOCAL ESCOLHIDO	23
FIGURA 12 - FOTO DO LOCAL ESCOLHIDO	24
FIGURA 13 - TRAÇADO DA ADUTORA DE ÁGUA BRUTA	25
FIGURA 14 - TRAÇADO DA ADUTORA DE ÁGUA BRUTA	25
FIGURA 15 - TRAÇADO DA ADUTORA QUE LIGA A ETA AO RESERVATÓRIO	26
FIGURA 16 - PERFIL DO TERRENO DA ADUTORA DE ÁGUA TRATADA QUE LIGA O TRATAMENTO AO RESERVATÓRIO	26
FIGURA 17 - TRAÇADO DA ADUTORA QUE LIGA O RESERVATÓRIO A REDE DE DISTRIBUIÇÃO	27
FIGURA 18 - PERFIL DO TERRENO DA ADUTORA DE ÁGUA TRATADA QUE LIGA O RESERVATÓRIO A DISTRIBUIÇÃO.....	27
FIGURA 19 - COMUNIDADE RURAL ÁGUAS VERDES	28
FIGURA 20- FORMA DA CURVA DE PROJEÇÃO ARITMÉTICA	31
FIGURA 21- FORMA DA CURVA GEOMÉTRICA	32
FIGURA 22 – GRÁFICO DE ALTURA DE SUÇÃO A PARTIR DA CURVA CARACTERÍSTICA	54
FIGURA 23 - BOMBA DA CAPTAÇÃO.....	60
FIGURA 24 - CARACTERÍSTICAS E INFORMAÇÕES DA MOTO BOMBA.....	60
FIGURA 25 - TIPO DO RESERVATÓRIO.....	63
FIGURA 26 - ESTAÇÃO DE TRATAMENTO COMPACTA	64
FIGURA 27- INFORMAÇÕES DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO ESCOLHIDA	64

Lista de tabelas

TABELA 1 - TAXA DE CRESCIMENTO ANO A ANO.....	19
TABELA 2- DIÂMETRO ECONÔMICO	36
TABELA 3 - VELOCIDADE MÁXIMA DE SUÇÃO.....	37
TABELA 4 - VELOCIDADE MÍNIMA NA SUÇÃO	37
TABELA 5- POTÊNCIA INSTALADA (ACRÉSCIMOS RECOMENDÁVEIS)	38
TABELA 6 - PRESSÃO DE VAPOR DA ÁGUA EM FUNÇÃO DA TEMPERATURA	39
TABELA 7 - PRESSÃO ATMOSFÉRICA EM FUNÇÃO DA ALTITUDE.....	40
TABELA 8 - VALOR DO COEFICIENTE C PARA A FORMULA DE HAZEN-WILLIAMS	41
TABELA 9 - VELOCIDADES MÁXIMAS EM FUNÇÃO DO DIÂMETRO	46
TABELA 10 - MODELO DA PLANILHA DE CÁLCULO PARA REDE RAMIFICADA	46
TABELA 11 - TAXA DE CRESCIMENTO ANO A ANO.....	ERRO! INDICADOR NÃO DEFINIDO.
TABELA 12 - PROJEÇÃO ARITMÉTICA	ERRO! INDICADOR NÃO DEFINIDO.
TABELA 13 - PROJEÇÃO GEOMÉTRICA.....	ERRO! INDICADOR NÃO DEFINIDO.

TABELA 14 - ESTIMATIVA DE POPULAÇÃO PARA A COMUNIDADE	ERRO! INDICADOR NÃO DEFINIDO.
TABELA 15 - DEMANDA DA COMUNIDADE ANO A ANO.....	48
TABELA 16 - COMPONENTES DA ADUTORA (RECALQUE)	51
TABELA 17 - COMPONENTES DA ADUTORA (SUCCÃO)	51
TABELA 18 - PRESSÃO DE VAPOR DA ÁGUA EM FUNÇÃO DA TEMPERATURA	55
TABELA 19 - PRESSÃO ATMOSFÉRICA EM FUNÇÃO DA ALTITUDE.....	55
TABELA 20 - QUANTITATIVO DE MATERIAIS	65
TABELA 21 - PLANILHA ORÇAMENTÁRIA	66

1.INTRODUÇÃO	13
2. OBJETIVOS	14
2.1 Objetivo Geral	14
2.2 Objetivo Específico	14
3. DIAGNOSTICO	15
3.1 Caracterização do Município.....	15
3.2 Caracterização de Comunidade	15
3.2.1 Sistema de água da comunidade	17
3.3 Caracterização da Bacia de Estudo.....	18
3.3.2 Captação	20
3.3.2.1 Ribeirão Itaci	20
3.3.3 Consumo Per Capta	21
3.3.4 Demanda.....	21
3.3.5 Alternativas Locacionais	21
3.3.5.1 Traçado da adução	24
3.3.5.1.1 Adução de água bruta para o tratamento	24
3.3.5.1.1.1 Adutora de água bruta	24
3.3.5.1.1.2 Adução de água tratada para a reservação.....	25
3.3.5.1.1.3 Adução de água reservada para a distribuição	26
3.3.6 Tratamento.....	27
4. PROJETO TÉCNICO.....	28
4.1 Memorial Descritivo.....	28
4.1.1 Local do Estudo	28
4.1.2 Revisão Bibliográfica	28
4.1.3 Levantamento de Dados	29
4.1.3.1 Visita a Comunidade	29
4.1.3.2 Levantamento planialtimétrico do local	29
4.1.3.3 Dados preliminares	29
4.1.3.4 População futura	29
4.1.3.5 Vazão de captação	32
4.1.3.6 Estudo de melhor local para captação	32
4.1.3.7 Estudo da vazão mínima.....	33
4.1.3.8 Áreas disponíveis para a implantação do sistema	34
4.1.4 Dimensionamento do Sistema	34

4.1.4.1	Estrutura da estação de tratamento	34
4.1.4.2	Adução.....	34
4.1.4.2.1	Adutora por bombeamento	35
4.1.4.2.2	Adutora por gravidade	40
4.1.4.3	Reservação.....	42
4.1.4.4	Distribuição	42
4.2	Memorial de Calculo	47
4.2.1	Estudo Hidrológico.....	47
4.2.2	Estudo Populacional	Erro! Indicador não definido.
4.2.3	Demanda.....	47
4.2.4	Adutora por bombeamento	49
4.2.4.1	Cálculo dos diâmetros de recalque e sucção	49
4.2.4.2	Cálculo da bomba	50
4.2.4.2.1	Perda de carga localizada	50
4.2.4.2.2	Altura manométrica	51
4.2.4.2.3	Potência da bomba.....	52
4.2.4.2.4	NPSH.....	53
4.2.4.2.4.1	NPSH requerido.....	53
4.2.4.2.4.2	NPSH disponível	54
4.2.5	Adutoras por gravidade	56
4.2.6	Reservação.....	57
4.2.6.1	Volume	57
4.2.6.2	Altura do reservatório.....	58
4.2.7	Rede de abastecimento de água	58
4.2.7.1	Vazão de distribuição	58
4.2.7.2	Memorial de cálculo em planilha	59
4.3	Especificações de Materiais e Serviços	60
4.3.1	Descrição da bomba.....	60
4.3.2	Material.....	61
4.3.3	Posição para locação.....	61
4.3.4	Serviços de preparo, regularização do fundo da vala e reaterro	62
4.3.5	Assentamento da tubulação e execução das juntas.....	62
4.3.6	Tipo de reservatório.....	62
4.3.7	Critérios para dimensionamento e instalação da rede de distribuição	63
4.3.8	Estação de tratamento de água.....	63

4.4 Quantitativo e Estimativa de Custo	65
5. CONCLUSÃO.....	68
REFERENCIAS	70
APÊNDICE 1 - PROJETO ARQUITETONICO DO SISTEMA	72
APÊNDICE 2 - PERFIL LONGITUDINAL DAS REDES	73
ANEXO 1 - TABELAS DE PERDAS DE CARGAS EQUIVALENTE	74
ANEXO 2 - PROPOSTA DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO.....	75

1.INTRODUÇÃO

Este trabalho tem por objetivo apresentar proposta para o dimensionamento do sistema de abastecimento de água na comunidade rural denominada Águas Verdes, situada no Município de Boa Esperança. E está relacionado à área de hidráulica e de saneamento básico.

Os serviços prestados para as populações rurais no setor de saneamento apresentam grande carência de cobertura. De acordo com os dados da Pesquisa nacional por Amostras Domicílios (PNAD, 2018), apenas 33,5% das residências rurais estão ligados a redes de abastecimento de água. O restante da população, os 66,5%, faz a captação da água através de chafarizes e poços protegidos ou não, diretamente de cursos de água e são sem nenhum tratamento ou fazem captação de outras opções de fontes geralmente nocivo.

E isso pode contribuir de forma direta ou indireta para o aparecimento de doenças de propagação hídrica, parasitoses intestinais e diarreias. De acordo com informações do Banco Mundial (2010), 10 milhões de mortes anuais no mundo são associadas à doenças devido à utilização de Água Imprópria para o Consumo Humano. Este fato é resultado da má qualidade da água. As intervenções de saneamento feitas em áreas rurais tem como objetivo mudar este quadro, proporcionando também a inclusão social dos grupos sociais minoritários, através da implantação integrada de políticas públicas (FUNASA,2013).

Com isso espera-se demonstrar que o dimensionamento e a operação do sistema de abastecimento de forma eficiente propiciem efeitos benéficos a comunidade. Tendo como efeito a diminuição de doenças relativas ao consumo de água.

O objetivo será concluído através de revisão bibliográfica, para se levantar os métodos e fórmulas de dimensionamento do sistema. A metodologia para apresentar quais os métodos que serão utilizados da bibliografia, quais os processos que serão feitos. O levantamento de dados através de pesquisa em campo, com intuito de aferir qual a realidade da comunidade a respeito de abastecimento de água, o levantamento planialtimétrico para estudo de traçado do sistema e também auxílio para as decisões pertinentes, verificação do tipo de captação. A análise dos resultados obtidos a fim mostrar qual a melhor forma de captação, tratamento, as vazões necessárias, o estudo dos traçados, e por fim o dimensionamento total do sistema.

Assim, o presente trabalho propõe demonstrar a importância de se ter uma água de qualidade de modo a evitar doenças e solucionar o problema de falta de água limpa na parte mais baixa da comunidade, propondo um Sistema de Abastecimento de Água.

2. OBJETIVOS

2.1 Objetivo Geral

Este trabalho tem por objetivo propor o dimensionamento de um sistema de água para um bairro rural denominado Águas Verdes do município de Boa Esperança, Minas Gerais.

2.2 Objetivo Específico

Visando o alcance do objetivo geral, foram definidos os seguintes objetivos específicos:

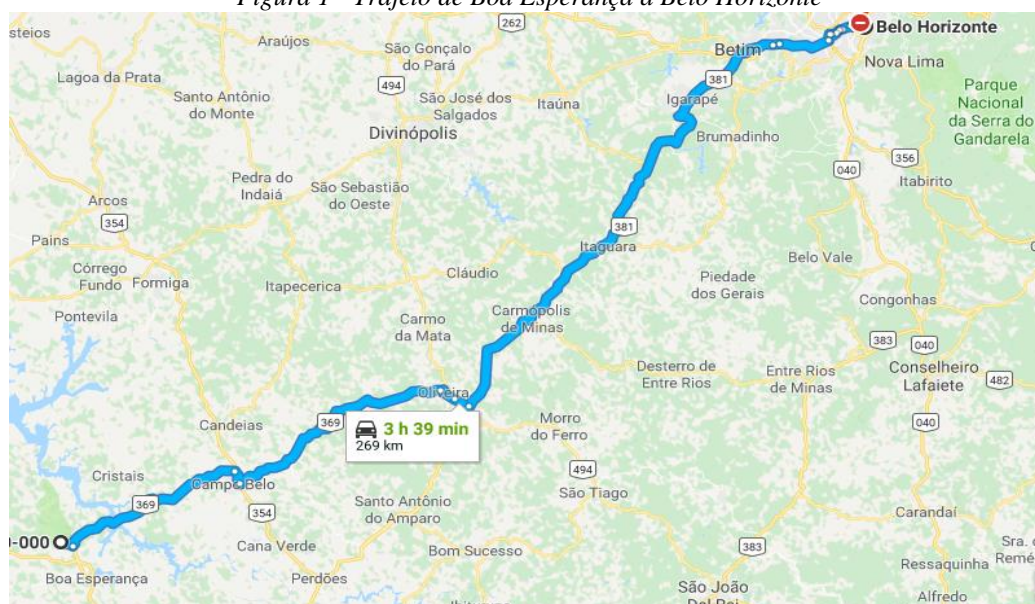
- Fazer revisão bibliográfica
- Levantar de dados;
- Levantar planialtimétrico do local;
- Estudar o melhor local e vazão de captação;
- Dimensionar os equipamentos para a captação superficial
- Dimensionar a estrutura do tratamento da água bruta;
- Dimensionar as adutoras;
- Dimensionar o reservatório;
- Dimensionar da rede de distribuição da água tratada;

3. DIAGNOSTICO

3.1 Caracterização do Município

Boa Esperança é um município brasileiro que faz parte da microrregião do sudeste mineiro, na região sul do Estado de Minas Gerais com 269 km de distância para a capital do estado Belo Horizonte, como mostrado na Figura 1. De acordo com a estimativa do último censo a população do município para 2018 é 40.530 habitantes. O mesmo possui uma área de 860,669 km² e está sendo banhado pela represa de Furnas, que ocupa uma área de 136,57 km². Possui uma altitude de 775 metros acima do nível do mar, e está localizado entre o paralelo 21°05'24'' de latitude sul, e meridiano de 45°33'57'' de longitude oeste, tendo como limites ao Norte o município de Guapé, ao Leste os municípios de Cristais e Aguanil, ao Sul os municípios de Coqueiral, Campo do Meio, Campos Gerais, e Santana da Vargem, e ao Oeste os municípios de Ilicínea e Carmo do Rio Claro.

