

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS MG

CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

LUCAS ALVES GENEROSO

**AVALIAÇÃO E READEQUAÇÃO DOS SISTEMAS DE CAPTAÇÃO E
TRATAMENTO DE ÁGUA DO SAAE DO MUNICÍPIO DE MACHADO - MINAS
GERAIS**

**Varginha/MG
2016**

LUCAS ALVES GENEROSO

**AVALIAÇÃO E READEQUAÇÃO DOS SISTEMAS DE CAPTAÇÃO E
TRATAMENTO DE ÁGUA DO SAAE DO MUNICÍPIO DE MACHADO - MINAS
GERAIS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de graduação em Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas – UNIS/MG, como pré-requisito para a obtenção do grau de bacharel sob a orientação do Professor Dr. Leopoldo Uberto R. Júnior.

**Varginha/MG
2016**

LUCAS ALVES GENEROSO

**AVALIAÇÃO E READEQUAÇÃO DOS SISTEMAS DE CAPTAÇÃO E
TRATAMENTO DE ÁGUA DO SAAE DO MUNICÍPIO DE MACHADO - MINAS
GERAIS**

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

Aprovado em: 29 de novembro de 2016.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Leopoldo Uberto R. Júnior

Profª. Esp. Luana Ferreira Mendes

Tamara Amabile Roberto Fonseca

OBS.:

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus pelo dom da vida, pela infinita graça, proteção divina, pelas oportunidades e por sempre me dar forças para superar os obstáculos impostos em meu caminho.

A minha família, em especial aos meus pais pela força, compreensão, apoio e motivação.

Aos meus amigos e colegas de trabalho, pela paciência, compreensão e respeito.

Aos colegas e amigos da turma B, de Engenharia Civil, em especial a Roberta, Nayme, Vanessa, Waleska, Nayare, Liza, Leandro e Thadeu pela convivência, pelos momentos de descontração, paciência, apoio, crescimento mútuo e aprendizagem.

Tão importante quanto os familiares e amigos são os professores do UNIS, do curso de Engenharia Civil, responsáveis não apenas pelos ensinamentos e conhecimentos transmitidos, mas também pela parcela de responsabilidade na minha formação intelectual e pessoal, agradeço a todos eles, em especial ao meu orientador, Prof^o. Dr. Leopoldo Uberto R. Júnior, pela disponibilidade, apoio e confiança e a coordenadora do curso de Engenharia Civil, Prof^a Ivana Prado de Vasconcelos pelo profissionalismo e dedicação ao curso.

Ao SAAE, pela liberação para os estudos e permissão para coleta de dados, em especial, ao Engenheiro Jair Macedo Filho, pela disponibilidade e apoio e aos funcionários da E.T.A. pela colaboração e compreensão.

Não poderia deixar de agradecer a turma da van, pelo companheirismo e pelos momentos de descontração.

Agradeço a todos aqueles que, direta ou indiretamente, contribuíram para a realização desse trabalho.

"Hoje, neste tempo que é seu, o futuro está sendo plantado. As escolhas que você procura, os amigos que você cultiva, as leituras que você faz, os valores que você abraça, os amores que você ama, tudo será determinante para a colheita futura".

Pe. Fábio de Melo

RESUMO

Em decorrência do crescimento populacional e industrial das áreas urbanas dos municípios, o consumo de água vem registrando um aumento significativo e variável ao longo dos dias e do ano. Diante das funções das concessionárias responsáveis em operar e manter os sistemas de abastecimento público de água com a quantidade e qualidade, de forma ininterrupta, a avaliação do desempenho hidráulico se configura como uma ferramenta de gestão, de maneira a possibilitar a identificação dos dispositivos, os quais necessitam de readequações. Visto assim, o presente trabalho tem como objetivo geral, avaliar o desempenho hidráulico das principais unidades dos sistemas de captação e tratamento de água do SAAE do município de Machado/MG, para a demanda de consumo do perímetro urbano e período de projeto de 20 anos, bem como, dimensionar e implantar as devidas readequações para as unidades, as quais apresentarem incapacidade hidráulica em relação aos parâmetros normativos. Portanto, através das pesquisas realizadas e resultados obtidos, constatou-se que o medidor Parshall e os filtros rápidos são as únicas unidades do sistema de abastecimento que não necessitarão de readequações, pois apresentaram desempenho satisfatório, em consonância aos parâmetros hidráulicos de vazão de dimensionamento determinado e período de bombeamento definido. Para as unidades de adução, estação elevatória, floculadores e decantadores deverão passar por readequações para que possam operar de forma eficiente, assim atendendo a demanda de consumo dos consumidores em estudo. Diante da ausência de um dispositivo com a finalidade de reter e sedimentar os materiais sólidos (areia), foi dimensionado um desarenador no sistema de captação.

Palavras-chave: Desempenho hidráulico. SAAE. Sistemas de captação e tratamento de água tratada.

ABSTRACT

Due to the population and industrial growth of the county urban areas, the consumption water comes up with recording significant and variable rise along the days and the year. Against the functions of the responsible dealers to operate and maintain the public water supply systems with the quantity and quality, uninterrupted, the performance assessment is a management tool, in order to allow the identification of the devices, which need adjustments. Since so, the present work has as general objective to evaluate the hydraulic performance of the main units of the water abstraction and treatment systems of the SAAE of the city of Machado, MG, for the consumption demand of the urban perimeter and the 20-year project period, as well as to size and implement the necessary adjustments for the units, which present hydraulic incapacity in relation to the normative parameters. Therefore, through the researches and the results obtained, it was found that the Parshall measurer and the fast filters are the only units supply system that don't need readjustments, because presents satisfactory performance, in agreement with dimensioning hydraulic parameters and pumping period defined. To the adduction units, pumping stations, flocculation and settling tanks should pass by readjustments to operate efficiently, so attending the consumer demand study. Due to the absence of a device to retain and sediment the solid materials (sand), a sandbox was designed in the catchment system.

Keywords: *Hydraulic performance. SAAE. Systems for the abstraction and treatment of treated water.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Esquema geral de um sistema de abastecimento de água e suas respectivas unidades (em planta).....	18
Figura 2 - Curva logística	32
Figura 3 - Previsão da população por extração gráfica	34
Figura 4 - Esquema das vazões das partes de um sistema de abastecimento de água (em planta).....	35
Figura 5 - Desenho esquemático para dimensionamento de desarenador	41
Figura 6 - Planta e corte de um desarenador com duas células.	43
Figura 7 - Estação elevatória e suas respectivas alturas (<i>h_{ft}</i> e <i>h_g</i>).....	47
Figura 8 - Seções da calha Parshall (planta e perfil)	54
Figura 9 - Representação do funcionamento de um flocculador hidráulico com fluxo vertical do tipo Alabama	56
Figura 10 - Identificação do Município	70
Figura 11 - Esquema das unidades do SAA do município de Machado (planta baixa)	72
Figura 12 - Localização dos sistemas de captação e tratamento de água).....	73
Figura 13 - Rio Machado.....	74
Figura 14 - Estação elevatória	75
Figura 15 - Dispositivos da Estação de Tratamento de Água - ETA	78

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Consumo médio de água <i>per capita</i>	25
Tabela 2 - Coeficiente do dia de maior consumo (<i>K1</i>).....	27
Tabela 3 - Coeficiente da hora de maior consumo (<i>K2</i>).....	28
Tabela 4 - Dados médios para período de projeto	29
Tabela 5 - Velocidade de sedimentação de partículas discretas, com peso específico de 2,65 g/cm ³ , em água parada a 10°C.....	42
Tabela 6 - Velocidades máximas em linhas de recalques curtas.....	51
Tabela 7 - Experiência Brasileira com taxas elevadas	64
Tabela 8 - Dados da população urbana recenseada de 2007, 2010, 2012, 2013 e 2014, segundo município e distrito.....	71
Tabela 9 - Parâmetros de projeto , segundo período de projeto e população estimada.....	72
Tabela 10 - Caracterização das adutoras por tipo de material, diâmetro e comprimento.....	75
Tabela 11 - Características da estação elevatória de água bruta.....	76
Tabela 12 - Dimensões externas e úteis do floculador	76
Tabela 13 - Caracterização do floculador (séries e câmaras)	77
Tabela 14 - Dimensões e relações entre dimensões do decantador.....	77
Tabela 15 - Progressão da população urbana de Machado / MG para 20 anos.....	79
Tabela 16 - Volume de água aduzida e distribuída por ano	79
Tabela 17 - Consumo médio <i>per capita</i> de água	80
Tabela 18 - Consumo médio da ETA	80
Tabela 19 - Determinação da vazão de dimensionamento	81
Tabela 20 - Dados da estação fluviométrica.....	81
Tabela 21 - Série histórica da vazão mínima no ponto de captação.....	82
Tabela 22 - Diâmetros econômico para as adutoras por etapa.	83
Tabela 23 - Diâmetros da adutora de recalque por etapa.	84
Tabela 24 - Perdas de cargas (contínua e localizada), conforme tipo de adutora e etapa.	85
Tabela 25 - Determinação das perdas de carga e altura manométrica.....	85
Tabela 26 - Perdas de cargas (contínua e localizada), conforme tipo de adutora e etapa.	87
Tabela 27 - Determinação das perdas de carga e altura manométrica.....	87
Tabela 28 - Dimensões para a calha Parshall	87
Tabela 29 - Comparação dos volumes mínimos para o floculador	88
Tabela 30 - Determinação das velocidades e gradientes hidráulicos nas passagens para a 1ª etapa.....	89
Tabela 31 - Determinação das velocidades e gradientes hidráulicos nas passagens para a 2ª etapa.....	89
Tabela 32 - Determinação das velocidades e gradientes hidráulicos nas séries para a 1ª etapa	90
Tabela 33 - Determinação das velocidades e gradientes hidráulicos nas séries para a 2ª etapa	90