Figura 1 - Trajeto de Boa Esperança a Belo Horizonte

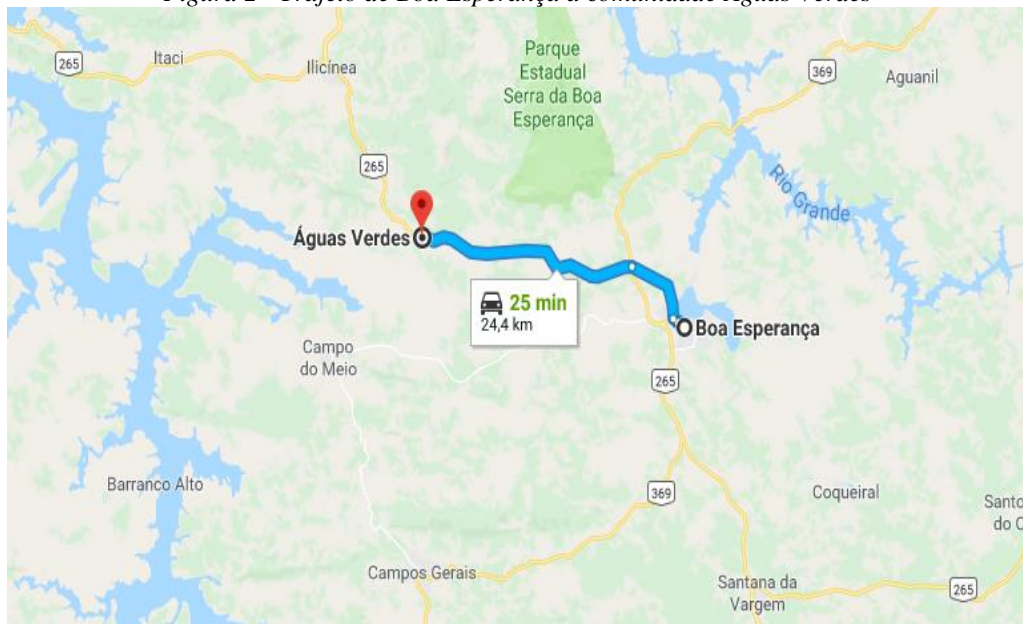


Fonte: Google Maps, 2018.

3.2 Caracterização de Comunidade

A comunidade Águas Verdes se localiza às margens da rodovia BR265, tem denominação de Águas Verdes, por causa da tonalidade do lago que banhava a comunidade. A mesma conta atualmente com 332 residências com o total de 1200 habitantes, com uma área total de 133 hectares. O seu acesso é feito pela rodovia BR265, está a 24,4 Km da cidade de Boa Esperança, conforme pode-se ver na figura 2 e 15,4 Km da cidade de Ilicínea.

Figura 2 - Trajeto de Boa Esperança a comunidade Águas Verdes



Fonte: Google Maps, 2018.

A comunidade conta com uma escola (figura 3) que atende do primeiro ao 5º ano do ensino fundamental e do 6º ano ao 9º ano do ensino médio, uma capela (figura 4) com cultos aos domingos, e um campinho de futebol (figura 5), porém não existe nenhum local de atendimento à saúde, que é feito na cidade de Boa Esperança a qual a mesma pertence.

Figura 3 – Escola Municipal Fazenda Águas Verdes



Fonte: A autora, 2018.

Figura 4 - Capela da comunidade



Fonte: A autora, 2018.

Figura 5 - Campo de futebol da comunidade



Fonte: A autora, 2018.

3.2.1 Sistema de água da comunidade

A respeito da forma de abastecimento de água, atualmente cada morador da comunidade faz seu abastecimento de forma independente, por meio de cisternas, e também há casos de poço artesiano que atende a um conjunto de familiares. Em ambos os casos não é feito nenhum tipo de tratamento nesta água.

Durante a visita à comunidade foi possível verificar que o nível da represa está muito abaixo do que foi a tempos atrás. Este fato ocasiona um problema de suprimento hídrico à população do local. De acordo com relatos dos moradores mais antigos, os pontos baixos da comunidade têm problemas com a qualidade da água, que se apresenta com elevado nível de ferro.

Foi feita visita às casas que se encontravam com este problema e realmente foi constatado, a tonalidade da água estava bastante amarelada (figura 6). E esses moradores relataram que não utilizam esta água para beber, e nem para cozinhar, pois estão com medo. Eles têm que buscar a água para consumo nas casas mais altas que não estão passando por este problema. A água ferrosa é utilizada somente para a limpeza da casa, da louça e das roupas, porém mesmo assim a água causa manchas e aspectos encardidos nas roupas e pisos. Os moradores também demonstraram bastante preocupação com a seca, pois se voltar a ter uma estiagem grande, este problema com a água ferrosa possa atingir a mais moradores da comunidade e vir a faltar água as cisternas que já se encontravam com o nível baixo.

Figura 6 - Água ferrosa



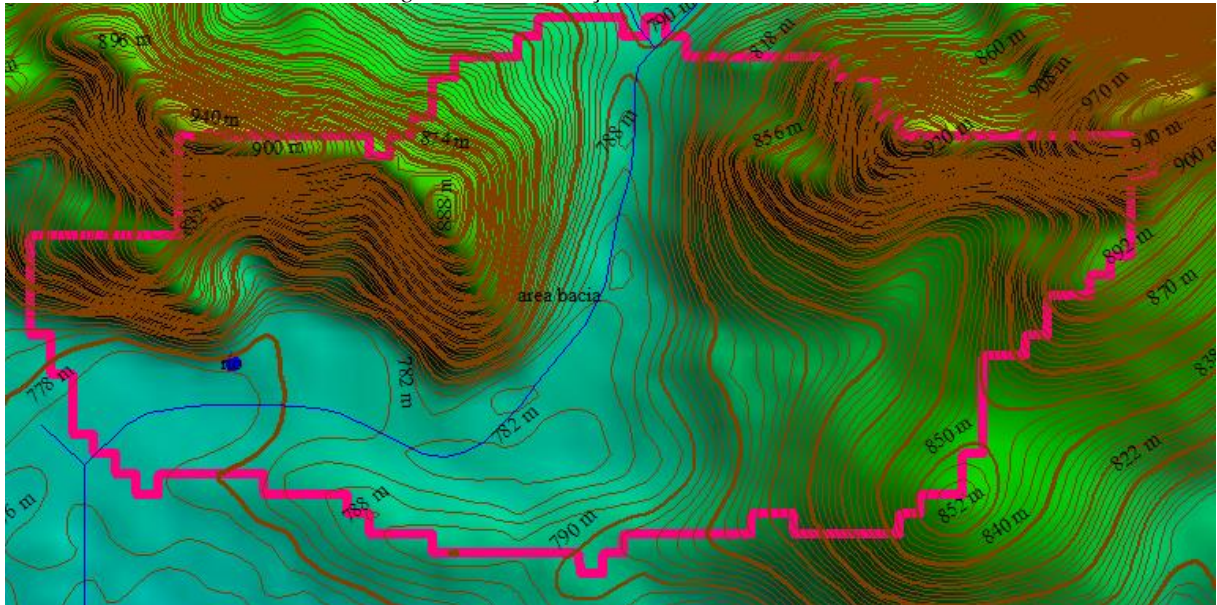
Fonte: A autora, 2018.

3.3 Caracterização da Bacia de Estudo

O local a ser estudado é uma sub-bacia do Rio Grande com localização nas coordenadas 20°01'43.96"S e 45°46'53.49"O.

Nesta bacia há um ribeirão, cuja a denominação de Itaci, ele se situa a 1,76 km da comunidade com altitude média de 783 m. A área da bacia de contribuição é de 5,655 km², com comprimento de 3,150 km. Cálculos estes executados pelo software *Global Mapper 19*, onde foi possível delimitar esta área e o seu comprimento e é ilustra pela Figura 7 a seguir.

Figura 7 – Delimitação da bacia em estudo



Fonte: Global Mapper, 2018.

3.3.1 Estudo Populacional

Com base nos dados censitários da cidade de Boa Esperança apresentados (tabela 1), foi feita a projeção populacional, utilizando-se os métodos de projeção aritmético e geométrico baseados em fórmulas matemáticas de projeção.

Dados:

Tabela 1 - Taxa de crescimento ano a ano

Ano	População (hab)
1990	33.015
2000	37.074
2010	38.509

Fonte: Adaptado do IBGE, 2010

A partir dados históricos da cidade de Boa Esperança e dos estudos populacionais, pode-se chegar a taxa de crescimento ano a ano de cada projeção. E a projeção que mais se aproxima dos cálculos do IBGE é a projeção geométrica. Então se partiu da suposição de que a comunidade crescerá conforme a taxa de crescimento da cidade da qual a mesma pertence,

Vale ressaltar que, apesar de ter sido utilizada a taxa de crescimento populacional do município aplicada a comunidade, e esta tem características de uma comunidade rural e historicamente a taxa de crescimento rural na maioria das vezes é menor que a taxa de crescimento urbana. Este fato é devido às migrações, causadas por constantes melhorias tecnológicas. Desta forma, este resultado pode estar superdimensionado, mais ainda sim, ele é validado por critérios oficiais de censo. E vale lembrar que, uma vez que este valor esteja superestimado, podemos considerar que este sistema poderá atender por um período maior, antes que este chegue ao seu fim de plano.

3.3.2 Captação

A princípio buscou-se quais as alternativas se teriam de captação de água na comunidade. E em uma visita a mesma, foi verificado as opções para a captação superficial, e colocado em hipótese fazer a captação do ribeirão que se encontra a aproximadamente 1,76 km de distância da comunidade. A partir da descoberta do ribeirão, ouve a procura de informações das suas respectivas vazões e estudos.

3.3.2.1 Ribeirão Itaci

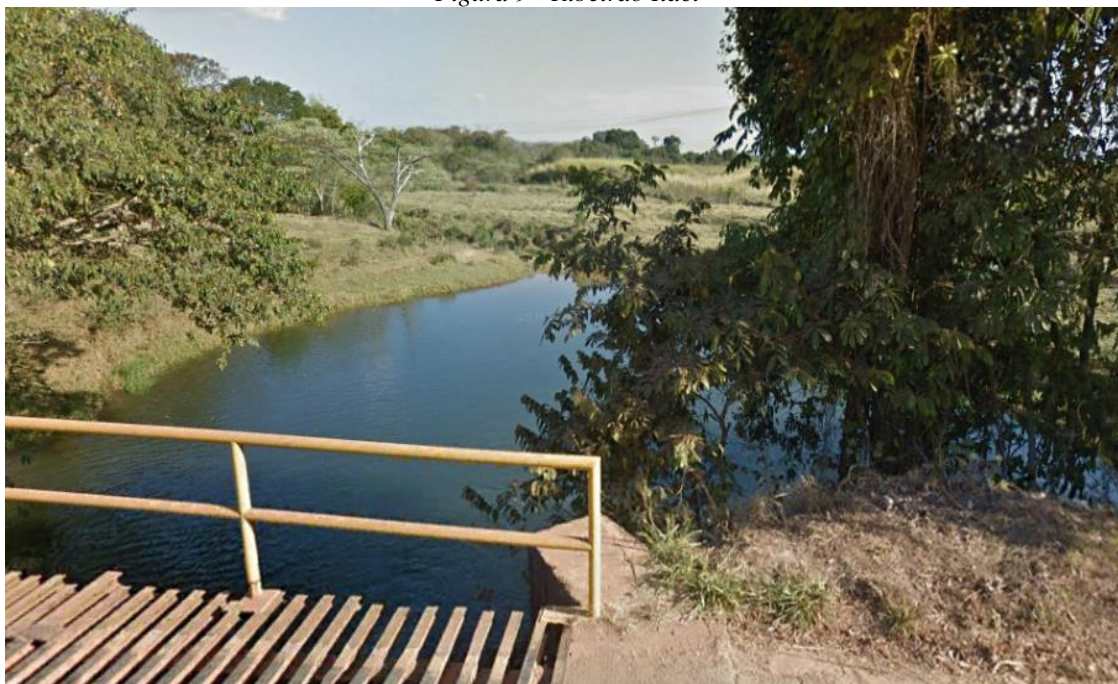
O ribeirão em estudo se encontra a aproximadamente 1,76 km de distância da comunidade, sua nascente é entre os municípios de boa esperança e Ilicínea, com comprimento de 52 km e área de 228 km², conforme podemos ver na figura 8.

Figura 8 – Ribeirão Itaci



Fonte: Plano diretor de recursos hídricos da bacia hidrográfica do entorno do lago de furnas.

Figura 9 - Ribeirão Itaci



Fonte: A autora, 2018.

3.3.3 Consumo Per Capta

De acordo com informações do SAAE de Boa Esperança este projeto deve suprir um consumo per capta de 150 L/hab. dia.

3.3.4 Demanda

A respeito da demanda, existe um ponto importante a ser levado em consideração, é que foi considerado que todo o consumo de água era de procedência residencial (per capita), apesar do mesmo se tratar de uma comunidade rural, será considerado um consumo médio de 150 L/dia, segundo informações do SAAE de Boa Esperança, para a estimativa de demanda.

3.3.5 Alternativas Locacionais

Foram estudadas duas possibilidades de locais para a instalação da ETA e do reservatório juntos.

Estudo 1: utilizar a área onde se encontra o ribeirão Itaci, conforme Figura 10. O sistema partirá da cota 783, a ETA e reservatório serão bem próximos ao ribeirão e a adução de captação funcionará por gravidade.

Figura 10 - Vista da área com marcação da alternativa 1



Fonte: Google Earth, 2018.

Vantagem

- . Não terá adução de captação por bombeamento;
- . Próximo a captação;

Desvantagem

- . Área de propriedade particular;
- . Não se encontra na cota mais alta;
- . Não é favorável para a reservação;
- . Custo mais alto, pois a maioria do sistema funcionará por bombeamento;

Estudo 2: Utilizar a área onde se encontra a escola da comunidade, conforme a Figura 11. O sistema partirá da cota mais alta (cota 790), duas das três adutoras funcionaram por gravidade, assim como toda a rede de distribuição.

Figura 11 - Vista da área do local escolhido



Fonte: Google Earth, 2018.

Vantagem

- . Área de propriedade pública;
- . Área de cota mais alta;
- . Maioria do sistema funcionando por gravidade;

Desvantagem

- . A adutora de captação funcionará por bombeamento;

A partir das vantagens e desvantagens listadas nos estudos 1 e 2, pode-se chegar à conclusão de que:

O estudo 1 foi descartado pois o local era de propriedade particular e neste caso seria necessária uma área de tamanho considerável, e também o local está em uma cota muito baixa para o reservatório, não favorecendo o transporte da água para a distribuição por gravidade, aumentando os custos de manutenção, uma vez que sistemas com bombeamento tendem a causar maior incidência de manutenção.

A segunda alternativa foi escolhida, pois na parte da frente da escola existe uma área sem uso e se encontra no ponto de cota mais alto, conforme a figura 12. Essa área possui vantagem para a implantação do reservatório devido a cota, fazendo com que a distribuição funcione toda por gravidade, e este local é considerado uma área pública da comunidade. Porém

para a ETA esta localização só é satisfatória para a adutora do poço que se encontra na escola, já o outro poço, o da comunidade será necessária a implantação de uma adutora por bombeamento.

Figura 12 - Foto do local escolhido



Fonte: A autora, 2018.

3.3.5.1 Traçado da adução

3.3.5.1.1 Adução de água bruta para o tratamento

Após o estudo de locação da ETA e do reservatório pode-se chegar à conclusão de que a adutora de água bruta funcionará por bombeamento.