Tabela 34 - Comparação dos parâmetros hidráulicos determinados para os decantadores por etapa.....	91
Tabela 35 - Determinação das dimensões do desarenador	93
Tabela 36 - Diâmetros dimensionados para as adutoras de sucção por etapa.	95
Tabela 37 - Diâmetros dimensionados para as adutoras de recalque por etapa.	95
Tabela 38 - Determinação da perda de carga contínua (<i>h_{fc}</i>) por etapa e trecho - Sucção.....	96
Tabela 39 - Determinação da perda de carga contínua (<i>h_{fc}</i>) por etapa e trecho - Recalque ..	98
Tabela 40 - Determinação da perda de carga localizada (<i>h_{fl}</i>) por etapa e trecho - Sucção....	99
Tabela 41 - Determinação da perda de carga localizada (<i>h_{fl}</i>) por etapa e trecho - Recalque	100
Tabela 42 - Perdas de cargas totais por trecho e etapa.	100
Tabela 43 - Determinação das perdas de carga e altura manométrica por trechos e etapas ...	101
Tabela 44 - Descrição da bomba proposta	103
Tabela 45 - Determinação dos fatores de dimensionamento dos decantadores 3 e 4.	105
Tabela 46 - Determinação das velocidades e gradientes hidráulicos nas passagens do floculador 1 para a 1ª etapa.....	108
Tabela 47 - Determinação das velocidades e gradientes hidráulicos nas passagens do floculador 1 para a 1ª etapa.....	108
Tabela 48 - Determinação das velocidades e gradientes hidráulicos nas passagens do floculador 1 para a 2ª etapa.....	109
Tabela 49 - Determinação das velocidades e gradientes hidráulicos nas passagens do floculador 1 para a 2ª etapa.....	109
Tabela 50 - Determinação das velocidades e gradientes hidráulicos nas passagens do floculador 2 para a 2ª etapa.....	110
Tabela 51 - Determinação das velocidades e gradientes hidráulicos nas passagens do floculador 2 para a 2ª etapa.....	110

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas

ANA - Agência Nacional de Águas

CONAMA - Conselho Nacional do Meio Ambiente

ETA - Estação de Tratamento de Água

IGAM - Instituto Mineiro de Gestão das Águas

IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

SAAE - Serviço Autônomo de Água e Esgoto

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	14
1.1 Objetivos	14
1.1.1 Objetivo Geral	14
1.1.2 Objetivos Específicos	15
1.2 Justificativa.....	15
2 SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA - SAA.....	17
2.1 Definição	17
2.2 Unidades constituintes de um SAA.....	18
2.2.1 Manancial	18
2.2.2 Captação	19
2.2.3 Adutora	19
2.2.4 Estações elevatórias	19
2.2.5 Estação de tratamento de água (ETA)	19
2.2.6 Reservatórios	21
2.2.7 Rede de distribuição	21
2.3 Concepção de instalações de SAA	22
2.3.1 Definição.....	22
2.3.2 Elementos e atividades condicionantes.....	22
2.4 Concepção de instalações de SAA por captação de água superficial.....	23
2.4.1 Demanda e consumo de água para instalações de SAA	24
2.4.1.1 Consumo <i>per capita</i>	24
2.4.1.2 Fatores que afetam o consumo	25
2.4.2 Variações de consumo para instalações de SAA.....	26
2.4.2.1 Variações diárias	27
2.4.2.2 Variações horárias	27
2.4.3 Período de projeto.....	28
2.4.4 Estudos da projeção da população da área de projeto	29
2.4.4.1 Métodos para o estudo demográfico	30
2.4.4.1.1 Método dos componentes demográficos.....	30
2.4.4.1.2 Métodos matemáticos	31
2.4.4.1.2.1 Método da progressão aritmética	31
2.4.4.1.2.2 Método da progressão geométrica.....	31
2.4.4.1.2.3 Método da curva logística	32
2.4.4.1.3 Método da extrapolação gráfica.....	33
2.4.5 População Flutuante.....	34
2.4.6 Vazões de dimensionamento das partes principais de um SAA.....	34
2.4.7 Manancial e o sistema de captação de água bruta	36
2.4.7.1 Manancial superficial	36
2.4.7.2 Sistema de captação de água superficial direta ou a fio d'água.....	37
2.4.7.2.1 Barragem, vertedor ou enrocamento.....	39
2.4.7.2.2 Tomada de água	39

2.4.7.2.3	Grades e telas	40
2.4.7.2.4	Desarenador (caixa de areia).....	40
2.4.7.2.4.1	Dimensionamento do desarenador	40
2.4.7.2.5	Adutoras	43
2.4.7.2.5.1	Dimensionamento da adutora por recalque e de sucção	44
2.4.7.2.6	Estações elevatórias de água bruta com bomba centrífuga.....	46
2.4.7.2.6.1	Dimensionamento da estação elevatória	46
2.4.8	Sistema de tratamento de água	53
2.4.8.1	Estação de tratamento de água (ETA).....	53
2.4.8.1.1	Medidor Parshall	54
2.4.8.1.2	Floculadores hidráulicos de fluxo vertical	55
2.4.8.1.3	Decantadores de fluxo horizontal	60
2.4.8.1.4	Filtros rápidos	63
2.5	Operação de um SAA	64
3	MATERIAIS E MÉTODOS	65
3.1	Descrição dos critérios e parâmetros adotados.....	65
3.1.1	Previsão da demanda e consumo médio <i>per capita</i> de água	66
3.1.1.1	Progressão da população	66
3.1.1.2	Consumo médio <i>per capita</i>	66
3.1.1.3	Vazão de dimensionamento ou de projeto	67
3.1.2	Manancial e o sistema de captação de água bruta	67
3.1.2.1	Manancial	67
3.1.2.2	Adutoras (recalque e sucção)	67
3.1.2.3	Estação elevatória de água bruta	67
3.1.2.4	Estação Tratamento de Água.....	68
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	70
4.1	Caracterização da área de estudo.....	70
4.1.1	Município de Machado/MG	70
4.2	Caracterização do Sistema de Abastecimento de Água existente	71
4.2.1	Sistemas de captação de água bruta	73
4.2.1.1	Manancial	73
4.2.2	Captação	74
4.2.3	Adutoras (sucção e recalque).....	74
4.2.4	Estação elevatória	75
4.2.5	Sistema de tratamento de água	76
4.2.5.1	Estação de Tratamento de Água - ETA.....	76
4.3	Determinação dos fatores	78
4.3.1	Previsão da demanda e consumo médio <i>per capita</i> de água	79
4.3.2	Vazão de dimensionamento ou de projeto.....	80
4.4	Diagnóstico avaliativo dos sistemas existentes	81
4.4.1	Sistemas de captação de água bruta.....	81
4.4.1.1	Manancial	81
4.4.1.2	Adutora.....	83

4.4.1.3 Estação elevatória.....	84
4.4.2 Sistemas de tratamento de água bruta.....	87
4.4.2.1 Medidor Parshall	87
4.4.2.2 Floculador hidráulico de fluxo vertical	88
4.4.2.3 Decantadores de fluxo horizontal.....	90
4.4.2.4 Filtros rápidos.....	92
4.5 Readequação dos sistemas.....	92
4.5.1.1 Sistema de captação.....	93
4.5.1.1.1 Dimensionamento do desarenador.....	93
4.5.1.1.2 Dimensionamento das adutoras	94
4.5.1.1.3 Dimensionamento da estação elevatória	101
4.5.1.2 Sistema de tratamento de água	104
4.5.1.2.1 Dimensionamento do decantador.....	104
4.5.1.2.2 Dimensionamento dos floculadores hidráulicos de fluxo vertical.....	105
5 CONCLUSÃO.....	112
REFERÊNCIAS	113
APÊNDICE A - PROJETO: VISTA SUPERIOR DO DESARENADOR.....	118
APÊNDICE B - PROJETO - VISTA SUPERIOR DOS FLOCULADORES E DECANTADORES.....	121
APÊNDICE C - PLANTA DE LOCAÇÃO DOS SISTEMAS DE CAPTAÇÃO E TRATAMENTO DE ÁGUA.....	122
ANEXO A - DIAGRAMA DE MOODY	123
ANEXO B - VALORES PARA RUGOSIDADE DOS TUBOS	124
ANEXO C - VALORES PARA A VISCOSIDADE DA ÁGUA.....	125
ANEXO D - VALORES DE K POR PEÇAS	126
ANEXO E - VALORES PARA A PRESSÃO DE VAPOR DA ÁGUA EM FUNÇÃO DA TEMPERATURA.....	127
ANEXO F - VALORES PARA A PRESSÃO ATMOSFÉRICA EM FUNÇÃO DA ALTITUDE	128
ANEXO G - PARÂMETROS PARA DETERMINAÇÃO DE MEDIDORES PARSHALL COM ESCOAMENTO LIVRE.....	129
ANEXO H - ÁBACO PARA PERDA DE CARGA DOS MEDIDORES PARSHALL.....	130
ANEXO I - GRADIENTES DE VELOCIDADE EM TUBULAÇÕES E PASSAGENS.....	131

ANEXO J - CURVA DE PERFORMANCE OU CURVA CARACTERÍSTICA DA BOMBA..... 132

ANEXO K - CARTA DE APLICAÇÃO E CURVA DE PERFORMANCE OU CURVA CARACTERÍSTICA DA BOMBA E 12 133

1 INTRODUÇÃO

O Brasil concentra umas das maiores reservas hídricas de água doce superficial disponível do planeta. No entanto, apesar desse fator favorável, as situações dos sistemas de abastecimento público de água de forma geral no País, são consideradas extremamente crítica, o que torna-se problemas de pesquisa e relevantes temas de estudos.

Assim, entre os fatores concorrentes para esta situação estão o estilo de desenvolvimento aliado ao crescimento populacional e industrial desordenado das áreas urbanas dos municípios, o desperdício e a carência de planejamento operacional devido a ausência de dados e informações sobre a capacidade e desempenho hidráulico dos sistemas, bem como, a falta de revisões e readequações dos dispositivos.

Em decorrência desses fatores, para as concessionárias responsáveis pela operação e manutenção dos sistemas de abastecimento público de água, operar e manter o desempenho operacional e hidráulico das unidades que compõem os sistemas de abastecimento, as quais devem cumprir adequadamente suas funções, de forma a atender, continuamente, às demandas dos usuários em termos, tanto de quantidade, quanto de qualidade da água, torna-se uma tarefa desafiante, de grande dificuldade e complexidade. Diante desse cenário, a avaliação do desempenho hidráulico se configura como um ferramenta de gestão, gerando um diagnóstico da situação do sistema de abastecimento em funcionamento, proporcionando a identificação dos sistemas e dispositivos que deverão se submeterem à readequações, conforme critérios e parâmetros normativos.

Diante desse contexto, o presente trabalho apresenta como tema a avaliação e readequação dos sistemas de captação e tratamento de água do SAAE do município de Machado, Minas Gerais.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral

Avaliar o desempenho hidráulico das principais unidades dos sistemas de captação e tratamento de água do SAAE do município de Machado/MG, para a demanda de consumo do perímetro urbano e período de projeto de 20 anos, bem como, dimensionar e implantar as devidas readequações para as unidades, as quais apresentarem incapacidade hidráulica em relação aos parâmetros normativos.

1.1.2 Objetivos Específicos

Para atender o objetivo geral do presente trabalho, deve-se:

- Realizar um levantamento bibliográfico do tema em estudo;
- Caracterizar os sistemas de captação e tratamento de água do sistema de abastecimento público de Machado/MG;
- Determinar o consumo médio *per capita* de água atual;
- Determinar a população fim de plano para um período de 20 anos;
- Determinar a vazão de dimensionamento para os sistemas de captação e tratamento de água, conforme critérios de projeto definidos;
- Analisar e avaliar o desempenho hidráulico das principais unidades dos sistemas de captação e tratamento de água em função dos parâmetros normativos ou abordados no referencial bibliográfico, conforme vazão de dimensionamento determinada para a população fim de plano;
- Identificar, dimensionar e implantar a solução técnica economicamente mais viável a ser adotada para as unidades as quais não obterem desempenho hidráulico satisfatório;

1.2 Justificativa

Desde 1966, o Sistema de Abastecimento de Água do município de Machado/MG vem sendo operado pela Autarquia Municipal, Serviço Autônomo de Água e Esgoto (SAAE). No entanto, diante da necessidade de adequação e ampliação do sistema atendendo às necessidades da população de demanda, em 1996 um novo Sistema de Abastecimento de Água, especificamente, os sistemas de captação e tratamento, foram projetados e implantados, conforme características detalhadas e apresentadas no capítulo de resultados e discussões deste trabalho. Vale ressaltar que este novo sistema, foi projetado para um período de 20 anos, ou seja, com alcance final no ano de 2017, no qual estará encerrando sua vida útil de projeto, fato este que poderá justificar por meio de estudos e avaliações as constantes reclamações e insatisfações dos consumidores, quanto ao fornecimento de água turva e a interrupção periódica do abastecimento em algumas regiões do perímetro urbano do Município.

Diante desta consideração aliada as funções das concessionárias responsáveis em operar e manter o sistema de abastecimento de água de forma ininterrupta, incumbidas em atender a demanda de consumo em quantidade e qualidade adequada e suficiente para as

atividades em gerais, tornou-se o objetivo principal e fator motivador de pesquisa e desenvolvimento para o presente trabalho.

2 SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA - SAA

2.1 Definição

Segundo Meneses (2011, p. 4) para que o homem viva em comunidade, torna-se de suma importância a existência de um conjunto de sistemas de infra-estrutura nos centros urbanizados que objetive atender as necessidades da população. Entre eles, pode-se citar o sistema de drenagem de águas pluviais, os arruamentos, as vias públicas e pavimentação, o serviço de coleta e destino de resíduos sólidos, o sistema de coleta e tratamento de esgoto e o de transporte coletivo. Porém, um dos mais essenciais refere-se ao abastecimento de água potável, suprimindo os diversos consumos suscitados pela sociedade (uso doméstico, comercial, industrial e público).

Azevedo Netto *et al.* (1998, p. 18) define que o SAA trata-se de um conjunto de obras, equipamentos e serviços destinados ao abastecimento de água potável a uma comunidade para fins de consumo doméstico, serviços públicos, consumo industrial e outras atividades necessárias para melhorar o conforto da população.

De acordo com a Portaria 2914/MS, em seu Art. 5º, inciso VI o sistema de abastecimento de água é a "instalação composta por conjunto de obras civis materiais e equipamentos, desde a zona de captação até as ligações prediais, destinada à produção e ao fornecimento coletivo de água potável, por meio de rede de distribuição". (BRASIL, 2011, p. 1).

Em complementação a essa legislação, o Art. 4º do Decreto 5440/2005, incisos VI e VII, subdivide o sistema de abastecimento de água em dois tipos, sendo Sistemas Isolados e Integrados, onde conceitua como Sistemas Isolados, aqueles compostos por bairros, setores ou localidades supridos por apenas um manancial e atendem uma determinada rede de distribuição; e Sistemas Integrados como aqueles onde mais de uma unidade produtora abastece um único município, bairro, setor ou localidade de forma simultânea. (DAMBROS, 2013, p. 19).

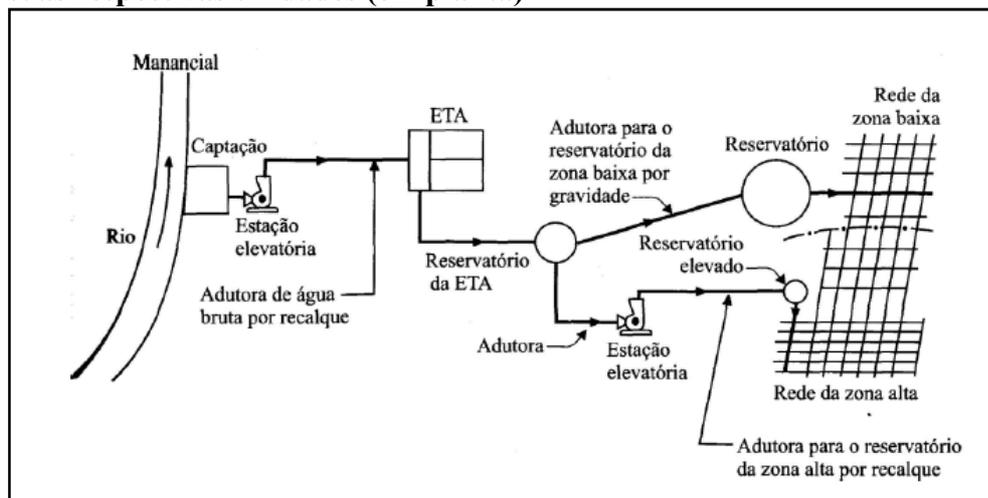
Neste contexto, Oliveira (2014, p. 8), complementa afirmando que o abastecimento de água para consumo humano compõem um conjunto de ações de saneamento que devem ser garantidas pelos municípios, titulares deste serviço, e cuja responsabilidade é compartilhada com governos estaduais e federal. Em consonância a essa informação, o autor afirma que para cumprirem adequadamente sua função, os sistemas de abastecimento de água (SAA) devem

ser planejados, projetados, implantados, operados e mantidos de forma a atender, continuamente, às demandas dos usuários em termos de quantidade e qualidade de água, do ponto de vista físico, químico e bacteriológico.