3.3.5.1.1.1 Adutora de água bruta

A adutora será a adutora que ligará o ribeirão Itaci com a ETA (figura 13), ela funcionará por bombeamento e terá aproximadamente 1760 m.

A mesma sairá da cota 783 que é onde se encontra o poço da escola, para a cota 790 onde se encontra a ETA, assim tendo um aclave de 0,39 %, como pode-se ver no perfil de elevação (figura 14).

Figura 13 - Traçado da adutora de água bruta



Fonte: Google Earth, 2018.

Figura 14 - Traçado da adutora de água bruta



Fonte: Google Earth, 2018.

3.3.5.1.1.2 Adução de água tratada para a reservação

Como a proposta foi que o reservatório estivesse no mesmo lugar que a ETA para que o sistema funcione todo por gravidade, já que se buscou que a ETA se encontre na conta mais alta do sistema. A adutora que ligara a ETA ao reservatório (figura 15) funcionará por gravidade e terá aproximadamente 11,30 m.

Então a adutora sairá da cota 783 que é onde se encontra o tratamento, para a cota 782,8 onde se encontra o reservatório, assim tendo uma declividade de 1 %, como podemos ver no perfil de elevação (figura 16).

Figura 15 - Traçado da adutora que liga a ETA ao reservatório



Fonte: Google Earth, 2018.

Figura 16 - Perfil do terreno da adutora de água tratada que liga o tratamento ao reservatório



Fonte: Google Earth, 2018.

Obs.: Devido a inclinação ser pequena, não aparece o perfil do terreno, no perfil longitudinal gerado pelo Google Earth.

3.3.5.1.1.3 Adução de água reservada para a distribuição

Já que existe residências a beira da rodovia 265 a distribuição começará na rodovia, então a adutora que ligará o reservatório até a rede de distribuição (figura 17) terá o comprimento de aproximadamente 10 m.

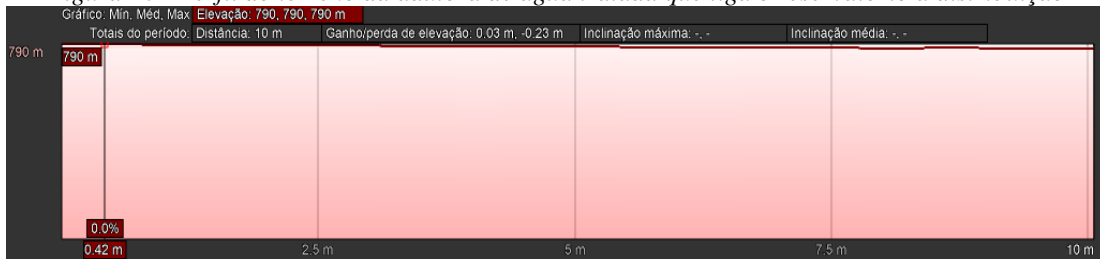
Então a adutora sairá da cota 782,8 que é onde se encontra o reservatório, para a cota 782,6 onde se encontra a rede de distribuição, assim tendo uma declividade de 2,00 %, como podemos ver no perfil de elevação (figura 18).

Figura 17 - Traçado da adutora que liga o reservatório a rede de distribuição



Fonte: Google Earth, 2018.

Figura 18 - Perfil do terreno da adutora de água tratada que liga o reservatório a distribuição



Fonte: Google Earth, 2018.

Obs.: Devido a inclinação ser pequena, não aparece o perfil do terreno, no perfil longitudinal gerado pelo Google Earth.

3.3.6 Tratamento

Devido a procedência da água ser superficial, e águas superficiais podem apresentar riscos de contaminações, foi verificado qual seria o melhor tipo de tratamento e também qual seria a melhor estrutura devido ao espaço encontrado nas alternativas locais. Para isso há a necessidade de fazer análises da água, para identificar o tipo de tratamento necessário.

4. PROJETO TÉCNICO

4.1 Memorial Descritivo

A metodologia empregada no estudo é o bibliográfico, todas as aplicações para o dimensionamento do sistema serão a partir das indicações de alguns autores da área da engenharia civil e as normas que regulamentam o saneamento básico.

4.1.1 Local do Estudo

O desenvolvimento do trabalho de pesquisa de campo foi realizado na comunidade da zona rural denominada Águas Verdes do município de Boa Esperança, Minas Gerais (figura 19).

Figura 19 - Comunidade rural Águas Verdes



Fonte: Google Earth, 2018.

4.1.2 Revisão Bibliográfica

Inicialmente foram realizados levantamentos de informações pertinentes ao tema deste trabalho, através de pesquisas em fontes bibliográficas tais como: Tsutiya, abastecimento de água; Azevedo Neto, manual de hidráulica; Léo Heller e Valter Lúcio, Abastecimento de água para o consumo humano; RICHTER, C.A. Água Métodos e Tecnologias de Tratamento. E ainda

manuais de abastecimento, de modo a buscar o referencial da bibliografia para o dimensionamento do sistema.

4.1.3 Levantamento de Dados

4.1.3.1 Visita a Comunidade

Com o intuito de buscar dados que fossem auxiliar no desenvolvimento do projeto foi feito uma visita há comunidade no dia 22/04/2018. Nesta visita buscou-se informações sobre possíveis locais de captação, se a mesma seria superficial ou subterrânea. Também houve conversas com a população para saber qual era a realidade da comunidade sobre a água, de que forma eles faziam a captação e quais as condições de qualidade a mesma se encontrava.

4.1.3.2 Levantamento planialtimétrico do local

O levantamento planialtimétrico da comunidade Águas Verdes foi feito por meio do software Topograph pela empresa MC Topografia, para a Prefeitura municipal de Boa Esperança e para o SAAE, e este arquivo foi cedido pelos mesmos, para auxiliar na conclusão do projeto proposto e será apresentado no anexo 1.

4.1.3.3 Dados preliminares

As informações de quantidade de habitantes, área do local, consumo per capto e número de ligações a serem feitas a primeiro instante, foram levantados junto ao SAAE de Boa Esperança.

4.1.3.4 População futura

Com a obtenção da quantidade de habitantes da comunidade e o crescimento demográfico do município a qual pertence o bairro rural, foram feitos os cálculos da população a ser a tendida com horizonte de projeto de 20 anos, a partir do estudo populacional.

Porém como a comunidade não possui dados históricos da população, foi feito o estudo populacional da cidade a qual a comunidade pertence, afim de verificar qual é a taxa de crescimento da mesma, utilizando a equação 1, assim partirá de que a comunidade crescerá

com a mesma taxa de crescimento do município. As suposições de crescimento da população são feitas pelo método geométrico de acordo com Von Sperling (1996).

$$r = \left[\left(\sqrt[n]{\frac{P_t}{P_0}} \right) - 1 \right] \times 100$$

(Eq.1)

Onde,

r= taxa de crescimento;

P_t = população final;

P_0 = população no começo do período considerado;

n= igual ao número de anos no período;

E a estimativa do crescimento da população para o município de Boa Esperança foi realizada através do método de projeção aritmético e geométrico, característico para populações médias utilizando as equações 2 a 8, pois são estes os métodos utilizados pelo IBGE para estipular a população de municípios menores em anos que não tem censo.

O método da projeção aritmética parte do conceito de que o crescimento populacional ocorre por meio de uma taxa constante, relacionado à população na data inicial do período de previsão e sem acúmulo periódico, evoluindo em progressão aritmética. O método é utilizado para estimativas de pequeno prazo. A regulagem da curva pode também ser feita por análise da regressão.

Fórmula da projeção: $P_t = P_0 + K_a \cdot (t - t_0)$

(Eq.2)

Onde,

Taxa de crescimento: $\frac{dP}{dt} = K_a$

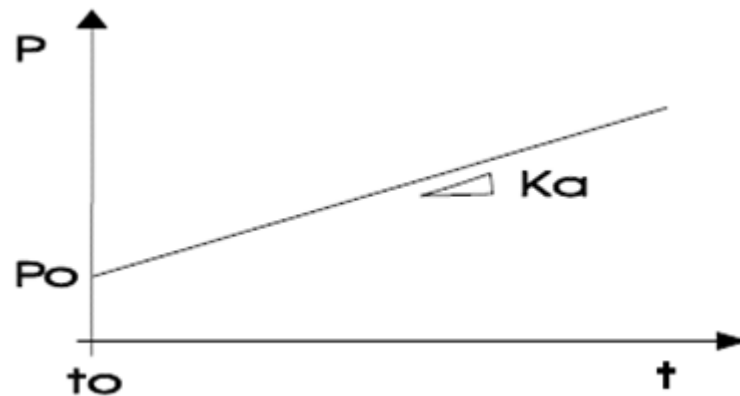
(Eq.3)

Coeficientes (se não for realizada a análise de regressão): $K_a = \frac{P_1 - P_0}{t_1 - t_0}$

(Eq.4)

Na figura 20 pode-se ver a configuração da curva que representa a projeção aritmética.

Figura 20- Forma da curva de projeção aritmética



Fonte: Von Sperling, 1996.

Já o método projeção geométrica conceitua o tempo como um exponencial para o aumento anual sobre a taxa. O crescimento populacional é função da população existente a cada instante. O método é usado para estimativas de pequeno prazo e a regulagem da curva pode ser feito também por análise da regressão.

$$\text{Fórmula da projeção: } P_t = P_0 \cdot e^{K_g \cdot (t-t_0)} \quad \text{ou} \quad P_t = P_0 \cdot (1+i)^{(t-t_0)} \quad (\text{Eq.5})$$

Onde,

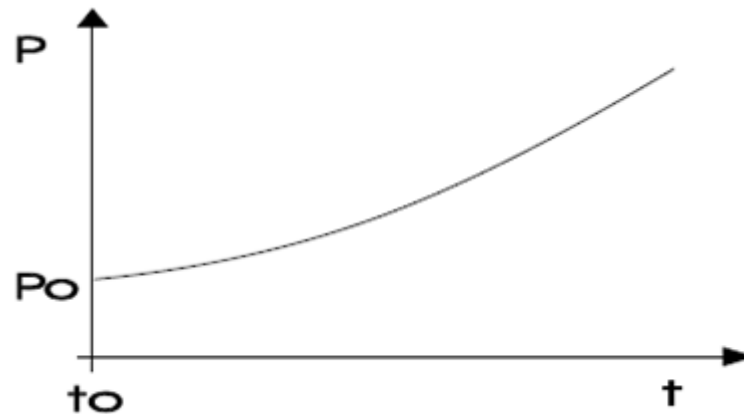
$$\text{Taxa de crescimento: } \frac{dP}{dt} = K_g \cdot P \quad (\text{Eq.6})$$

$$\text{Coeficientes (se não for realizada análise da regressão): } K_g = \frac{\ln P_2 - \ln P_0}{t_1 - t_0} \quad (\text{Eq.7})$$

$$\text{Ou} \quad i = e^{K_g} - 1 \quad (\text{Eq.8})$$

Pode-se ver na figura 21 a configuração da curva que representa a projeção geométrica.

Figura 21- Forma da curva geométrica



Fonte: Von Sperling, 1996.

4.1.3.5 Vazão de captação

Após a obtenção da população calculada a partir do estudo populacional e do valor do consumo per capto, informados pelo SAAE, foi feito o dimensionamento da vazão a ser captada para atender à população do horizonte de projeto, a partir da equação Eq. 9, que foi verificado ano a ano até o horizonte de projeto de 20 anos.

De acordo com Tsutiya 2006, a vazão é estabelecida em função da população que será abastecida, da cota per capta, dos coeficientes de variações das vazões e do número de horas de funcionamento. Também as vazões dependem do posicionamento da adutora em relação ao sistema do abastecimento. Essa vazão pode ser calculada da seguinte forma:

$$Q_a = \left(\frac{K_1 \cdot P \cdot q}{86.400} + Q_{esp} \right) + C_{ETA} \quad (Eq.9)$$

4.1.3.6 Estudo de melhor local para captação

Há cerca de 1,76 km da comunidade existe um rio, a primeiro momento houve a necessidade do estudo hidrológico, para a avaliação se o rio em questão havia vazão para suprir as necessidades de água da população do horizonte de projeto, e também houve a necessidade do teste da qualidade da água para o dimensionamento de estrutura do tratamento que esta água necessita.

4.1.3.7 Estudo da vazão mínima

Com a obtenção da vazão necessária para suprir a comunidade no horizonte de projeto de 20 anos, foi necessário verificar se o ribeirão que será utilizado para a captação de água conseguiria suprir a comunidade nos períodos de estiagem, pois de acordo OLIVEIRA, 2013, o estudo aprofundado das vazões é de extrema importância para o entendimento da dinâmica do ciclo da água em bacias hidrográficas, afinal caracteriza-se a reposta da bacia às alterações climáticas e antrópicas, como em eventos de extrema precipitação e mudança do uso e ocupação do solo, respectivamente.

As vazões podem ser caracterizadas em mínimas, médias e máximas, sendo que a mínima e as medias são consideradas fundamentais para o estudo de disponibilidade hídrica e concessão de outorgas.

Os índices de vazões mínimas, geralmente, são utilizados como referência para a vazão outorgada, em que é considerada uma porcentagem desses índices de maneira que se comprometa o escoamento do curso d'água. Usualmente, em rios perenes, são adotados os índices $Q_{7,10}$ (vazão mínima de 7 dias consecutivos e período de retorno de 10 anos) e as vazões Q_{90} (representam as vazões em que 90% do tempo se tem valores iguais ou superiores a elas). Representa uma garantia de que um determinado valor de vazão esteja presente em 90% do tempo em uma determinada seção do curso. Esses índices de Q_{90} e Q_{95} tem sido utilizado em estudos de avaliação de impacto ambientais em curso d'água.

A vazão mínima refere-se a vazões de estiagem, são caracterizados pelos menores valores obtidos entre uma série de vazões, basicamente representam a situação crítica de escoamento dos cursos d'água. E o cálculo é feito a partir das equações 10 e 11, da $Q_{7,10}$ e Q_{90} respectivamente:

$Q_{7,10}$ = Vazão mínima de 7 dias consecutivos e período de retorno de 10 anos;

Q_{90} = Vazão que permanece 90% no tempo no manancial;

$$Q_{7,10} = 0,0007 * A^{1,2279} \quad \text{(Equação 10)}$$

$$Q_{90} = 0,0024 * A^{1,2244} \quad \text{(Equação 11)}$$

4.1.3.8 Áreas disponíveis para a implantação do sistema

Depois da determinação da estimativa da população realizou-se uma análise de algumas áreas disponíveis na comunidade Águas Verdes para implantação do sistema, por meio de utilização de mapas, observando os condicionantes topográficos, o alcance do maior número de residências a serem abastecidas, a escolha do melhor caminho das linhas adutoras e rede de distribuição, também priorizando o abastecimento sendo por gravidade pelo mesmo apresentar menos defeitos e refletir em menos custos para o sistema, principalmente pela inexistência do uso bombas.