2.2 Unidades constituintes de um SAA

De acordo com Tsutiya (2006, p.9) os sistema de abastecimento público de água tem sua estrutura variada de acordo com as características locais e particulares. Mas de modo geral, são constituídos pelas seguintes unidades: o manancial, a captação, as adutoras (água bruta e água tratada), as estações elevatórias e/ou recalque, a estação de tratamento, os reservatórios e a rede de distribuição. A figura 1, apresenta um esquema geral de um sistema de abastecimento e suas respectivas unidades.

Figura 1 - Esquema geral de um sistema de abastecimento de água e suas respectivas unidades (em planta)



Fonte: (ORSINI, 1996 apud TSUTIYA, 2006, p. 17).

2.2.1 Manancial

Azevedo Netto *et al.* (1998, p. 476), afirma que os mananciais naturais de água, passíveis de aproveitamento para fins de abastecimento público, podem ser classificados em dois grandes grupos:

- a) Manancial subterrâneo: segundo o autor, entende-se por manancial subterrâneo todo aquele cuja água provenha totalmente dos interstícios do subsolo, podendo aflorar à superfície

(fontes, bicas d'água, etc) ou ser elevada artificialmente através de conjuntos motor-bomba (poços rasos, poços profundos, galerias de infiltração).

- b) Manancial superficial: é toda fonte de um manancial que escoar na superfície terrestre, compreendendo os córregos, ribeirões, rios, lagos, represas e reservatórios artificiais. (LIMA, 2008 p. 19).

2.2.2 Captação

Consiste na estrutura e dispositivos, responsável pela extração de água do manancial, a fim de torná-la disponível para seu transporte para os locais de utilização. (HELLER, 2010, p. 74).

2.2.3 Adutora

Segundo Heller (2010 p. 75) trata-se do conjunto de tubulações que se destina a transportar a água, interligando unidades de captação, estação elevatória, tratamento, reservação e redes de distribuição.

2.2.4 Estações elevatórias

Podem se mostrar necessárias quando a água necessita atingir níveis elevados, ou seja, segundo Tsutiya (2006, p. 10), trata-se do conjunto de obras e equipamentos destinados a recalcar a água para a unidade seguinte.

2.2.5 Estação de tratamento de água (ETA)

De acordo com Heller (2010 p.76), trata-se da unidade destinada a compatibilizar a qualidade da água bruta com os padrões de potabilidade, assim protegendo a saúde da população consumidora. Quanto aos processos de tratamento adotados para a purificação da água, Azevedo Netto *et al.* (1998, p. 483), cita os principais relacionando-os abaixo:

- a) Micro-peneiramento: é o processo adotado que tem a função de reter os sólidos finos não coloidais em suspensão, por exemplo, as algas;

- b) Aeração: é o processo pelo qual uma fase gasosa, normalmente o ar, e a água são colocadas em contato, com a finalidade de transferir substâncias voláteis da água para o ar e substâncias voláteis do ar para água, de forma a obter o equilíbrio entre as substâncias químicas presentes. Este processo se justifica caso a água a ser tratada apresente carência ou excesso de gases e substâncias voláteis intercambiáveis. Geralmente o processo se aplica em águas que não estão em contato com o ar, como as águas subterrâneas. (SOUZA e PERRONE, [20-?]). Azevedo Netto *et al.* (1998), cita que os principais tipos de aeradores encontrados na prática são os aeradores: por gravidade (do tipo cascata e de taboleiros), de repuxo, ar difuso e mecânicos;
- c) Coagulação e floculação: segundo Souza e Perrone [20-?], coagulação trata-se de um processo químico do coagulante na água com a função de aglomerar as impurezas que se encontram em suspensões finas, em estado coloidal, em partículas sólidas que possam ser removidas por sedimentação ou filtração. Segundo os autores, a floculação é o processo pelo qual as partículas em estado de equilíbrio eletrostaticamente instável no seio da massa líquida são forçadas a se movimentar, a fim de que sejam atraídas entre si, formando flocos. De acordo com Azevedo Netto *et al.* (1998), todo processo de tratamento químico e preparação da água para a decantação e filtração compreende duas fases distintas: fases de mistura, que consiste na adição dos compostos químicos ou reagentes efetuada no próprio dispositivo de medição de vazão (calha Parshall) ou em câmaras especiais de mistura rápida com agitadores mecânicos; e a fases de formação dos flocos e seu desenvolvimento ou condicionamento, realizada em câmara de agitação lenta ou floculadores hidráulicos (chicanas com movimento horizontal ou vertical) ou mecânicos (de eixo central ou de eixo horizontal);
- d) Decantação / sedimentação: trata-se do processo de separação de partículas sólidas (flocos) suspensas na água, ou seja, as partículas mais pesadas que a água tenderão a cair para o fundo do tanque decantador sedimentando-as. (AZEVEDO NETTO *ET AL.*, 1998);
- e) Filtração: trata-se do processo que tem como principal função a "retenção física de partículas e microorganismos que não foram removidos no decantador. Na filtração ocorre o processo de coagem e de absorção, isto é, adesão das impurezas nos grãos do leito filtrante". (SOUZA e PERRONE [20-?]);

- f) Desinfecção: a desinfecção da água para fins de abastecimento, segundo Azevedo Netto *et al.* (1998, p. 486), constitui medida que, em caráter corretivo ou preventivo deve ser obrigatoriamente adotada em todos os sistemas públicos. Somente com esse processo é que poderá garantir a qualidade da água, do ponto de vista de saúde pública;
- g) Tratamento por contato: consiste em promover o contato da água com um leito material predeterminado a fim de reter substâncias indesejáveis presentes na água. (AZEVEDO NETTO *ET AL.*, 1998 p. 486);
- h) Controle da corrosão: segundo Azevedo Netto *et al.* (1998, p. 486), consiste na adição de determinados produtos (cal, carbonato de sódio, metafosfato, silicato, etc) às águas de abastecimento, a fim de minimizar o seu efeito corrosivo. Souza e Perrone [20-?], complementa relacionando a fluoretação como um dos processos de tratamento adotados para a purificação da água. Neste contexto, menciona que o objetivo desse processo é auxiliar a produção natural de dentes mais resistentes, prevenindo a cárie dentária.

2.2.6 Reservatórios

Segundo Heller (2010, p. 76), são unidades destinadas a compensar as variações, entre as vazões de produção.

2.2.7 Rede de distribuição

É a unidade do sistema de abastecimento constituído por um conjunto de tubulações e peças especiais, destinada a conduzir a água tratada para os pontos de consumo de forma contínua, em quantidade e pressão recomendada. (AZEVEDO NETTO *ET AL.* 1998, p. 492).

Ainda relacionado as unidades componentes de um SAA, segundo ANA (2010, p. 37) e Heller (2010, p.78), estas podem ser agrupadas em três unidades:

1. Unidades de produção de água tratada: unidades implantadas a montante do primeiro reservatório do sistema, iniciando-se no manancial/captação, passando pela adução de água bruta, estação elevatória, tratamento;

2. Unidades de transporte: conjunto de unidades composta pela adução de água tratada e estação elevatória de água tratada e;
3. Unidades de distribuição: incluem os reservatórios e a rede de distribuição.

2.3 Concepção de instalações de SAA

2.3.1 Definição

Segundo Tsutiya (2006, p. 9), entende-se por concepção de sistema de abastecimento de água, o conjunto de estudos e conclusões referentes ao estabelecimento de todas as diretrizes, parâmetros e condições necessárias e suficientes para a caracterização completa do sistema a ser projetado.

Para a NBR 12211/92 (ABNT, 1992), conceito de estudo de concepção é definido como o estudo de arranjos, sob os pontos de vista qualitativo e quantitativo, das diferentes unidades de um sistema, organizadas de modo a formarem um todo integrado, para a escolha da melhor solução sob os pontos de vista técnico, econômico, financeiro e social (concepção básica).

2.3.2 Elementos e atividades condicionantes

Para que o estudo de concepção possa ser feito é necessário o cumprimento dos elementos e atividades fixadas pela ABNT (1992) por meio da NBR 12211/92.

1. Elementos necessários:

- a) Definição do objetivo de estudo;
- b) Definição do grau de detalhamento e de precisão do estudo de concepção em geral e das partes constituintes do sistema;
- c) Aspectos e condições econômicas e financeiras condicionantes;
- d) Definição de condições e parâmetros locais.

2. Atividades necessárias:

- a) Configuração topográfica e característica geológica da região;

- b) Consideração dos consumidores a serem atendidos e sua distribuição na área a abastecer;
- c) Determinação da quantidade de água exigida e vazões de dimensionamento;
- d) Integração com eventual sistema já existente;
- e) Pesquisa e definição dos mananciais abastecedores que apresentem condições sanitárias satisfatórias;
- f) Total compatibilidade entre as partes do sistema proposto;
- g) Condição do método de operação do sistema;
- h) Definição e divisão das obras em etapas para implantação do sistema;
- i) Comparação técnico-econômica entre as opções de concepção;
- j) Viabilidade econômica-financeira da concepção básica.

Azevedo Netto *et al.* (1998) relata que essas obras deverão ter a sua capacidade determinada tanto para as necessidades atuais, quanto para o atendimento futuro da comunidade, prevendo-se a construção por etapas. Id. (1998) completa dizendo que o período de atendimento das obras projetadas, também chamado de alcance do plano, varia normalmente entre 10 a 30 anos.

Além dos elementos e atividades citadas acima, a serem consideradas nos estudos para a concepção e elaboração de um projeto técnico adequado para implantação ou ampliação de um sistema de abastecimento de água, Dambros (2013, p.18), complementa mencionando que esses estudos devem ser precedidos de um diagnóstico técnico e ambiental da área em estudo considerando situação atual e futura, plano diretor do município e da bacia hidrográfica. Neste contexto, o autor finaliza informando que devem ser levantadas também informações sobre os fatores intervenientes no funcionamento do sistema, população a ser abastecida, vazão de demanda, tempo e área de alcance do projeto, identificação de pontos mais desfavoráveis ao abastecimento e outros dados julgados necessários conforme as particularidades locais.

2.4 Concepção de instalações de SAA por captação de água superficial

Em se tratando especificamente da concepção de instalações de Sistemas de Abastecimento de Água (SAA) de captação em curso d'água de superfície, além dos elementos e atividades prescritas pela ABNT (1992), por meio da NBR 12211/92, e citadas no item 2.3.2, vários outros fatores devem ser considerados, dentre eles:

2.4.1 Demanda e consumo de água para instalações de SAA

Para a concepção de um projeto de implantação ou ampliação de sistemas de abastecimento de água, a previsão de vazão de demanda torna-se premissa básica. Portanto, segundo Tsutiya (2006), complementa afirmando que o dimensionamento das partes de um sistema de abastecimento (tubulações, estrutura e equipamentos) são função das vazões de água, que por sua vez dependem do consumo médio *per capita* por habitante, da estimativa do número de habitantes, das variações de demanda, e de outros consumos que podem ocorrer na localidade a ser abastecida.

2.4.1.1 Consumo *per capita*

Segundo Yassuda e Nogami (1987, p. 110), numa cidade com sistema de água em funcionamento regular, obtêm-se o valor do consumo médio *per capita*, dividindo-se o volume total de água distribuída durante um ano, por 365, e pelo número da população abastecida, conforme apresentado na equação (2.1). É expresso geralmente em litros por habitante por dia (L/hab.dia). Assim, conceitualmente, o consumo *per capita* pode ser representado pela seguinte equação:

$$q_{pc} = \frac{\text{Volume distribuído anual (m}^3\text{)}}{365 \cdot \text{população abastecida (hab)}} \cdot 1000 \quad (2.1)$$

Segundo Heller e Pádua (2010, p.126) o consumo *per capita* representa a média diária, por habitante, dos volumes requeridos para satisfazer aos consumos de demanda das cinco categorias: doméstico, comercial, industrial, público, além das perdas no sistema.

No Brasil são poucos os dados divulgados, que resultaram de medições sistemáticas e seguras, associadas a levantamentos cuidadosos de população. As condições indispensáveis para um estudo criterioso, são a continuidade de medição da água aduzida para a cidade (feita por meio de aparelhos apropriados) e a existência de um sistema que seja capaz de fornecer água ininterruptamente aos consumidores, sem necessidade de forçar a restrição do consumo. Se isto ocorrer por deficiência de água nos mananciais, insuficiência de equipamentos e instalações, frequentes interrupções de energia elétrica, ou ainda de má operação do sistema, os resultados poderão ser falhos. (YASSUDA e NOGAMI, 1987, p. 110).

De modo geral, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT, 1990 apud Fernandes Neto, 2003, p. 13) menciona que na impossibilidade de obtenção de dados históricos de medição dos consumos médio *per capita*, a demanda deve ser estabelecida a partir de cidades de características semelhantes.

Diante dessa afirmação, Yassuda e Nogami (1987, p.110) complementa, que para cidades que ainda não são providas de qualquer sistema distribuidor, relatam que devem ser utilizados dados mais ou menos consagrados de consumo médio *per capita*, para se calcular a quantidade de água necessária no decorrer de determinado período de tempo. Portanto, nessas situações, Andrade (2004, p.19), apresenta os valores de consumo que poderão ser usados no projeto, os quais estão relacionado com intervalos de população, conforme apresentados na tabela 1.

Tabela 1 - Consumo médio de água *per capita*

Habitantes	Litros/hab.dia
Até 50.000	150
De 50.000 até 500.000	200
De 500.000 até 3.000.000	250
De 3.000.000 até 10.000.000	300
Acima de 10.000.000	350

Obs.: para população flutuante, adotar o consumo de 100 L/hab.dia.

Fonte: (Adaptado de ANDRADE, 2004, p. 19).

2.4.1.2 Fatores que afetam o consumo

O consumo de água, segundo Azevedo Netto *et al.* (1998, p. 466), é função de uma série de fatores inerentes à própria localidade a ser abastecida e pode variar de cidade para cidade, assim como pode variar de um setor de distribuição para outro, numa mesma localidade.

CESTESB (1978); Azevedo Netto *et al.* (1985); Sperling (1996) e FUNASA (1999) apud Fernandes Neto (2003, p. 13) cita os principais fatores que podem influenciar no parâmetro do consumo de água:

- a) Nível socioeconômico da população;
- b) Clima;
- c) Porte, característica e topografia da cidade;
- d) Percentual de hidrometração e custo da tarifa;
- e) Existência de rede coletora de esgotos;

f) Administração do sistema de abastecimento de água;

Azevedo Netto *et al.* (1998, p. 466), menciona complementando os fatores que podem influenciar no consumo de água:

- g) Pressão na rede de distribuição;
- h) Consumo comercial;
- i) Consumo industrial;
- j) Consumo público;
- k) Qualidade da água (sabor, odor e cor)
- l) Perdas no sistema e;
- m) Outros fatores.

2.4.2 Variações de consumo para instalações de SAA

Em um SAA, a quantidade de água consumida varia continuamente em função do tempo, das condições climáticas, hábitos da população, etc. De modo geral, para o abastecimento de água de uma determinada área ocorrem variações anuais, mensais, diárias, horárias e instantâneas do consumo de água: (TSUTIYA, 2006, p. 51):

- a) Variação anual: o consumo de água tende a crescer com o decorrer do tempo, devido ao aumento populacional e, às vezes, o aumento do consumo *per capita* é devido a melhoria dos hábitos higiênicos da população e do desenvolvimento industrial;
- b) Variação mensal: nos meses de verão, o consumo supera o consumo médio, enquanto que, no inverno, o consumo é menor;
- c) Variação diária: o consumo diário geralmente é maior ou menor que o consumo médio diário anual, sendo que o consumo é maior no verão, e menor no inverno;
- d) Variação horária: o consumo varia com as horas do dia, geralmente o maior consumo ocorre entre às 10 às 12 horas;
- e) Variação instantânea: ocorrem nas extremidades da rede, quando atendem a prédios desprovidos de reservatório domiciliar.

Segundo Id. (2006, p. 51), dentre essas diversas variações no consumo de água, os mais importantes para o dimensionamento e operação dos sistemas de abastecimento de água

são as variações diárias e horárias, os quais serão apresentadas nos itens abaixo com mais detalhes:

2.4.2.1 Variações diárias

Segundo Yassuda e Noguami (1987, p. 116), corresponde ao volume distribuído no ano dividido por 365, possibilitando conhecer a vazão média diária anual.

Tsutiya (2006, p. 52), relata que para se obter o coeficiente (K_1), é necessário aplicar a relação entre o maior consumo diário verificado no período de um ano, e o consumo médio diário neste mesmo período, considerando-se sempre as mesmas ligações, conforme apresentada na equação (2.2).

$$K_1 = \frac{\text{maior consumo diário no ano}}{\text{consumo médio diário no ano}} \quad (2.2)$$

Esse coeficiente (K_1) é utilizado na composição da vazão de dimensionamento das unidades do sistema que antecedem o reservatório de distribuição, ou seja, as unidades de captação, adutoras, elevatórias de água bruta, estações de tratamento, elevatórias de água tratada. (ANDRADE, 2004, p. 20).

Na tabela 2, adaptada de Tsutiya (2006, p. 53) são apresentados os coeficientes (K_1) obtido em medições ou recomendadas para projeto, por diversos autores ou entidades.

Tabela 2 - Coeficiente do dia de maior consumo (K_1)

Autor/Entidade	Local	Ano	Coeficiente (K_1)	Condições de obtenção do valor
DAE	São Paulo - Capital	1960	1,50	Recomendação para projeto
Azevedo Netto	Brasil	1973	1,1 - 1,5	Recomendação para projeto
Yassuda e Noguami	Brasil	1976	1,2 - 2,0	Recomendação para projeto
Orsini	Brasil	1996	1,2	Recomendação para projeto
Azevedo Netto <i>et al.</i>	Brasil	1998	1,1 - 1,4	Recomendação para projeto
Tsutiya	RMSP - Setor Lapa	1989	1,08 - 3,8	Medições em sistemas operando há vários anos

Fonte: (Adaptado de TSUTIYA, 2006 p. 53).