Após identificadas as áreas possivelmente foram favoráveis à implantação do sistema, assim foram elaboradas alternativas com configurações diferentes e que foram analisados e comparados entre si.

4.1.4 Dimensionamento do Sistema

4.1.4.1 Estrutura da estação de tratamento

Devido a procedência da água ser superficial, e águas superficiais podem apresentar riscos de contaminações, a proposta é de uma estação de tratamento de ciclo completo, e como o espaço para o tratamento é pequeno e a demanda no horizonte de projeto também é pequena, a proposta ideal, seria uma estação de tratamento compacta.

4.1.4.2 Adução

Após levantados os dados pertinentes foram feitos os cálculos da vazão de captação com a equação Eq. 9, da vazão da adutora que liga a ETA ao reservatório com a Eq. 12 e o da vazão da adutora que abastece as redes de distribuição com a equação Eq. 13.

De acordo com Tsutiya 2006, a vazão é estabelecida em função da população que será abastecida, da cota per capta, dos coeficientes de variações das vazões e do número de horas de funcionamento. Também as vazões dependem do posicionamento da adutora em relação ao sistema do abastecimento.

As vazões das adutoras em relação ao sistema de abastecimento podem ser calculadas da seguinte forma:

- Adutora de água bruta (da captação até a ETA):

$$Q_a = \left(\frac{K_1 \cdot P \cdot q}{86.400} + Q_{esp} \right) + C_{ETA}$$

(Eq.9)

- Adutora que liga a ETA até a rede de distribuição:

$$Q_b = \left(\frac{K_1 \cdot P \cdot q}{86.400} \right) + Q_{esp}$$

(Eq.12)

- Adutora que liga o reservatório à rede de distribuição:

$$Q_c = \left(\frac{K_1 \cdot K_2 \cdot P \cdot q}{86.400} \right) + Q_{esp}$$

(Eq.13)

Onde,

P = população a ser atendida, hab;

q = consumo médio per capita incluindo as perdas de água, l/hab.dia;

K₁ = coeficiente do dia de maior consumo;

K₂ = coeficiente da hora de maior consumo;

Q_{esp} = vazão de consumo, l/s;

C_{ETA} = consumo na ETA;

4.1.4.2.1 Adutora por bombeamento

A partir das análises iniciais do melhor local para a captação, pode-se perceber que a adutora será por bombeamento, para o dimensionamento do diâmetro de recalque e sucção foram utilizadas as equações 14, pois de acordo com Azevedo Neto 1998, teoricamente o diâmetro da linha de recalque pode ser qualquer, por exemplo se for adotado um diâmetro um tanto grande, o resultado será perdas de cargas pequenas e, como consequência, a potência do sistema elevatório será elevado. Se, ao contrário, for estabelecido um diâmetro parcialmente pequeno, o resultado será perdas elevadas, sendo exigido uma potência maior para as máquinas. O custo da canalização será relativamente pequeno e os conjuntos elevatórios serão caros consumindo mais energia.

Para o cálculo do diâmetro da tubulação de recalque deve-se utilizar a fórmula de Forchheimer para o funcionamento não contínuo.

$$D = K \sqrt[4]{\frac{T}{24}} * \sqrt{Q}$$

(Eq. 14)

Onde:

D = Diâmetro do tubo, em metros;

K= Coeficiente de custo de investimento x custo operacional. (Tabela 2)

Q = Vazão, em m³/ s.

T = Tempo de funcionamento;

Tabela 2- Diâmetro econômico

Diâmetro econômico das canalizações de recalque (funcionamento contínuo)				
D mm	Q em l/s			
	K = 1,0	K = 1,2	K = 1,3	K = 1,5
50	2,5	1,7	1,5	1,1
75	5,6	3,9	3,3	2,5
100	10	6,9	5,9	4,4
150	22,5	17,4	13,3	10
200	40	27,8	23,6	17,8
250	63	43	37	28
300	90	64	53	40
350	123	85	73	54
400	160	111	95	70
450	203	141	12	90
500	250	174	150	100
550	330	210	180	134
600	360	250	213	160

Fonte: (AZEVEDO NETO et al., 1998).

Já o diâmetro de sucção de acordo com Azevedo Neto, será um diâmetro acima do dimensionado para o recalque.

Caso o valor encontrado pela fórmula da ABNT não coincida com um diâmetro comercial, o diâmetro de recalque (Dr) deverá ser um diâmetro comercial inferior ou superior ao calculado. Portanto, devemos submetê-lo ao cálculo da velocidade econômica (equação 15) para comprovação, em que a velocidade econômica (v) fica entre 0,5 e 4,0 metros por segundo (m/s) (ABNT NBR 12214, 1998), utilizando a equação 15, para verificar os parâmetros de velocidade mínimas e máximas previstos na norma.

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} = \text{m/s}$$

(Eq. 15)

Onde,

V= velocidade, em m/s

Q= vazão, em m³/s;

D= diâmetro, em m;

Tabela 3 - Velocidade Máxima de sucção

Diâmetro (mm)	Velocidade (m/s)
50	0,7
75	0,8
100	0,9
150	1
200	1,1
250	1,2
300	1,4
400	1,5

Fonte: ABNT, 1992.

Tabela 4 - velocidade mínima na sucção

Tipo de Material transportado	Velocidade (m/s)
Matéria orgânica	0,3
Suspensões Siltosas	0,3
Suspensões arenosas	0,45

Fonte: ABNT, 1992.

Após a calculados os diâmetros e verificado a velocidade, deve ser calculada a perda de carga unitária a partir da equação 16 e a perda de carga localizada equação 17.

Fórmula da perda de carga unitária:

$$J_{un} = \frac{10.645 * Q^{1,85}}{C^{1,85} * D^{4,87}}$$

(Eq. 16)

Onde:

J = perda de carga unitária, m/m;

Q = vazão, m³/s;

D= diâmetro, m;

C = coeficiente de rugosidade.

Formula da perda de carga localizada:

$$J = J_{un} \cdot L$$

(Eq. 17)

Onde:

J = perda de carga localizada, em m;

J_{un} = perda de carga unitária m/m.

L = comprimento do tubo em metro

Após calculadas as perdas, deve-se calcular a altura monométrica que, de acordo com Tsutiya, 2006, a altura monométrica é a carga que deve ser ultrapassada pela bomba, quando a água está sendo bombeada. Para sua definição devem ser consideradas as alturas geométricas de sucção e recalque, as perdas de carga e as cargas cinéticas. E pode ser determinada pela expressão:

$$H = H_g + \sum \Delta H_s + \sum \Delta H_r$$

(Eq.18)

Onde,

H = altura monométrica total, m;

H_g = altura monométrica, m;

$\sum \Delta H_r$ (ΔH_s) = somatório das perdas de cargas distribuídas e localizadas, na tubulação de recalque (sucção), m;

Calculada a altura monométrica o próximo passo é o cálculo da potência de bomba, que de acordo com Azevedo Netto, 1996, é a potência em HP, requerida pela bomba. O seu dimensionamento é realizado através da equação 19 seguinte:

$$P = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H}{75 \cdot \eta_b}$$

(Eq.19)

Com a potência da bomba necessária, deve-se admitir na prática uma certa folga para os motores elétricos. Os seguintes acréscimos são recomendáveis na tabela 5;

Tabela 5- Potência Instalada (acréscimos recomendáveis)

Classe de Potência	Acréscimo (%)
Para as bombas até ≤ 2 CV	50%
Para as bombas até 2 a 5 CV	30%
Para as bombas até 5 a 10 CV	20%
Para as bombas até 10 a 20 CV	15%
Para as bombas até > 20 CV	10%

Fonte: (AZEVEDO NETO et al., 1998).

Segundo Tsutiya, o NPSH_d é definido como a energia que a água possui em um ponto sucessivamente antes do flange de sucção da bomba, acima da sua pressão de vapor. É a quantidade disponível de energia que faz com que o líquido consiga atingir as pás do rotor da bomba.

O NPSH_d é determinado a partir dos dados de instalação da bomba, sendo que, o projetista poderá diversificar o NPSH_d modificando a cota do eixo da bomba ou os elementos de instalação, tais como diâmetro de sucção, rugosidade, etc.

O NPSH_d pode ser dimensionado pela seguinte expressão:

$$NPSH_d = Hg_{,s} - \sum \Delta H_s + \frac{P_{atm}}{\gamma} - \frac{P_{vapor}}{\gamma} \quad (\text{Eq.20})$$

Onde, NPSH_d= carga de sucção positiva disponível, m;

Hg,s= altura estática de sucção: positiva quando a bomba esta afogada e negativa em caso contrário, m;

$\sum \Delta H_s$ = somatório de todas as perdas de carga até o flange de sucção, m;

P_{atm}= pressão atmosférica, N/m²;

P_{vapor}= pressão de vapor de água, N/m²;

γ = peso específico da água, N/m³;

As tabelas 6 e 7 apresentam as pressões de vapor da água em função da temperatura, pressão atmosférica e altitude, que são necessárias para a determinação do NPSH_d.

Tabela 6 - Pressão de vapor da água em função da temperatura

T (°C)	P _v / γ (m H ₂ O)	Observações
0	0,062	T = temperatura
2	0,072	
4	0,083	P _v / γ = altura equivalente de
6	0,095	coluna de água
8	0,109	
10	0,125	
15	0,174	
20	0,238	
25	0,323	
30	0,433	
40	0,752	
50	1,258	

Continuação ...

60	2,031
80	4,827
100	10,332

Fonte: Adaptado de Tsutiya, 2006.

Tabela 7 - Pressão atmosférica em função da altitude

h (m)	Patm/ γ (m H ₂ O)	Observações
0	10,33	h = altitude
300	9,96	
600	9,59	Patm/ γ = altura da coluna de água equivalente a pressão atmosférica
900	9,22	
1200	8,88	
1500	8,54	
1800	8,20	
2100	7,89	
2400	7,58	
2700	7,31	
3000	7,03	

Fonte: Adaptado de Tsutiya, 2006.

Os valores de NPSH requeridos podem ser calculados através da seguinte fórmula, sendo os valores de altura de sucção (H_s) encontrados nas respectivas curvas características.

$$\text{NPSH}_r = 10 - H_s + \frac{V^2}{2g} + 0,5$$

(Eq.21)

Onde:

NPSH, m;

H_s = altura de sucção, m obtida das curvas características

V = velocidade na sucção, m/s;

g = aceleração da gravidade, m/s²;

4.1.4.2.2 Adutora por gravidade

Com as análises da topografia e também do melhor local para a locação do sistema, após estabelecidos os locais onde serão instalados os componentes do sistema, pode-se verificar que as adutoras que ligarão a ETA ao reservatório e o reservatório a rede de distribuição, serão

por gravidade e de acordo com Tsutiya 2006, quando a topografia do local for favorável, a adutora poderá funcionar com conduto livre e o seu dimensionamento poderá ser feito em função da declividade disponível, e para se obter o menor diâmetro possível, toda energia disponível deverá ser utilizada para vencer as resistências, isto é, deve-se fazer o desnível entre os reservatórios dividido pelo comprimento total, que será igual a perda de carga continua, como podemos ver na equação apresentada abaixo:

$$J = \frac{\Delta h}{L} \quad (\text{Eq.22})$$

Depois após se conhecer a perda de carga continua, pode-se determinar o diâmetro a partir da formula de Hazen-Willians:

$$D = \sqrt[2,63]{\frac{Q}{0,2788 \cdot C \cdot J^{0,54}}} \quad (\text{Eq.23})$$

Onde o valor do coeficiente C podemos descobrir através da tabela 8.

Tabela 8 - Valor do coeficiente C para a formula de Hazen-Williams

TUBOS	NOVOS	USADOS ± 10 ANOS	USADOS ± 20 ANOS
AÇO CORRUGADO (CHAPA ONDULADA)	60	-	-
AÇO GALVARIZADO ROSCADO	125	100	-
AÇO REBITADO, NOVOS	110	90	80
AÇO SOLDADO, COMUM (REVESTIMENTO BETUMINOSO)	125	110	90
AÇO SOLDADO, COM REVESTIMENTO EPÓXICO	140	130	115
CHUMBO	130	120	120
CIMENTO-AMIANTO	140	130	120
COBRE	140	135	130
CONCRETO, BOM ACABAMENTO	130	-	-
CONCRETO ACABAMENTO COMUM	130	120	110
FERRO FUNDIDO, REVESTIMENTO EPÓXICO	140	130	120
FERRO FUNDIDO, REVESTIMENTO DE ARGAMASSA DE CIMENTO	130	120	105
GRÉS CERAMICO, VIDRADO (MANILHAS)	110	110	110
LATÃO	130	130	130
MADEIRA, EM ADUELAS	120	120	110
TIJOLOS, CONTUTOS BEM EXECUTADOS	100	95	90
VIDRO	140	-	-
PASTICO (PVC)	140	135	130

Fonte: Adaptado de Tsutiya,, 2006.

Conhecidos o diâmetro e a vazão, obtém-se a velocidade a partir da equação da continuidade:

$$Q = V \cdot A = V \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \Rightarrow V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} \quad (\text{Eq.24})$$

4.1.4.3 Reservação

A partir do planialtimétrico do local, houve a decisão do melhor local do reservatório em relação ao terreno levando em conta a declividade, quanto à posição no sistema, o mesmo foi adotado a montante, sendo colocado no ponto mais alto, para garantir a pressão mínima para todos os pontos do sistema.

Já a sua capacidade foi dimensionada de acordo com a quantidade de habitantes do horizonte de projetos, a partir da Eq. 9, e o seu volume total foi 1/3 da vazão total do dia de maior consumo, tanto para aduções contínuas ou descontínuas para a indicação do volume de reservação, de acordo com as indicações da ABNT:NBR 12217 de 1994.

4.1.4.4 Distribuição

Após dimensionados todos os componentes essenciais para um adequado funcionamento do sistema, foi feita uma análise do possível traçado da rede de distribuição da água tratada, e chegou-se conclusão inicial de que o método mais viável a ser utilizando é o método de dimensionamento de redes ramificados. Pois como se trata de um bairro rural as casas se encontram bem distantes. Então com isso a melhor forma de atender todos os locais é por ramificação. E para este dimensionamento foram utilizadas as equações Eq.11 para vazão total de distribuição, de acordo com TSUTIYA (2006), e esta vazão é dada por:

$$Q_d = \frac{K_1 \cdot K_2 \cdot P_p \cdot q}{86400} \quad (\text{Eq.11})$$

Onde,

Q_d = vazão, l/s;

K_1 = coeficiente do dia de maior consumo;

K_2 = coeficiente da hora de maior consumo;

P_p = população final para a área a ser abastecida, hab;

q = consumo per capta final de água, l/hab.dia;

Depois, deve-se dividir a vazão de distribuição pela extensão total da rede ou da área abastecida, assim obtém-se a vazão, a partir da equação:

- Vazão de acordo com a extensão da rede:

$$q_m = \frac{K_1 \cdot K_2 \cdot P \cdot q}{86400 \cdot L} \quad (\text{Eq.25})$$

Onde,

q_m = vazão distribuída em marcha, l/s;

L = extensão total da rede, m;

K_1 = coeficiente do dia de maior consumo;

K_2 = coeficiente da hora de maior consumo;

P = população final para a área a ser abastecida, hab;

q = consumo per capta final de água, l/hab.dia;

- Vazão de acordo com a extensão da área:

$$q_m = \frac{K_1 \cdot K_2 \cdot P \cdot q}{86400 \cdot A} \quad (\text{Eq.26})$$

Onde,

q_m = vazão distribuída em marcha, l/s;

A = área total a ser abastecida, ha;

K_1 = coeficiente do dia de maior consumo;

K_2 = coeficiente da hora de maior consumo;

P = população final para a área a ser abastecida, hab;

q = consumo per capta final de água, l/hab.dia;

E utilizadas as Eq.27, Eq. 28, Eq. 29, Eq. 30 e Eq. 31 que são as equações que compõe o método de dimensionamento de redes ramificadas, conforme TSUTIYA (2006), para dimensionar uma rede ramificada primeiramente deve se conhecer o valor das vazões e o sentido do fluxo, podendo assim estabelecer os diâmetros, utilizando como base a tabela 9.1.

Assim, tendo as vazões, sentido do fluxo, diâmetros, comprimento dos trechos e os coeficientes de rugosidade, consegue-se calcular as perdas de carga em todos os trechos e também a pressão em cada nó, se os resultados estiverem dentro dos padrões normativos, o dimensionamento é considerado satisfatório, caso contrário deve-se aumentar ou diminuir o nível do reservatório e recalcular o sistema.

A seguir será apresentado a sequência de cálculos para o dimensionamento de uma rede ramificada, de acordo com TSUTIYA (2006) e a ABNT:NBR 12218(1994):

- Determinação da vazão em cada trecho:

1º passo- calcular a vazão total da rede $Q_{máx}$, a partir da formula ---;

2º passo- medir e somar o comprimento total da rede L;

3º passo- definir a taxa de consumo linear, com a formula abaixo:

$$q_m = \frac{Q_{máx}}{L} \quad (\text{Eq.27})$$

4º passo - deve-se iniciar os cálculos de vazão por trecho, partindo das extremidades (pontas secas), pois nestes locais as vazões são nulas, de jusante para montante, assim determina-se para cada trecho:

- As vazões de jusante, que são iguais a zero;
- As vazões de demanda no trecho, a partir da formula: $q_m \times l$ (comprimento do trecho);
- As vazões de montante: que é a soma da vazão de jusante, mais a demanda no trecho (vazão de montante de um trecho será vazão de jusante do trecho seguinte);

5º passo- A partir da obtenção da vazão de dimensionamento de cada trecho, deve-se calcular a 'vazão fictícia', que é constante ao longo do trecho, utilizando a formula:

$$Q_t = \frac{Q_m + Q_j}{2} \quad (\text{Eq.28})$$

Onde,

Q_t = vazão no trecho;

Q_m = vazão de montante;

Q_j = vazão de jusante;

- Dimensionamento dos trechos

6°- determinar os limites de velocidade para cada diâmetro;

7°- determinar limites de pressão para o funcionamento adequado da rede;

8°- adotar os diâmetros para cada trecho e estabelecer as pressões disponíveis, a partir da fórmula:

$$V = 0,355 \cdot C \cdot D^{0,63} \cdot J^{0,54} \quad (\text{Eq.29})$$

Onde,

V= velocidade

D=diâmetro do tubo, m;

Q=vazão, l/s;

C=

J= perda de carga unitária, m/m;

9°- calcular as perdas de carga de cada trecho em função da vazão de dimensionamento do mesmo e das velocidades limites, para o cálculo da perda de carga pode ser utilizado duas fórmulas:

- Hazen-Williams

$$D = \sqrt[2,63]{\frac{Q}{0,2788 \cdot C \cdot J^{0,54}}} \quad (\text{Eq.30})$$

Onde,

D=diâmetro do tubo, m;

Q=vazão, l/s;

C=

J= perda de carga unitária, m/m;

- Formula universal

$$hf = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{Q^2}{2 \cdot g} \quad (\text{Eq.31})$$

Onde,

Hf = perda de carga

f=coeficiente de atrito;

L=comprimento da adutora, m;

Q=vazão, l/s;

g=aceleração da gravidade;

É comum a utilização para o dimensionamento da rede, das velocidades indicadas na tabela 9.

Tabela 9 - Velocidades máximas em função do diâmetro

D	V máx	Q máx
(mm)	(m/s)	(l/s)
50	0,50	1,0
75	0,50	2,2
100	0,60	4,7
150	0,80	14,1
200	0,90	28,3
250	1,10	53,9
300	1,20	84,8
350	1,30	125,0
400	1,40	176,0
450	1,50	238,0
500	1,60	314,0
550	1,70	403,0
600	1,80	509,0

Fonte: Adaptado de Tsutiya, 2006.

Na tabela 10, podemos ver o modelo da planilha de cálculo para rede ramificada.

Tabela 10 - Modelo da planilha de cálculo para rede ramificada

PROJETO DE REDE DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA											RUGOSIDADE C = 140			
		Vazão (l/s)									Cota de Terreno (m)		Pressão Disponível (mca)	
Trecho	Extensão (m)	A jusante	Em marcha	A montante	Fictícia	Diâmetro (m)	Velocidade (m/s)	Perda de carga unitária a montante (m/m)	Cota Piezométrica a montante (m)	Perda de carga (mca)	A montante	A jusante	A montante	A jusante

Fonte: Adaptado de Tsutiya, 2006.

4.2 Memorial de Calculo

4.2.1 Estudo Hidrológico

Para se saber se o local de estudo consegue atender a demanda necessária é preciso verificar a vazão mínima que refere-se a vazões de estiagem, são caracterizados pelos menores valores obtidos entre uma série de vazões, basicamente representam a situação crítica de escoamento dos cursos d'água. E o cálculo é feito a partir das equações 10 e 11.

Área de drenagem: $5.655 \text{ Km}^2 \rightarrow 5655000 \text{ m}^2$

Feitos os cálculos da vazão $Q_{7,10}$ e Q_{90} , temos os seguintes resultados:

$$Q_{7,10} = 0,0007 * A^{1,2279}$$

$$Q_{7,10} = 0,0007 * 5.655^{1,2279} = 5,8750 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

(Eq.10)

$$Q_{90} = 0,0024 * A^{1,2244}$$

$$Q_{90} = 0,0024 * 5.655^{1,2244} = 0,0200 \text{ m}^3/\text{s}$$

(Eq.11)

De acordo com a $Q_{7,10}$, (vazão mínima de sete dias de duração e dez anos de recorrência), pois a mesma mantém o fluxo residual mínimo a jusante de 70%.

$$\text{Então } 70\% \text{ da } Q_{7,10} = 5,875 \cdot 10^{-3} \times 0,70 = 4,11 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

4.2.3 Demanda

Para o cálculo de demanda, utilizou-se a equação 9 de acordo com Tsutiya, 2006, ano a ano até o horizonte de projeto de 20 anos, conforme a tabela 15.

$$Q_a = \left(\frac{K_1 \cdot P \cdot q}{86.400} + Q_{\text{esp}} \right) \cdot C_{\text{ETA}}$$

(Eq.9)

$$Q_a = \left(\frac{1,2 \cdot 1200 \cdot 150}{86.400} + 0 \right) \cdot 1,03$$

$$Q_a = 2,575 \text{ L/s}$$

Tabela 11 - Demanda da comunidade ano a ano

COMUNIDADE ÁGUAS VERDES		
ANO	POPULAÇÃO	DEMANDA (l/s)
2018	1200	2,575
2019	1209	2,595
2020	1218	2,614
2021	1228	2,634
2022	1237	2,654
2023	1246	2,674
2024	1256	2,695
2025	1265	2,715
2026	1275	2,736
2027	1285	2,757
2028	1294	2,778
2029	1304	2,799
2030	1314	2,820
2031	1324	2,841
2032	1334	2,863
2033	1344	2,885
2034	1355	2,907
2035	1365	2,929
2036	1375	2,951
2037	1386	2,973
2038	1396	2,996

Fonte: A autora, 2018.

Um ponto importante a ser levado em consideração, é que foi considerado que todo o consumo de água era de procedência residencial (per capita), apesar do mesmo se tratar de uma comunidade rural, será considerado um consumo médio de 150 L/dia, segundo informações do SAAE de Boa Esperança, para a estimativa de demanda.

Feita a análise para a vazão de demanda do ano de 2038, obteve-se 2,996 l/s.

Desta forma, 70% da vazão mínima de 7 (sete) dias consecutivos no período de 10 (dez) anos, ($Q_{7,10}$) conseguirá atender o manancial na pior das hipóteses, com uma vazão de 4,11 l/s, sendo bem maior que a necessária no período de retorno de 20 anos.

4.2.4 Adutora por bombeamento

4.2.4.1 Cálculo dos diâmetros de recalque e sucção

Cálculo do diâmetro de sucção e recalque da adutora pela fórmula recomendada pela ABNT:NBR 12214 (1992) para o funcionamento não contínuo da bomba:

De acordo com os critérios estabelecidos pela ABNT:NBR 12214 (1992) para o cálculo do diâmetro de sucção e recalque, foi utilizada a fórmula do funcionamento não contínuo. Foi feita a análise da vazão de demanda diária, levando em consideração uma adução de funcionamento de 24 horas.

Vale ressaltar que a adução por bombeamento deverá ser feita no período de 16 horas/dia, pois, é mais viável economicamente, devido ao fato de que a bomba não deverá funcionar no período de horário de pico, no que se justifica a alta tarifa de energia.

Por este motivo, a vazão de demanda diária, para dimensionamento do diâmetro de recalque será a seguinte:

$$2,996 \times 86400 = 258.854,4 \text{ l/dia} \rightarrow \frac{258.854,4}{(16 \times 3600)} = 4,494 \text{ l/s}$$

No entanto, foi calculado diâmetro de recalque utilizando a equação 14.

Onde:

$K = 1,3$ (Quadro 02);

$T = 16$ horas;

Q demanda = $0,004494 \text{ m}^3/\text{s}$;

$$D_r = 1,3 \sqrt[4]{\frac{16}{24}} * \sqrt{0,004494} = 0,07875 \text{ m}$$

(Eq.14)

Conforme estabelecido pela ABNT:NBR 12214 de 1992, o diâmetro de sucção deve ser o primeiro comercial acima do diâmetro de recalque, desta forma os diâmetros de recalque e sucção são respectivamente:

$D_{\text{recalque}} = 100 \text{ mm}$;

$D_{\text{sucção}} = 150 \text{ mm}$;

Após as análises de diâmetro, foi feito o cálculo da velocidade utilizando a equação 15 visto que NBR 12214 estabelece parâmetros de velocidade mínimas e máximas.

Velocidade de sucção:

$$V = \frac{4 \times 0,004494}{\pi \times 0,15^2} = 0,25 \text{ m/s}$$

(Eq.15)

Velocidade de recalque:

$$V = \frac{4 \times 0,004494}{\pi \times 0,25^2} = 0,57 \text{ m/s}$$

(Eq.15)

De acordo com os critérios estabelecidos pela ABNT:NBR 12214 de 1992, a velocidade calculada atende às exigências da tabela 3 e 4.

4.2.4.2 Cálculo da bomba

Para o cálculo da potência da bomba, foi necessário o conhecimento das informações abaixo:

Cota máxima da represa: 778 m;

Cota do nível da ETA: 790 m;

Nível mínimo da represa: 758 m;

Desnível geométrico: 32 m;

Comprimento do mangote: 30 m;

Comprimento da rede: 1.760 m;

Comprimento total: 1.790 m;

Coefficiente do PVC (Para Hazen- Willians): 140;

Vazão de demanda diária: 0,004494 m³/s;

Vazão em horas: 16,18 m³/h;

4.2.4.2.1 Perda de carga localizada

Após calculados os diâmetros de recalque e sucção, e verificado a velocidade, deve ser calculada a perda de carga unitária:

$$J = \frac{10.645 \times 0,004494^{1,85}}{140^{1,85} \times 0,15^{4,87}} = 0,003839 \text{ m/m}$$

(Eq.16)

De acordo a perda de carga calculada anteriormente, deverá ser considerado o comprimento total da adutora, a perda de carga localizada.

$$J * L = 0,0005329 * 1.790 = 0,954 m$$

(Eq.17)

4.2.4.2.2 Altura manométrica

Para o cálculo da altura manométrica deve-se quantificar o comprimento equivalente das peças (tabelas 16 e 17), para se obter as perdas de carga no sistema de recalque e sucção.

Tabela 12 - componentes da adutora (recalque)

Componentes	Quant.	Descrição	Comprimento Equivalente
Curva	7	45	0,7
Curva	2	90	2,1
Válvula de retenção	1		6,4
Registro gaveta para descarga	2	100mm	0,7
Registro de gaveta para saída de ar	2	100 mm	0,7
Total			18,3

Fonte: A autora, 2018.

Tabela 13 - componentes da adutora (sucção)

Componentes	Quant.	Descrição	Comprimento Equivalente
Válvula de pé e crivo	1		23
Curva	1	90	2,1
Total			25,1

Fonte: A autora, 2018.

Quantificados os comprimentos equivalentes das peças, calcula-se as perdas de carga, para isso foi considerado a perda de carga unitária calculada anteriormente, multiplicado ao somatório do comprimento equivalente das peças da tabela 15 e 16, utilizando a eq.17.

$$J = J_{un} * L_{eq} = m$$

$$J = 0,0005329 * 43,4 = 0,02313 \text{ m} \therefore J = \sum \Delta H_r$$

(Eq.17)

Após encontrado o desnível e as perdas de carga, foi calculada a altura monométrica a partir da eq. 18.

$$H = H_g + \sum \Delta H_s + \sum \Delta H_r$$

$$H = 32 + 0,945 + 0,02313 = 32,97 \text{ m}$$

Onde:

$H_g = 32 \text{ m}$; (Desnível geométrico).

$\sum \Delta H_s = 6,87 \text{ m}$; (Soma das perdas de carga distribuída).