2.4.2.2 Variações horárias

Segundo Tsutiya (2006, p. 52), para se obter o coeficiente (K_2), é necessário aplicar a relação entre a maior vazão horária observada num dia e a vazão média horária do mesmo dia, conforme apresentado na equação (2.3).

$$K_2 = \frac{\text{maior vazão horária no dia}}{\text{vazão média do dia}} \quad (2.3)$$

Na tabela 3, são apresentados os coeficientes (K_2) obtidos em medições ou recomendadas para projeto, por diversos autores ou entidades.

Tabela 3 - Coeficiente da hora de maior consumo (K_2)

Autor/Entidade	Local	Ano	Coeficiente (K_2)	Condições de obtenção do valor
Azevedo Netto	Brasil	1973	1,5	Recomendação para projeto
Yassuda e Nogami	Brasil	1976	1,5 - 3,0	Recomendação para projeto
Orsini	Brasil	1996	1,5	Recomendação para projeto
Azevedo Netto <i>et al.</i>	Brasil	1998	1,5 - 2,3	Recomendação para projeto
Tsutiya	RMSP - Setor Lapa	1989	1,5 - 4,3	Medições em sistemas operando há vários anos

Fonte: (Adaptado de TSUTIYA, 2006 p. 54).

2.4.3 Período de projeto

O projeto de um sistema de abastecimento de água, para uma cidade deve levar em consideração a demanda que se verificará numa determinada época em virtude e em razão de sua população futura. Admitindo ser esta última variável e crescente, com o decorrer dos anos, é fundamental fixar a época até o final a qual o sistema poderá funcionar satisfatoriamente, sem sobrecargas nas instalações ou deficiências na distribuição. (YASSUDA e NOGAMI, 1987, p. 119).

O tempo que decorre até atingir essa época define o período de projeto.

O período de projeto, segundo Andrade (2004, p. 22), pode estar relacionado à durabilidade ou vida útil das obras e equipamentos, ao período de retorno dos financiamentos, ou a outras razões específicas. Yassuda e Nogami (1987, p. 119), cita que os problemas relativos às dificuldades de ampliação de determinadas estruturas ou partes do sistema, como também o custo do capital a ser investido e o ritmo de crescimento das populações são aspectos a serem igualmente considerados.

Para Garcez (1976, p. 38) também descreve alguns aspectos ou fatores que devem ser levados em consideração, os quais definirão o período de projeto:

- a) Vida útil das instalações e equipamentos e rapidez com que se tornam obsoletos;
- b) Maior ou menor dificuldade de extensão ou ampliação das instalações;
- c) População futura: características de crescimento;

- d) Taxa de juros e amortização do empréstimo;
- e) Nível econômico da população;
- f) Facilidades ou dificuldades na obtenção de financiamentos;
- g) Diminuição do poder aquisitivo do dinheiro no período do empréstimo;
- h) Funcionamento da instalação nos primeiros anos quando trabalha com folga.

Na tabela 4, Garcez (1976, p.39) apresenta os dados médios para período de projeto das obras.

Tabela 4 - Dados médios para período de projeto

Tipo de instalação	Características especiais	Período de projeto em anos
Grandes barragens e adutoras	Ampliação difícil e dispendiosa	25 a 40
Poços, sistema distribuidor, filtros e decantadores	Ampliação fácil	15 a 20
Encanamentos de diâmetro superior a 0,30m	Substituição dispendiosa	20 a 25
Encanamentos de diâmetro igual ou inferior a 0,30m	Substituição fácil e de pequeno custo	15 a 20
Edifícios, reservatórios	Ampliação difícil	30 a 40
Maquinária e equipamentos	Tornam-se rapidamente obsoletos	10 a 20

Fonte: (Adaptado de GARCEZ, 1976, p.39).

Yassuda e Nogami (1987, p. 119), menciona que no Brasil "raramente se admitem períodos superiores a 25 ou 30 anos. É comum adotar-se o período de 20 anos para as instalações pequenas e médias, comuns no interior do país, e indistintamente para todas as partes constitutivas do sistema".

2.4.4 Estudos da projeção da população da área de projeto

As obras de sistemas de abastecimento de água das cidades devem ser projetadas para atender a uma determinada população, em geral maior que a atual, em consonância ao crescimento demográfico do período de projeto fixado. (TSUTIYA, 2006, p. 57).

Segundo o autor, se as obras previstas no projeto forem construídas para atender o período ou horizonte de projeto, nos anos iniciais haverá grande ociosidade o que significa onerar a população atual. Para que tal situação não aconteça, as obras que podem ser subdivididas deverão ser executadas em etapas, de forma que a disponibilidade de obras acompanhe o mais próximo possível a curva de demanda da cidade.

Para Alcantara (2002 apud Tsutiya 2006), a projeção da população para dimensionamento de um sistema de abastecimento de água deve levar em consideração as

especificidades da área de projeto, suas características sócio-econômicas, urbanísticas e a dinâmica na ocupação do solo.

2.4.4.1 Métodos para o estudo demográfico

Segundo Tsutiya (2006) existem diversos métodos aplicáveis para o estudo demográfico. Porém, o autor destaca os seguintes métodos:

- a) Método dos componentes demográficos;
- b) Métodos matemáticos;
- c) Método de extrapolação gráfica.

2.4.4.1.1 Método dos componentes demográficos

Esse método, segundo Tsutiya (2006), considera a tendência passada verificada pelas variáveis demográficas: fecundidade, mortalidade e migração, e são formuladas hipóteses de comportamento futuro. E expressão geral da população de uma comunidade, em função do tempo, pode ser expressa da seguinte forma:

$$P = P_0 + (N - M) + (I - E) \quad (2.4)$$

Em que:

P: população na data *t*;

*P*₀: população na data inicial *t*₀;

N: nascimentos (no período *t - t*₀);

M: óbitos;

I: imigrantes no período;

E: emigrantes no período;

N - M: crescimento vegetativo no período;

I - E: crescimento social no período.

O método dos componentes parte de uma divisão da população de base em grupos ou subgrupos homogêneos. (TSUTIYA, 2006).

Essa expressão, segundo Andrade (2004), pela dificuldade de obtenção de seus parâmetros não tem uso prático.

2.4.4.1.2 Métodos matemáticos

2.4.4.1.2.1 Método da progressão aritmética

Este método pressupõe uma taxa de crescimento constante para os anos que se seguem, a partir de dados conhecidos, por exemplo, a população do último censo.

De acordo com Andrade (2004), o procedimento de cálculo pode ser realizado em três etapas:

- é necessário primeiramente conhecer os dados censitários correspondentes a duas datas anteriores t_0 , com a sua população P_0 e t com a sua população P .
- calcula-se o incremento populacional nesse período pela equação (2.5);

$$r = \frac{P - P_0}{t - t_0} \quad (2.5)$$

- a população na data futura t_x deverá ser calculada pela equação (2.6);

$$P_x = P_0 + r \cdot (t_x - t_0) \quad (2.6)$$

Este método admite que a população varie linearmente com o tempo e pode ser utilizado para a previsão populacional para um período pequeno, de 1 a 5 anos. Para previsão muito longo, torna-se acentuada a discrepância com a realidade histórica, uma vez que o crescimento é pressuposto ilimitado. (TSUTIYA, 2006).

2.4.4.1.2.2 Método da progressão geométrica

Tsutiya (2006), relata que este método considera para iguais períodos de tempo, a mesma porcentagem de aumento da população.

De acordo com Andrade (2004), o procedimento de cálculo pode ser realizado em três etapas:

- é necessário primeiramente conhecer os dados censitários correspondentes a duas datas anteriores t_0 e t ;
- determina-se a razão de crescimento geométrico no período conhecido pela equação (2.7);

$$q = \sqrt[t-t_0]{\frac{P}{P_0}} \quad (2.7)$$

- a população, no tempo t_x , deverá ser calculada pela equação (2.8);

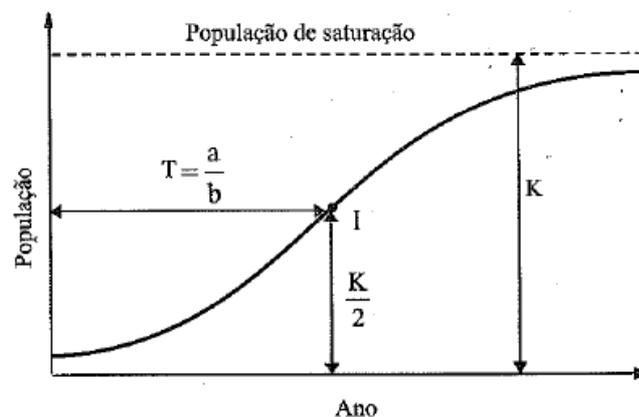
$$P = P_0 \cdot (q)^{t_x-t} \quad (2.8)$$

2.4.4.1.2.3 Método da curva logística

Este método, segundo Tsutiya (2006), admite-se que o crescimento da população obedece a uma relação matemática do tipo curva logística, nos quais a população cresce assintoticamente em função do tempo para um valor limite de saturação (K).

Conforme apresentado na figura 2, a curva logística possui três trechos distintos: o primeiro corresponde a um crescimento acelerado, o segundo a um crescimento retardado e o último a um crescimento tendente à estabilização. Entre os dois primeiros trechos há um ponto de inflexão. (TSUTIYA, 2006).