$\sum \Delta H_r = 0,1667 \text{ m}$; (Soma das perdas de carga dos comprimentos equivalentes)

4.2.4.2.3 Potência da bomba

O conjunto elevatório deverá vencer a diferença de nível entre os dois pontos mais as perdas de carga em todo o percurso (perda por atrito ao longo da canalização). As preponderantes para o dimensionamento da bomba estão descritas e calculadas acima e são utilizadas na equação 19.

$$Ph = \frac{1000 * 0,004494 * 32,97}{75 * 0,7} = 3,35 \text{ Cv.}$$

(Eq.19)

Onde:

Ph: Potência hidráulica da bomba (Cv);

$\gamma = \text{Peso específico} = (1.000 \text{ kgf/m}^3)$;

$Q = 0,004494 \text{ m}^3/\text{s}$;

$H_m = 39,06 \text{ m}$.

$$\eta = 70\%$$

Conforme exposto por (NETTO, 1998) vale ressaltar que, para o cálculo da bomba de 2 a 5 Cv, deve-se considerar uma folga de 30% em relação a potência da bomba. Todavia, temos:

$$2,82 \times 1,30 = 3,7 \rightarrow 4 \text{ Cv}$$

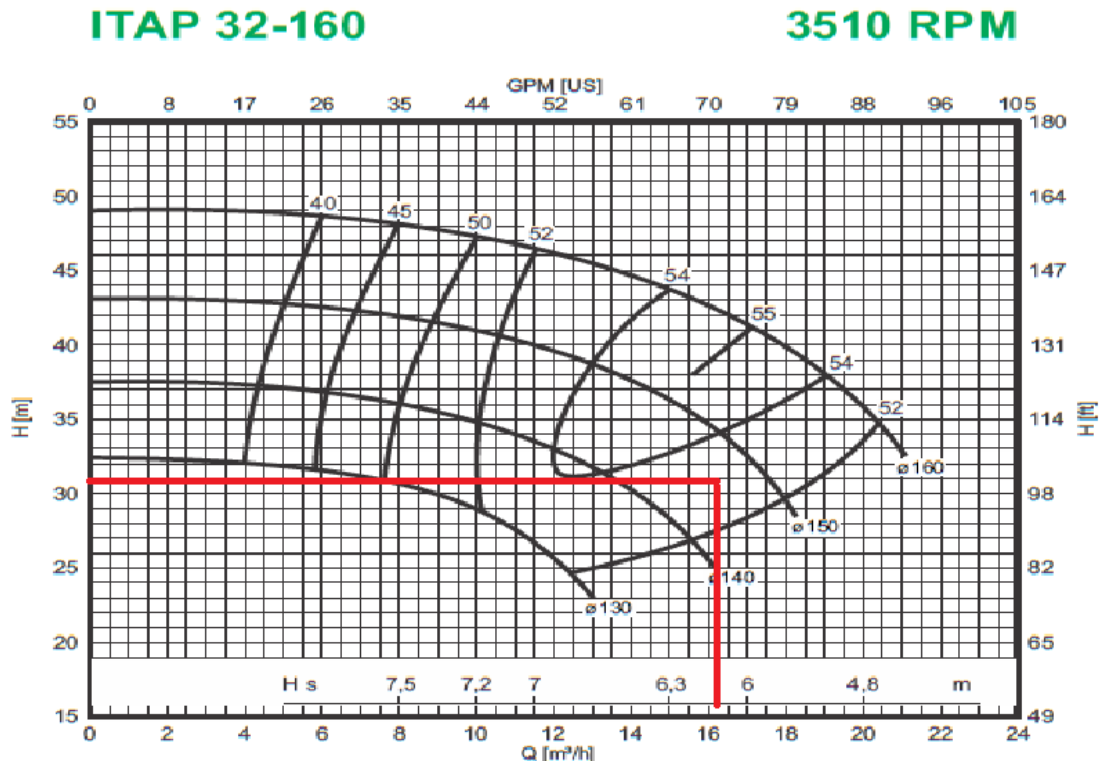
4.2.4.2.4 NPSH

4.2.4.2.4.1 NPSH requerido

Após esta análise é feita a verificação do NPSH requerido e NPSH disponível da bomba. A equação utilizada é fornecida pelo fabricante e de acordo com a IMBIL o valor de NPSH requeridos podem ser calculados através da seguinte fórmula, sendo os valores de altura de sucção (H_s) encontrados na respectiva curva característica do modelo da moto bomba da figura 22.

$$\begin{aligned} \text{NPSH}_r &= 10 - H_s + \frac{V^2}{2g} + 0,5 \\ \text{NPSH}_r &= 10 - 6,10 + \frac{0,25^2}{20} + 0,5 \\ \text{NPSH}_r &= 4,40 \end{aligned}$$

Figura 22 – Gráfico de altura de sucção a partir da curva característica



Fonte: IMBIL, 2018.

4.2.4.2.4.2 NPSH disponível

Após as verificações feitas e determinações de alguns valores, foi calculado o NPSH disponível da bomba.

$$\text{NPSH}_d = H_{g,s} - \sum \Delta H_s + \frac{P_{\text{atm}}}{\gamma} - \frac{P_{\text{vapor}}}{\gamma}$$

$$\text{NPSH}_d = -1,5 - 0,968 + 9,36 - 0,238 = 6,654 \text{ m}$$

Onde,

NPSH_d = carga de sucção positiva disponível, m;

$H_{g,s}$ = altura estática de sucção: positiva quando a bomba esta afogada e negativa em caso contrário (-1,5 m);

$\sum \Delta H_s$ = somatório de todas as perdas de carga (7,04 m);

P_{atm} = pressão atmosférica, N/m²; (786 m nível do rio)

P_{vapor} = pressão de vapor de água, N/m²;

γ = peso específico da água, N/m³;

As tabelas 18 e 19 apresentam as pressões de vapor da água em função da temperatura, pressão atmosférica e altitude, que são necessárias para a determinação do NPSH_d .

Tabela 14 - Pressão de vapor da água em função da temperatura

T (°C)	P_v/γ (m H ₂ O)	Observações
0	0,062	T = temperatura
2	0,072	
4	0,083	P_v/γ = altura equivalente de coluna de água
6	0,095	
8	0,109	
10	0,125	
15	0,174	
20	0,238	
25	0,323	
30	0,433	
40	0,752	
50	1,258	
60	2,031	
80	4,827	
100	10,332	

Fonte: Adaptado de Tsutiya, 2006.

Tabela 15 - Pressão atmosférica em função da altitude

h (m)	P_{atm}/γ (m H ₂ O)	Observações
0	10,33	h = altitude
300	9,96	
600	9,59	P_{atm}/γ = altura da coluna de água equivalente a pressão atmosférica
900	9,22	
1200	8,88	
1500	8,54	
1800	8,20	
2100	7,89	
2400	7,58	
2700	7,31	
3000	7,03	

Fonte: Adaptado de Tsutiya, 2006.

$NPSH_d > NPSH_r$ ok, sem cavitação!

4.2.5 Adutoras por gravidade

Para o dimensionamento da adução foi utilizada a equação 25, para a vazão de adução da água bruta, a equação 26, para a vazão da adução da ETA ao reservatório e a equação 27, para a vazão da adução do reservatório a rede de distribuição.

- Adutora que liga a ETA até o reservatório:

$$Q_b = 4,494 \text{ L/s}$$

$$J_{uni} = \frac{\Delta H}{L} = \frac{(783 - 782,8)}{11,30} = 0,0177$$

$$D = \sqrt[2,63]{\frac{Q}{0,2788 \cdot C \cdot J^{0,54}}}$$

$$D = \sqrt[2,63]{\frac{0,004494}{0,2788 \cdot 140 \cdot 0,0177^{0,54}}}$$

$$D = 0,07279 \text{ m} \therefore D = 72,8 \text{ mm} \therefore D_{adot} = 100 \text{ mm}$$

- Adutora que liga o reservatório à rede de distribuição:

$$Q_c = \left(\frac{K_1 \cdot K_2 \cdot P \cdot q}{86.400} \right) + Q_{esp}$$

$$Q_c = \left(\frac{1,2 \cdot 1,4 \cdot 1227 \cdot 150}{86.400} \right) + 0$$

$$Q_c = 3,579 \text{ L/s}$$

$$J_{uni} = \frac{\Delta H}{L} = \frac{(782,8 - 782,6)}{10} = 0,02$$

$$D = \sqrt[2,63]{\frac{Q}{0,2788 \cdot C \cdot J^{0,54}}}$$

$$D = \sqrt[2,63]{\frac{0,003579}{0,2788 \cdot 140 \cdot 0,02^{0,54}}}$$

$$D = 0,06510 \text{ m} \therefore D = 65,10 \text{ mm} \therefore D_{\text{adot}} = 100 \text{ mm}$$

Foram adotados um diâmetro relativamente maior que o necessário para suprir a demanda em ambas as adutoras por gravidade, pois de acordo com a ABNT:NBR 12215 de 1991, o diâmetro mínimo para uma adutora, tanto por bombeamento, quanto por gravidade é de 100 mm.

4.2.6 Reservação

4.2.6.1 Volume

Conforme as indicações da ABNT NBR 12217/1994 de que em reservatórios elevados, por medida econômica, usa-se o dimensionamento na base de 1/3 do volume distribuído em 24 horas, levando em consideração o perfil da comunidade, isso atenderá a condição consumo, prevendo o caso de emergência, caso alguma adutora passe por problemas e necessite de manutenção. Sendo assim o volume do reservatório será:

Vazão:

$$Q_1 = \frac{K_1 \cdot P \cdot q}{86400}$$

$$Q_1 = \frac{1,2 \cdot 1396 \cdot 150}{86400}$$

$$Q_1 = 2,90833 \text{ L/s}$$

Volume:

$$V_{\text{res}} = \frac{Q_1 \cdot 86400}{3}$$

$$V_{\text{res}} = \frac{2,90833 \cdot 86400}{3}$$

$$V_{\text{res}} = 83.760 \text{ L} \approx 84.000 \text{ L} \rightarrow V_{\text{res}} = 100 \text{ m}^3$$

4.2.6.2 Altura do reservatório

Após a análise das zonas de pressão e cargas, pode-se concluir que a altura do fundo do reservatório até o solo deverá ser de 10 m, mesmo com as perdas nessa condição, pode-se garantir pressão mínima de 10 m.c.a no nó mais desfavorável, ou seja, a pressão a montante mais desfavorável.

4.2.7 Rede de abastecimento de água

4.2.7.1 Vazão de distribuição

A vazão de demanda deve ser calculada antes de tudo, pois com base neste cálculo, pode-se saber a vazão para que a população seja atendida com o auxílio da equação 11, com os valores de projeto obtemos que a vazão de distribuição será:

$$Q_d = \frac{P_p \times q \times K_1 \times K_2}{86400}$$

$$Q_d = \frac{1396 \times 150 \times 1,2 \times 1,4}{86400}$$

$$Q_d = 4,07 \text{ L/s}$$

(Eq.11)

A vazão unitária distribuída é a relação entre a vazão total de distribuição e o comprimento total da rede, logo temos:

$$L_t = 10704,57 \text{ m}$$

$$Q_d = 4,07 \text{ L/s}$$

$$Q_u = \frac{Q_d}{L_t}$$

$$Q_u = \frac{4,07}{10704,57}$$

$$Q_u = 0,000380211 \text{ l/s}$$

4.2.7.2 Memorial de cálculo em planilha

PROJETO DE REDE DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA												RUGOSIDADE C = 140			
		Vazão (l/s)										Cota de Terreno (m)		Pressão Disponível (mca)	
Trecho	Extensão (m)	A jusante	Em marcha	A montante	Fictícia	Diâmetro (m)	Velocidade (m/s)	Perda de carga unitária (m/m)	Cota Piezométrica a jusante (m)	Cota Piezométrica a montante (m)	Perda de carga (mca)	A montante	A jusante	A montante	A jusante
1-5	933,91	0,000	0,355	0,355	0,178	0,050	0,094	0,0003	799,466	799,731	0,266	786,700	782,500	13,031	16,966
2-4	23,28	0,000	0,009	0,009	0,004	0,050	0,002	0,0000	799,731	799,731	0,000	779,400	778,200	20,331	21,531
3-4	18,06	0,000	0,007	0,007	0,003	0,050	0,002	0,0000	799,731	799,731	0,000	779,400	779,000	20,331	20,731
4-5	95,07	0,016	0,036	0,052	0,026	0,050	0,014	0,0000	799,731	799,731	0,001	786,700	779,400	13,031	20,331
6-8	113,42	0,000	0,043	0,043	0,022	0,050	0,011	0,0000	799,749	799,749	0,001	782,200	782,100	17,549	17,649
7-8	66,66	0,000	0,025	0,025	0,013	0,050	0,007	0,0000	799,749	799,749	0,000	782,200	778,100	17,549	21,649
8-9	58,81	0,068	0,022	0,091	0,045	0,050	0,024	0,0000	799,749	799,751	0,001	786,200	782,200	13,551	17,549
9-10	35,89	0,091	0,014	0,104	0,052	0,050	0,028	0,0000	799,751	799,752	0,001	789,100	786,200	10,652	13,551
5-10	170,23	0,156	0,065	0,221	0,111	0,050	0,059	0,0001	799,731	799,752	0,020	789,100	786,700	10,652	13,031
11-12	165,02	0,000	0,063	0,063	0,031	0,050	0,017	0,0000	799,293	799,295	0,002	788,400	786,100	10,895	13,193
13-14	1182,44	0,000	0,450	0,450	0,225	0,050	0,120	0,0004	793,079	793,600	0,521	768,800	771,500	24,800	21,579
15-16	363,7	0,000	0,138	0,138	0,069	0,050	0,037	0,0000	792,119	792,138	0,018	764,000	763,800	28,138	28,319
17-16	641,33	0,000	0,244	0,244	0,122	0,050	0,065	0,0001	792,047	792,138	0,091	764,000	763,800	28,138	28,247
16-18	109,11	0,382	0,041	0,424	0,212	0,050	0,113	0,0004	792,138	792,181	0,043	765,500	764,000	26,681	28,138
19-18	153,71	0,000	0,058	0,058	0,029	0,050	0,016	0,0000	792,179	792,181	0,002	765,500	767,600	26,681	24,579
18-14	981,24	0,482	0,373	0,855	0,428	0,050	0,227	0,0014	792,181	793,600	1,420	768,800	765,500	24,800	26,681
14-12	1084,13	1,305	0,412	1,717	0,858	0,050	0,456	0,0053	793,600	799,295	5,695	788,400	768,800	10,895	24,800
12-20	87,79	1,780	0,033	1,813	0,907	0,050	0,481	0,0058	799,295	799,805	0,510	789,400	788,400	10,405	10,895
10-20	160,57	0,326	0,061	0,387	0,193	0,050	0,103	0,0003	799,752	799,805	0,053	789,400	789,100	10,405	10,652
20-32	104,19	2,200	0,040	2,239	1,120	0,075	0,263	0,0012	799,805	799,929	0,124	789,300	789,400	10,629	10,405
21-22	476,49	0,000	0,181	0,181	0,091	0,050	0,048	0,0001	796,865	796,904	0,039	775,500	773,400	21,404	23,465
23-22	103,95	0,000	0,040	0,040	0,020	0,050	0,011	0,0000	796,904	796,904	0,001	775,500	778,400	21,404	18,504
22-29	182,4	0,221	0,069	0,290	0,145	0,050	0,077	0,0002	796,904	796,940	0,036	776,300	775,500	20,640	21,404
26-25	1065,78	0,000	0,405	0,405	0,203	0,050	0,108	0,0004	796,175	796,562	0,387	766,000	772,800	30,562	23,375
24-25	121,82	0,000	0,046	0,046	0,023	0,050	0,012	0,0000	796,561	796,562	0,001	766,000	767,200	30,562	29,361
25-28	128,99	0,452	0,049	0,501	0,250	0,050	0,133	0,0005	796,562	796,631	0,069	767,600	766,000	29,031	30,562
27-28	177,07	0,000	0,067	0,067	0,034	0,050	0,018	0,0000	796,629	796,631	0,002	767,600	775,400	29,031	21,229
28-29	318,02	0,568	0,121	0,689	0,344	0,050	0,183	0,0010	796,631	796,940	0,308	776,300	767,600	20,640	29,031
29-30	157,93	0,979	0,060	1,039	0,519	0,050	0,276	0,0021	796,940	797,267	0,328	782,400	776,300	14,867	20,640
31-30	832,71	0,000	0,317	0,317	0,158	0,050	0,084	0,0002	797,076	797,267	0,192	782,400	772,800	14,867	24,276
30-32	590,85	1,356	0,225	1,580	0,790	0,050	0,419	0,0045	797,267	799,929	2,662	789,300	782,400	10,629	14,867
32-33	22	3,819	0,008	3,828	1,914	0,075	0,449	0,0032	799,929	800,000	0,071	789,800	789,300	10,200	10,629

Fonte: A autora, 2018.

4.3 Especificações de Materiais e Serviços

4.3.1 Descrição da bomba

A bomba escolhida foi a do tipo centrífuga, do fabricante IMBIL. A figura 23, faz a representação ilustrativa da bomba. A bomba escolhida atende todas as exigências do projeto apresentado, o modelo é o 32 160 estilo flutuante, suas características e informações necessárias encontram-se na figura 24. O local da nova captação deverá ser cercado e sinalizado.

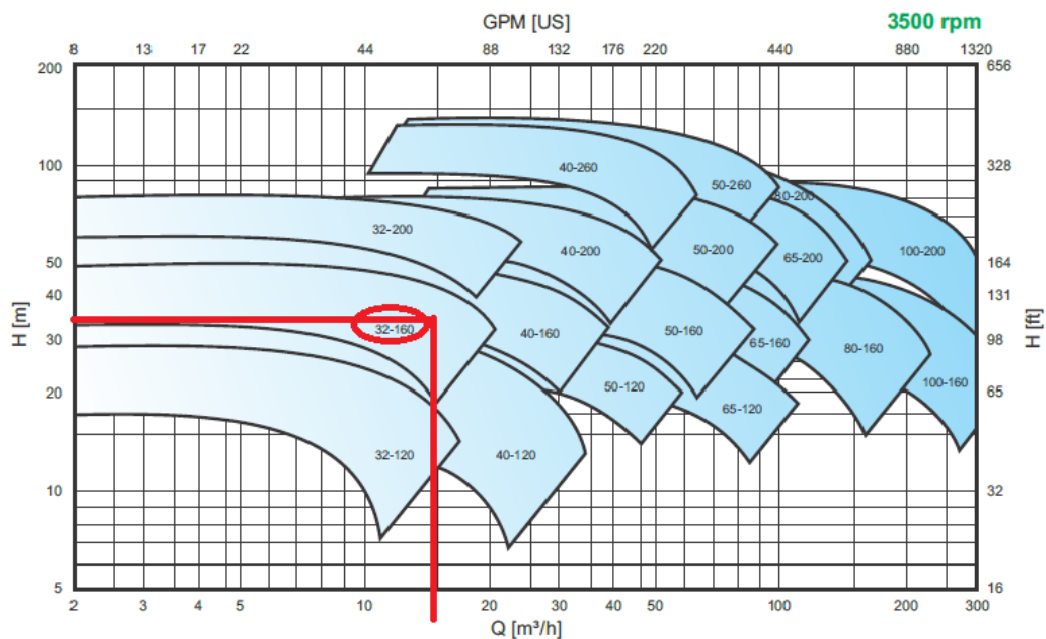
Figura 23 - Bomba da captação



Fonte: IMBIL, 2018.

Figura 24 - Características e informações da moto bomba

CARTA DE APLICAÇÃO



Fonte: IMBIL, 2018.

4.3.2 Material

Para as adutoras serão usados tubos de PVC do tipo DeFoFo, com anel não removível manualmente, do fabricante Amanco (2018). As curvas, válvulas de reduções, e os tês também serão em DeFoFo.

Os registros serão de ferro fundido tipo chato, com bolsas e cabeçotes, próprios para serem conectados à rede de PVC. Serão protegidos com caixa de alvenaria de um tijolo com tampa de ferro fundido tipo T9 ou similar. A válvula de pé com crivo também será em ferro fundido.

Devido ao nível da represa variar em determinada época do ano, necessitará ser instalado um mangote flexível (PVC DeFoFo), de comprimento de 30,0 metros.

A partir do mangote deverá ser dado a entrada na tubulação com o comprimento de 1.760 m até a ETA.

No traçado da adutora existem duas curvas até a chegada da ETA e mais duas até a calha Parshall.

Para as redes de distribuição o material a ser utilizado será o PVC PBA, classe 12, para rede de água fria e suas conexões, também da marca Amanco. Os registros e válvulas serão metálicos, da marca Docol.

A rede dimensionada é conhecida também como grelha, uma vez que forma pontas secas no final de cada trecho, devendo haver seu isolamento no final de cada uma através de cap's em PVC como previstos em planilha orçamentária.

4.3.3 Posição para locação

No trecho que a adutora passa na estrada, a mesma será posicionada a 1,00m do lado direita de quem olha da ETA para o ribeirão.

Já dentro da escola serão feitas duas adutoras uma que ligará a ETA até o reservatório com o comprimento de 11,30 m e outra que ligará o reservatório a rede de distribuição com comprimento de 10,0 m, ambas deverão ter o seu trajeto de forma reta sem a utilização de curvas uma vez que as mesmas são consideravelmente pequenas e ambas dentro do terreno onde será locada a ETA.

Para a rede de distribuição, em todo o seu trajeto, a mesma deverá ficar a 1/3 do comprimento da rua.

4.3.4 Serviços de preparo, regularização do fundo da vala e reaterro

As valas terão profundidade de 1,50 m para a adutora sob a BR 265 com largura mínima de 1,00 m, e as demais adutoras terão profundidade de 0,90 m com largura mínima de 1,00 m. Já para as valas para assentamento das tubulações de distribuição deverão ser abertas com no mínimo 0,90m de largura e profundidade necessária para haver o recobrimento mínimo do tubo em 0,60m O reaterro das valas deverão ser feitos com o próprio material escavado sendo compactado em camadas de 0,20 em 0,20m cada, o material do reaterro deverá estar preferencialmente livre de materiais granulares grandes (pedras), a fim de evitar danificar o tubo assentado.

4.3.5 Assentamento da tubulação e execução das juntas

- A direção da montagem deverá ser de preferência das pontas dos tubos para as bolsas;
- Não será autorizado o aquecimento dos tubos para a formação de curvas ou para realização de bolsas ou furos;
- Na junta elástica, sempre utilizar pasta lubrificante adequado, pois óleos ou graxas danificam os anéis de borracha;
- Após introduzir a ponta previamente chanfrada do tubo no fundo da bolsa, recuar em aproximadamente 1 cm, a fim de se criar um espaço para permitir possíveis movimentos da tubulação devido a dilatações e recalques do terreno. Para facilitar este procedimento, recomenda-se marcar na ponta do tubo a profundidade da bolsa;
- A cada derivação da rede de distribuição deverá haver a instalação de registros de manobras para o fechamento da rede em futuras manutenções, assim como deverá haver a instalação de registro logo após a derivação de onde será feita a ligação principal, conforme mostrado em projeto.
- Os registros de fechamento das redes de distribuição principal e secundárias deverão ser protegidas por caixa de alvenaria conforme mostrado no projeto.

4.3.6 Tipo de reservatório

O reservatório será do tipo elevado, da marca Hidrofer, com capacidade de 100 m³, com uma elevação de 10 m de altura para garantir a pressão necessária conforme projeto específico ou seja 10 Mca mínimo e 50 Mca máximo.

O fornecimento e instalação das conexões de entrada e saída de água, ligação a rede e chave boia. A garantia do reservatório d'água deverá ser de 05 (cinco) anos para defeitos de fabricação, a partir da data de entrega dos serviços.

Figura 25 - Tipo do Reservatório



Fonte: Hidrofer, 2018.

4.3.7 Critérios para dimensionamento e instalação da rede de distribuição

A rede foi dimensionada levando em consideração os dados mostrados para o dimensionamento da rede, de modo a abastecer o ponto mais desfavorável com uma pressão mínima de 10 m.c.a, sendo seu escoamento feito através da pressão empregada na rede, e desconsiderando as suas perdas de carga para cada trecho.

4.3.8 Estação de tratamento de água

A ETA escolhida foi a do tipo compacta, do fabricante ECTAS. A figura 26, faz a representação ilustrativa da estação de tratamento. A ETA escolhida atende todas as exigências do projeto apresentado, como tamanho e capacidade reduzido, e suas características e informações necessárias encontram-se na figura 27.

Figura 26 - Estação de Tratamento Compacta



Fonte: ECTAS, 2018.

Figura 27- Informações da estação de tratamento escolhida

ITEM	CÓDIGO	VAZÃO	DIMENSÕES Largura x Comprimento x Altura
01	WTU - 003 (R-L-N) - M	0,3 l/s (1,0 m ³ /h)	0,90 x 1,25 x 1,50 m
02	WTU - 010 (R-L-P-N) - (A-SA)	1,0 l/s (3,6m ³ /h)	1,10 x 2,40 x 2,20 m
03	WTU - 020 - (R-L-P-N) - (A-SA)	2,0 l/s (7,2 m ³ /h)	1,60 x 2,70 x 2,20 m
04	WTU - 030 - (R-L-P-N) - (A-SA)	3,0 l/s (10,8 m ³ /h)	1,75 x 3,00 x 2,20 m
05	WTU - 050 - (R-L-P-N) - (A-SA)	5,0 l/s (18,0 m ³ /h)	2,00 x 3,20 x 2,20 m
06	WTU - 120 - (R-L-P-N) - (A-SA)	12,0 l/s (43,2 m ³ /h)	2,40 x 3,80 x 2,20 m

Fonte: ECTAS, 2018.

A princípio a ETA será de ciclo completo, porém à a necessidade, de um teste de qualidade da rede e que um profissional da área sanitaria ou químico façam as dosagens necessárias.

4.4 Quantitativo e Estimativa de Custo

Após o desenvolvimento do projeto, foi feito o levantamento dos serviços e materiais necessários. Com o levantamento foi feito uma estimativa de custo para um breve orçamento da obra, utilizando as tabelas do SINAPI e SETOP de acordo com a legislação. Pode-se ver o quantitativo de materiais disposto na tabela 20, bem como a estimativa de custos na Tabela 21.

Vale ressaltar que não se obteve o mapeamento das residências, porém pode-se quantificar as derivações a partir do levantamento realizado em campo. No levantamento, quantificou-se 120 casas, então será quantificado 120 derivações de diâmetro de 20 milímetro.

Tabela 16 - Quantitativo de materiais

DESCRIÇÃO DO ITEM	UNIDADE	QUANTIDADE
ADUTORA CAPTAÇÃO		
Válvula de pé com crivo	un	1
Tubo PVC de Ø 150 mm	m	1,5
Curva de 90' Ø 150 mm	un	1
Redução excêntrica Ø 100 mm	un	1
Moto bombas centrifuga 32 160	un	1
Ampliação excêntrica Ø 100 mm	m	1
Válvula de Retenção Ø 100 mm	un	2
Registro de Gaveta Ø 100 mm	un	4
Curva de 90' Ø 100 mm	un	2
Curva de 45' Ø 100 mm	un	7
Balsa flutuante	un	1
Mangote flexível de PVC T Ø 100 mm	m	30
Tubo PVC Ø 100 mm	m	1760
Ventosa	un	2
ADUTORA (TRATAMENTO/RESERVAÇÃO)		
Tubo PVC Ø 100 mm	m	11,3
Curva de 90° Ø 100 mm	un	1
Registro de Gaveta Ø 100 mm	un	1
RESERVAÇÃO		

Continuação ...		
Reservatório Elevado	un	1
Registro de Gaveta Ø 100 mm	un	2
ADUTORA (RESERVAÇÃO/REDE DE DISTRIBUIÇÃO)		
Tubo PVC Ø 100 mm	m	10
Curva de 90° Ø 100 mm	un	1
REDE DE DISTRIBUIÇÃO		
Tubo PVC PBA Ø 50 mm	m	10579
Tubo PVC PBA Ø 75 mm	m	127
Registro de Manobra	un	20
Luva de aumento de diâmetro	un	4
Válvula de descarga	un	4
Te	un	15
Curva 90°	un	11
Curva 45°	un	39
Derivação para a Ligação do Usuário a Rede Ø 20 mm	m	120
Ventosas	un	6

Fonte: a Autora, 2018

Tabela 17 - Planilha Orçamentária

DESCRIÇÃO DE SERVIÇOS	UN	QUANT.	PREÇO UNIT. (R\$)	PREÇO SERV. (R\$)
Placa da obra em aço Galvanizado	m ²	1		218,11
Escavação mecanizada de vala (total)	m ³	8441	5,31	44821,71
Reaterro de valas compactada (total)	m ³	6516	29,47	192026,52
Tubo DeFoFo cilíndrico de DN 150	m	1,5	66,9	100,35
Tubo DeFoFo cilíndrico de DN 100	m	1760	34,31	60385,6
Assentamento do Tubo DeFoFo cilíndrico de DN 100	m	1760	2,3	4048
Bomba de 4 CV	un	1	2.346,24	2346,24
Instalação do conjunto moto bomba	un	1	151,22	151,22
Balsa flutuante	un	1		
Tubo DeFoFo cilíndrico de DN 100	m	21,3	34,31	730,803
Tubo PVC PBA cilíndrico de DN 75	m	127	24,61	3125,47
Assentamento do Tubo PVC PBA cilíndrico de DN 75	m	127	1,82	231,14
Tubo PVC PBA cilíndrico de DN 50	m	10579	12,12	128217,48
Assentamento do Tubo PVC PBA cilíndrico de DN 50	m	10579	1,3	13752,7
Derivação para a ligação do usuário a rede DN 20	m	120	10,25	1230

Continuação ...				
Assentamento do Tubo PVC PBA cilíndrico de DN 20	m	120	1,1	132
Fornecimento E Instalação De Reservatório Elevado Cilíndrico Metálico Com Capacidade De 100 M ³ , Com Altura Da Base De 10 M, Conforme Projeto Inclusive Escada De Marinheiro, Pintura Externa E Interna Em Epóxi, E Pintada Com O Logotipo	un	1	1	128.599,30
Fornecimento e instalação da estação de tratamento com ciclo completo tipo compacta	un	1	1	200.000,00
Total				R\$ 780.116,64

Fonte: a Autora, 2018

5. CONCLUSÃO

Pode-se afirmar que todos os objetivos específicos, propostos no início do trabalho foram concluídos. Na pesquisa em campo foi entrevistado alguns moradores afins de se entender qual era a realidade da comunidade no quesito abastecimento de água. Assim foi verificado que todo o abastecimento era feito de maneira individual através de cisternas ou por um pequeno grupo de familiares através de poços artesianos, sem tratamento algum. Também pode-se verificar que o nível do lençol freático se encontrava muito baixo. E através das visitas as residências foi possível verificar que a parte mais baixa da comunidade passava por um problema com água ferrosa. Estes moradores com problemas com a água ferrosa, estavam tendo que ir buscar água para consumo nas residências de cota mais alta, que não estavam passando por este problema e utilizando a água ferrosa apenas para limpeza. Com a pesquisa pode-se ver qual era a real situação da comunidade e o que seria necessário para solucionar os problemas encontrados.