Figura 2 - Curva logística



Fonte: (TSUTIYA, 2006, p. 60).

De acordo com Andrade (2004), o procedimento de cálculo pode ser realizado em duas etapas:

- é necessário primeiramente conhecer três pontos censitários cronologicamente equidistantes: P_0 , P e P_1 , correspondente a três datas anteriores: t_0 , t e t_1 ,
- adota-se, como curva de desenvolvimento populacional, uma curva definida por esses três pontos censitários e que obedeça à equação (2.9) apresenta abaixo:

$$P = \frac{K}{1 + (2,718)^{a-b \cdot t}} \quad (2.9)$$

Em que:

a: é um valor tal que para $t = a/b$ ocorre uma inflexão ou mudança no sentido da curvatura;

b: é a razão de crescimento da população;

K: é o valor de saturação ou o limite de *P*;

t: é contato em décadas, a partir de t_0 .

Resultando das equação (2.10), (2.11) e (2.12):

$$K = \frac{2 \cdot P_0 \cdot P \cdot P_1 - (P)^2 \cdot (P_0 + P_1)}{P_0 \cdot P_1 - (P)^2} \quad (2.10)$$

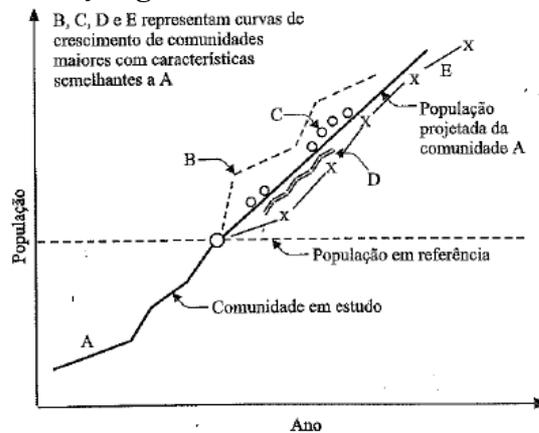
$$a = \frac{1}{0,4343} \cdot \log \left(\frac{K - P_0}{P_0} \right) \quad (2.11)$$

$$b = \frac{1}{0,4343 \cdot d} \cdot \log \left[\frac{P \cdot (K - P_0)}{P_0 \cdot (K - P)} \right] \quad (\text{em que } d \text{ é expresso em décadas}) \quad (2.12)$$

2.4.4.1.3 Método da extrapolação gráfica

Segundo Tsutiya (2006, p. 60), trata-se de um método utilizado para estimar a população por um período grande. De acordo com Andrade (2004, p. 25), consiste no traçado de uma curva arbitrária, que se ajusta aos dados já observados, de populações de outras comunidades com características semelhantes ao estudo, mas que tenham uma população maior, sem se procurar em estabelecer a equação dessa curva, conforme apresentado na figura 3.

Figura 3 - Previsão da população por extração gráfica



Fonte: (TSUTIYA, 2006, p. 60).

Andrade (2004, p. 25) salienta que este método requer uma escolha criteriosa de dados a serem utilizados como paradigmas, levando-se em conta as condições de semelhança entre os respectivos fatores de desenvolvimento.

2.4.5 População Flutuante

Segundo Tsutiya (2006) trata-se da população que se estabelece no núcleo urbano por curtos períodos de tempo, como no caso dos municípios de veraneio, estâncias climáticas e hidrominerais.

A avaliação da população flutuante, sendo o autor, pode ser feita a partir de informações do censo demográfico discriminando os domicílios por tipo de ocupação: residencial, ocasional, fechado e vago, permitindo estimar a proporção entre os domicílios de uso ocasional e os de uso residencial. Outras fontes para realizar esta avaliação são as séries de informações sobre o consumo de energia elétrica das concessionárias de energia elétrica, que conta com informações detalhadas para significativa parte dos municípios, e sua cobertura e geralmente bastante elevada. (TSUTIYA, 2006).

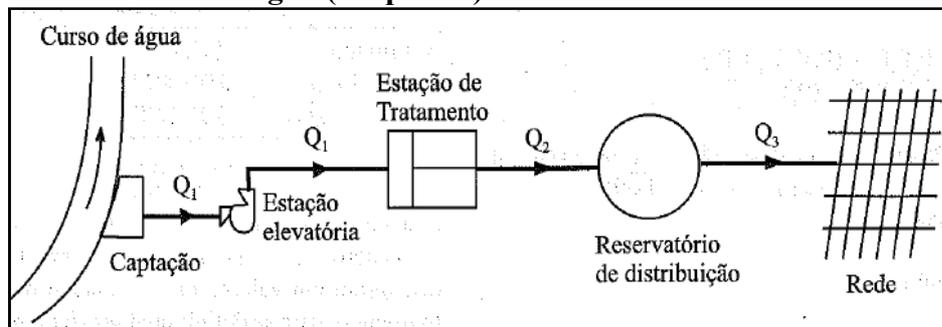
2.4.6 Vazões de dimensionamento das partes principais de um SAA

O dimensionamento das partes de um sistema público de abastecimento de água, deve ser feito para as condições de demanda máxima, para que o sistema não funcione com deficiência durante algumas horas do dia ou dias do ano. (TSUTIYA, 2006).

Portanto, para critérios e parâmetros da determinação da vazão das unidades de produção de água tratada (captação, estação elevatória e adutora até a ETA) deve considerar geralmente um acréscimo de consumo de certa de 1 a 5% em relação ao volume tratado, correspondente a lavagem dos filtros e decantadores. (TSUTIYA, 2006).

Diante dos conceitos expostos acima, possibilita apresentar a equação de cálculo da vazão para a unidade de produção de água tratada (captação, estação elevatória e adutora até a ETA), apresentado por Heller *et al.* (2010, p. 111) e representado na figura 4.

Figura 4 - Esquema das vazões das partes de um sistema de abastecimento de água (em planta)



Fonte: (TSUTIYA, 2006, p. 64).

Heller *et al.* (2010, p. 110), destaca que a equação de cálculo (2.14) para a vazão da unidade de produção de água tratada deriva da equação da vazão média (2.13) dada por:

$$\bar{Q} = \frac{P \cdot qpc}{86400} \quad (2.13)$$

Em que:

\bar{Q} : vazão média (L/s);

P : população da área abastecida (hab.);

q : consumo per capita (L/hab.dia);

$$Q_{dim} = \frac{\bar{Q} \cdot K_1 \cdot 24}{t} \cdot \left(1 + \frac{q_{ETA}}{100} \right) \cdot Q_{esp} \quad (2.14)$$

Em que:

Q_{dim} : vazão de dimensionamento (L/s);

\bar{Q} : vazão média (L/s);

t : período de funcionamento da unidade de produção (h);

q_{ETA} : consumo da ETA(%).

K_1 : coeficiente do dia de maior consumo;

Q_{esp} : vazão específica de grandes consumidores (indústrias, comércios, etc);

2.4.7 Manancial e o sistema de captação de água bruta

2.4.7.1 Manancial superficial

Segundo Giansante (2009), manancial superficial é a bacia hidrográfica, constituída pelo seu solo e pela rede hídrica composta por cursos d'água, lagos e represas.

Tsutiya (2006, p. 9) relata que as águas desses mananciais deverão possuir a qualidade adequada sob o ponto de vista físico, químico, biológico e bacteriológico, e fornecer vazão suficiente para atender a demanda de água no período de projeto. Porém, para cumprir com essa questão, deve ser realizado estudos hidrológicos do manancial, com o objetivo de verificar sua disponibilidade hídrica.

Neste contexto, a ANA (2010, p. 30), relata que o conceito de disponibilidade hídrica superficial, se refere à quantidade de água disponível no manancial associada a uma probabilidade de ocorrência. Visto assim, para verificar, bem como, determinar a disponibilidade hídrica superficial de um manancial, deve-se aplicar a seguinte equação:

$$DHS = K \cdot Q_{referência} \quad (2.15)$$

Em que:

DHS : disponibilidade hídrica superficial;

K : função do tipo de captação e da necessidade de se ter a jusante da seção de retirada uma vazão ecológica (ou de restituição, ou de saneamento): no caso de vazões captadas a fio d'água, usualmente considera-se um coeficiente de ajuste de $K = 0,85$, sugerindo que a eficiência média na captação seja em torno de 85%. Já em caso das vazões regularizadas, usualmente adota-se um valor de ajuste de $K=1,0$;

$Q_{referência}$: vazões naturais de referência em cada seção de captação.

Visto assim, Azevedo Netto *et al.* (1998, p. 477) complementa relatando que esses mananciais deverão ser capazes de suprir a comunidade por um período considerado razoável do ponto de vista técnico econômico (no mínimo a primeira etapa das obras, ou seja, 5 a 10 anos posteriores à implantação das mesmas).

Giansante (2009), menciona que o manancial além de ter disponibilidade hídrica suficiente para abastecer a cidade no início, meio e fim de plano, deve também possuir disponibilidade hídrica (sobra) para manter o ecossistema aquático e proporcionar eventualmente outros usos a jusante.

2.4.7.2 Sistema de captação de água superficial direta ou a fio d'água

De acordo com a ABNT (1992, p.1), por meio da NBR 12213/92, sistema de captação de águas superficiais trata-se do "conjunto de estruturas e dispositivos, construídos ou montados junto a um manancial, para a retirada de água destinada a um sistema de abastecimento".

Yassuda e Nogami (1987) relata que as obras de captação em cursos d'água devem ser projetadas e construídas de forma que, em qualquer época do ano, sejam asseguradas condições da quantidade e qualidade da água.

Esses projetos, bem como, as obras construídas devem ter como premissas a facilidade de operação e manutenção ao longo do tempo. (YASSUDA e NOGAMI, 1987).

De modo geral, Tsutiya (2006), descreve os principais cuidados a serem observados para a escolha do local de captação:

- Evitar locais sujeitos à formação de bancos de areia;
- Evitar locais com margens instáveis;
- Local à salvo de inundações, proporcionando garantia de acesso todo o tempo;
- Condições topográficas e geotécnicas favoráveis.

Prince (2010, p. 330), cita que a captação direta ou a fio d'água trata-se de um dentre os cinco tipos de captação de águas superficiais existentes. Portanto, conceitualmente, Giansante (2009), relata que esse tipo de captação é a derivação d'água de um rio sem construção de barragens para possibilitar a regularização de vazões. Constitui como sendo a estrutura hidráulica mais simples e a que menos causa impacto ambiental.

Visto assim, (Id., 2009), relata que a vazão de captação ideal em relação a vazão disponível do manancial deve cumprir a seguinte condição:

$$Q_{\text{captação}} \leq 0,20 \cdot Q_{\text{manancial}}$$

Para o cálculo da vazão do manancial, segundo (Id., 2009) deve ser utilizado a equação (2.16), apresentada abaixo:

$$Q_{\text{manancial}} = 0,20 \cdot Q_{\text{min}} \quad (2.16)$$

Em que:

$Q_{\text{manancial}}$: vazão do manancial;

q_{min} : vazão específica mínima de cada região (L/s.km²) em relação ao clima, calor, etc.

Para o cálculo da vazão mínima, segundo (Id., 2009) deve ser utilizado a equação (2.17), apresentada abaixo:

$$Q_{\text{min}} = A \cdot q_{\text{min}} \quad (2.17)$$

Em que:

Q_{min} : vazão mínima (l/s);

A : área da bacia (km²);

q_{min} : vazão específica mínima de cada região (L/s.km²) em relação ao clima, calor, etc.

Os esquemas das instalações pode ser de muitas e variadas formas, pois depende das condições do curso d'água, variação de nível de água, topografia. etc. Neste contexto, Tsutiya (2006) relata que na maioria dos casos, as partes constituintes dos sistemas de captação de água superficial são:

2.4.7.2.1 Barragem, vertedor ou enrocamento

São obras executadas em curso d'água, ocupando toda a sua largura com o objetivo de elevar o nível de água a uma cota pré-determinada, de modo a garantir o nível mínimo da água para o bom funcionamento da captação e das bombas. (TSUTIYA, 2006, p. 78).

2.4.7.2.2 Tomada de água

Trata-se do conjunto de dispositivos destinado a conduzir a água do manancial para as demais partes constituintes da captação. (ABNT, 1992). Segundo a ABNT (1992) por meio da NBR 12213/92, esse conjunto de dispositivo deve obedecer às seguintes condições:

- A velocidade nos condutos livres e forçados não deve ser inferior a 0,60m/s;
- Nos casos em que possa ocorrer vórtice, deve ser previsto que evite a sua formação.

De acordo com Tsutiya (2006), a tomada de água pode ser de vários tipos:

- a) Tomada de água com barragem de nível, gradeamento, caixa de areia (desarenador) e estação elevatória: àquela em que o trecho entre o curso de água e o desarenador deve ser o mais curto possível;
- b) Tomada de água através de tubulação: segundo a ABNT (1992) por meio da NBR 12213/92, esse conjunto de dispositivo deve obedecer às seguintes condições:
 - Em cursos de água com transporte intenso de sólidos, deve haver, no mínimo, uma tubulação para cada variação de 1,50 metros do nível;
 - As tubulações devem ser ancoradas e protegidas contra a ação das águas;
 - As tubulações devem ser dotadas de válvulas para interrupção de fluxo, com possibilidade de fácil manobra.
- c) Tomada de água através de um canal: neste caso, o canal é desviado uma parte da água do rio para a captação;

d) Tomada de água diretamente por bombas: segundo a ABNT (1992) por meio da NBR 12213/92, esse tipo de dispositivo só é admitida, desde que obedecida a NBR 12214 e em qualquer dos seguintes casos:

- quando dispensável o desarenador;
- quando indispensável instalação de recalque para transferir água do manancial para o desarenador;
- tomada de água para população de projeto inferior a 10.000 habitantes, a critério do órgão contratante.

2.4.7.2.3 Grades e telas

Segundo a ABNT (1992) por meio da NBR 12213/92, trata-se de dispositivos obrigatórios em captações de águas superficiais. Servem para reterem materiais flutuantes ou em suspensão de maiores dimensões. As grades são constituídas de barras paralelas e destinam-se a impedir a passagem de materiais grosseiros. Já as telas, são compostas por fios formando malhas que tem a função de impedir a passagem de materiais flutuantes não retidos na grade. (TSUTIYA, 2006). De acordo com a ABNT (1992) por meio da NBR 12213/92, as grades grosseiras devem ser colocadas no ponto de admissão de água na captação, seguidas pelas grades finas e pelas telas.

2.4.7.2.4 Desarenador (caixa de areia)

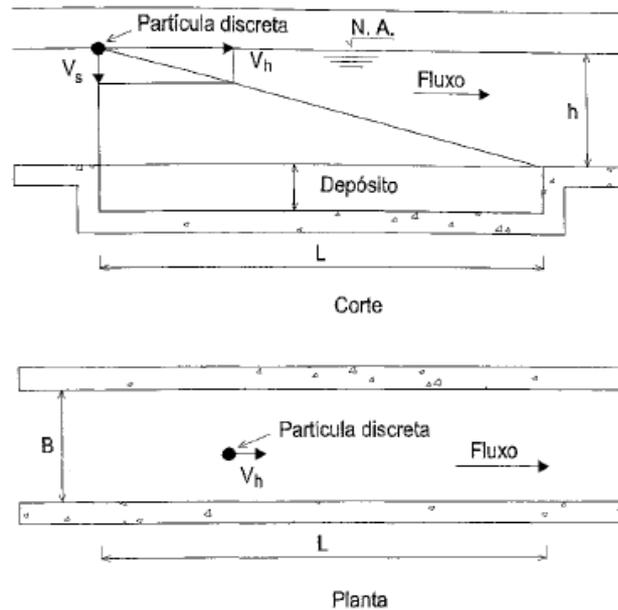
Segundo a ABNT (1992) por meio da NBR 12213/92, trata-se de dispositivos que deve ser instalado quando o curso de água apresenta transporte intenso de sólidos sedimentáveis e suspensão no manancial atinja valor igual ou superior a 1,0g/L por um período de tempo significativo. Deve ser instalado entre a tomada de água e a adutora. Segundo Tsutiya (2006), este dispositivo pode ser dispensado quando for comprovado que o transporte de sólidos sedimentáveis não é prejudicial ao sistema.

2.4.7.2.4.1 Dimensionamento do desarenador

O dimensionamento dos desarenadores, segundo Prince (2010, p. 362) consiste na determinação do comprimento (L) necessário para que o grão de areia que estiver entrando na parte superior do desarenador (situação mais desfavorável) nela fique retido ao final do seu

movimento descendente até o fundo do desarenador (devido à ação da gravidade), deslocamento vertical esse que ocorre simultaneamente ao movimento horizontal de que a partícula de areia também está dotada, como consequência do escoamento horizontal da água ao longo do desarenador.

Figura 5 - Desenho esquemático para dimensionamento de desarenador



Fonte: (PRINCE, 2010, p. 361)

Id. (2010, p. 363), menciona que quando um corpo está dotado de dois movimentos simultâneos perpendiculares entre si, os movimentos podem ser tratados de modo individual. Portanto, com base na figura 5 pode-se escrever:

- movimento vertical:
$$h = V_s \cdot t \rightarrow t = \frac{h}{V_s} \quad (2.18)$$

- movimento horizontal:
$$L = V_h \cdot t \rightarrow t = \frac{L}{V_h} \quad (2.19)$$

- equação da continuidade para a vazão:
$$Q = V_h \cdot (b \cdot h) \rightarrow V_h = \frac{Q}{(b \cdot h)} \quad (2.20)$$

Portanto, substituindo a equação 2.19 em 2.18 têm-se a seguinte expressão:

$$L = h \cdot \frac{V_h}{V_s} \quad (2.21)$$

Portanto, substituindo a equação 2.20 em 2.21 têm-se a seguinte expressão, a qual será utilizada para o cálculo do comprimento teórico do desarenador.

$$L = \frac{Q}{(b \cdot V_s)} \quad (2.22)$$

Em que:

V_h : velocidade horizontal de escoamento (