Após a constatação do problema foi feito buscas a fim de verificar qual seria a melhor forma de captação, se a mesma seria superficial ou subterrânea. Sendo encontrado um ribeirão acerca de quase 2 km de distância, que apresentava-se bem propício a ser captação superficial.

Com isso foram realizados cálculos para a determinação do consumo de água e feito um estudo através do método de regionalização das vazões para um possível estudo hidrológico. Desta forma obteve-se vazão mínima, média, $Q_{7,10}$ e Q_{90} da bacia.

Com a realização dos cálculos, pode-se verificar que o ribeirão possui uma capacidade para atender a população da comunidade maior que no horizonte de projeto de 20 anos, pois, a vazão necessária para atender a população no horizonte é de 2,996 l/s, é a do ribeirão em época de estiagem, na pior das hipóteses, consegue atender com uma vazão de 4,11 l/s, de acordo com a $Q_{7,10}$, (vazão mínima de sete dias de duração e dez anos de recorrência), pois a mesma mantém o fluxo residual mínimo a jusante de 70%. A diferença é em cerca de 27% a mais de vazão do que a necessária, mostrando assim a grande capacidade do ribeirão em atender a população em um horizonte de projeto de aproximadamente 74 anos.

É de grande importância que em uma obra de sistema de distribuição de água, exista um cálculo de projeção populacional, de maneira que obra seja projetada a atender um horizonte de projeto. Para isso, foi feito um cálculo de projeção populacional pelos métodos de projeção aritmética e geométrica, constatando que a geométrica mais se aproximou das projeções do IBGE. Com isso foi projetado o sistema para uma população num horizonte de projetos de 20 anos a partir da projeção geométrica.

Com a análises de locação do sistema, chegou-se à conclusão da necessidade de três adutoras, sendo a de água bruta por bombeamento com diâmetros de 150 mm para a sucção e 100 para o recalque, com uma moto bomba de 5cv do tipo flutuante do fabricante IMBIL, com funcionamento de 16 horas dia, sem que haja funcionamento nos períodos de pico, onde a tarifa de energia é mais alta, no que também resulta no aumento da sua potência. Duas adutoras de água tratada, por gravidade com diâmetro 75 mm. Um reservatório elevado com capacidade para atender a 1/3 de um dia de consumo da comunidade. E a rede de distribuição do tipo ramificada, com diâmetro mínimo de 50 mm, pressão mínima de 10 m.c.a e máxima de 50 m.c.a. Todos os componentes calculados estão de acordo com os critérios estabelecidos por autores e ABNT's da área.

Assim, o presente trabalho tem o intuito de demonstrar a importância de se ter uma água de qualidade de modo a evitar doenças e solucionar o problema de falta de água limpa na parte mais baixa da comunidade, com um Sistema de Abastecimento de Água.

REFERENCIAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1992). NBR 12211 - Estudos de Concepção de Sistemas Públicos de Abastecimento de Água. Rio de Janeiro.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1992). NBR 12212 – Projeto de Poços para Captação de Águas Subterrâneas. Rio de Janeiro.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1991). NBR 12215 – Projeto de Adutora de Água para Abastecimento. Rio de Janeiro.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1992). NBR 12216 - Projeto de estação de tratamento de água para abastecimento público. Rio de Janeiro.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1994). NBR 12217 – Projetos de Reservatório de Distribuição Água para Abastecimento Público. Rio de Janeiro.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1994). NBR 12218 – Projeto de Rede de Distribuição Água para Abastecimento Público. Rio de Janeiro.

AMANCO. **Produtos Amanco**. 2018. Disponível em:

<<http://amanco.com.br/produtos/infraestrutura/saneamento-água/defofort>>. Acesso em: 15 out. 2018.

AZEVEDO NETTO, J.M.; ALVAREZ G.A. Manual de Hidráulica, V1, 1998, São Paulo.

BRASIL. Ministério da Saúde. Portaria GM n.336 – De 19 de fevereiro de 2002. Disponível em: <www.saude.gov.br/Sas>. Acesso em 22 de mar.,2018.

BORGES, A. S. et al. Projeções populacionais no Brasil: subsídios para seu aprimoramento. Disponível em:<www.abep.nepo.unicamp.br/encontro2006/docspdf/ABEP2006_901>. Acesso em: 08 de março de 2018

ECTAS. **Estações de Tratamento**. 2018. Disponível em:

<<https://www.tratamentodeagua.com.br/produto/eta-compacta-membranas-uf/>>. Acesso em: 01 nov. 2018.

HÉLLER, LEO; PÁDUA, VALTER LÚCIO DE. Abastecimento de água para consumo humano. Belo Horizonte: Editora UFMG, 2010.

IBGE. Atlas de saneamento 2011. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, 2011.

IMBIL. **MANUAL DE INSTALAÇÃO, OPERAÇÃO E MANUTENÇÃO: BOMBAS BEW**. São Paulo: Imbil, 2018. 21 p.

LIMA, Elton. **DIMENSIONAMENTO E SELEÇÃO DE BOMBAS CENTRÍFUGAS**. 2018. Disponível em: <<http://www.ebah.com.br/content/ABAAAATt4AE/bombas-centrifugas>>. Acesso em: 25 out. 2018.

MINISTERIO DA SAÚDE. **Fundação Nacional da Saúde**. *Vigilância Ambiental em Saúde*. Brasília, nov. 2002.

MINISTÉRIO DA SAÚDE PORTARIA N.º 1469, De 29 De Dezembro De 2000.

NETTO, J. M. A.; RICHTER, C. A. Tratamento de Água - Tecnologia Atualizada. Ed. Edgard ed. São Paulo, 1991.

VON SPERLING, Marcos. Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgoto/ Marcos Von Sperling. - 2.ed. – Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental; Universidade Federal de Minas Gerais, 1996. 243p.

Secretaria de Saúde e Meio Ambiente(CESAMA) Importância da Água Tratada, Juiz de Fora - MG, Quinta-Feira, 09 de dezembro de 2010.

SOUSA, G. B. Sistema Computacional de Pré-Dimensionamento das unidades de Tratamento de Água: Floculador, Decantador e Filtro, 2011.

SOUZA, W. A. Tratamento de Água. CEFET-RN ed. Natal, 2007.

TSUTIYA, M. T. (2006). Abastecimento de Água. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

APÊNDICE 1 - PROJETO ARQUITETÔNICO DO SISTEMA

APÊNDICE 2 - PERFIL LONGITUDINAL DAS REDES

ANEXO 1 - TABELAS DE PERDAS DE CARGAS EQUIVALENTE

Tabela 7.6 – Comprimentos equivalentes a perdas localizadas. (Expressos em metros de canalização retilínea)*

Diâmetro D mm pol	COTOVELO 90° RAIO LONGO		COTOVELO 90° RAIO MÉDIO		COTOVELO 90° RAIO CURTO		COTOVELO 45°		CURVA 90° R/D · 1 1/2"		CURVA 90° R/D · 1"		CURVA 45°		ENTRADA NORMAL		ENTRADA DE BORDA		VÁLVULA DE GAVETA ABERTO		VÁLVULA DE GLOBO ABERTO		VÁLVULA DE ÂNGULO ABERTO		TÊ PASSAGEM DIRETA		TÊ SAÍDA DE LADO		TÊ SAÍDA LATERAL		VÁLVULA DE PÉ E CRIVO		SAÍDA DA CANALIZAÇÃO		VÁLVULA DE RETENÇÃO TIPO LEVE		VÁLVULA DE RETENÇÃO TIPO PESADO	
	13 1/2	0,3	0,4	0,4	0,5	0,5	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,4	0,4	0,1	4,9	2,6	0,3	1,0	1,0	3,6	0,4	1,1	1,6	3,6	0,4	1,1	1,6	3,6	0,4	1,1	1,6	
19 3/4	0,4	0,6	0,7	0,7	0,7	0,3	0,3	0,3	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,5	0,5	0,1	6,7	3,6	0,4	1,4	1,4	5,6	0,5	1,6	2,4	5,6	0,5	1,6	2,4	5,6	0,5	1,6	2,4			
25 1	0,5	0,7	0,8	0,8	0,8	0,4	0,3	0,3	0,3	0,5	0,2	0,2	0,2	0,3	0,3	0,7	0,7	0,2	8,2	4,6	0,5	1,7	1,7	7,3	0,7	2,1	3,2	7,3	0,7	2,1	3,2	7,3	0,7	2,1	3,2			
32 1 1/4	0,7	0,9	1,1	1,1	1,1	0,5	0,4	0,4	0,4	0,6	0,3	0,3	0,3	0,4	0,4	0,9	0,9	0,2	11,3	5,6	0,7	2,3	2,3	10,0	0,9	2,7	4,0	10,0	0,9	2,7	4,0	10,0	0,9	2,7	4,0			
38 1 1/2	0,9	1,1	1,3	1,3	1,3	0,6	0,5	0,5	0,5	0,7	0,3	0,3	0,3	0,5	0,5	1,0	1,0	0,3	13,4	6,7	0,9	2,8	2,8	11,6	1,0	3,2	4,8	11,6	1,0	3,2	4,8	11,6	1,0	3,2	4,8			
50 2	1,1	1,4	1,7	1,7	1,7	0,8	0,6	0,6	0,6	0,9	0,4	0,4	0,4	0,7	0,7	1,5	1,5	0,4	17,4	8,5	1,1	3,5	3,5	14,0	1,5	4,2	6,4	14,0	1,5	4,2	6,4	14,0	1,5	4,2	6,4			
63 2 1/2	1,3	1,7	2,0	2,0	2,0	0,9	0,8	0,8	0,8	1,0	0,5	0,5	0,5	0,9	0,9	1,9	1,9	0,4	21,0	10,0	1,3	4,3	4,3	17,0	1,9	5,2	8,1	17,0	1,9	5,2	8,1	17,0	1,9	5,2	8,1			
75 3	1,6	2,1	2,5	2,5	2,5	1,2	1,0	1,0	1,0	1,3	0,6	0,6	0,6	1,1	1,1	2,2	2,2	0,5	26,0	13,0	1,6	5,2	5,2	20,0	2,2	6,3	9,7	20,0	2,2	6,3	9,7	20,0	2,2	6,3	9,7			
100 4	2,1	2,8	3,4	3,4	3,4	1,5	1,3	1,3	1,3	1,6	0,7	0,7	0,7	1,6	1,6	3,2	3,2	0,7	34,0	17,0	2,1	6,7	6,7	23,0	3,2	8,4	12,9	23,0	3,2	8,4	12,9	23,0	3,2	8,4	12,9			
125 5	2,7	3,7	4,2	4,2	4,2	1,9	1,6	1,6	1,6	2,1	0,9	0,9	0,9	2,0	2,0	4,0	4,0	0,9	43,0	21,0	2,7	8,4	8,4	30,0	4,0	10,4	16,1	30,0	4,0	10,4	16,1	30,0	4,0	10,4	16,1			
150 6	3,4	4,3	4,9	4,9	4,9	2,3	1,9	1,9	1,9	2,5	1,1	1,1	1,1	2,5	2,5	5,0	5,0	1,1	51,0	26,0	3,4	10,0	10,0	39,0	5,0	12,5	19,3	39,0	5,0	12,5	19,3	39,0	5,0	12,5	19,3			
200 8	4,3	5,5	6,4	6,4	6,4	3,0	2,4	2,4	2,4	3,3	1,5	1,5	1,5	3,5	3,5	6,0	6,0	1,4	67,0	34,0	4,3	13,0	13,0	52,0	6,0	16,0	25,0	52,0	6,0	16,0	25,0	52,0	6,0	16,0	25,0			
250 10	5,5	6,7	7,9	7,9	7,9	3,8	3,0	3,0	3,0	4,1	1,8	1,8	1,8	4,5	4,5	7,5	7,5	1,7	85,0	43,0	5,5	16,0	16,0	65,0	7,5	20,0	32,0	65,0	7,5	20,0	32,0	65,0	7,5	20,0	32,0			
300 12	6,1	7,9	9,5	9,5	9,5	4,6	3,6	3,6	3,6	4,8	2,2	2,2	2,2	5,5	5,5	9,0	9,0	2,1	102,0	51,0	6,1	19,0	19,0	78,0	9,0	24,0	38,0	78,0	9,0	24,0	38,0	78,0	9,0	24,0	38,0			
350 14	7,3	9,5	10,5	10,5	10,5	5,3	4,4	4,4	4,4	5,4	2,5	2,5	2,5	6,2	6,2	11,0	11,0	2,4	120,0	60,0	7,3	22,0	22,0	90,0	11,0	28,0	45,0	90,0	11,0	28,0	45,0	90,0	11,0	28,0	45,0			

* Os valores indicados para válvulas de globo aplicam-se também às torneiras, válvulas para chuveiros e válvulas de descarga

Fonte:(AZEVEDO NETO et al., 1998)

ANEXO 2 - PROPOSTA DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO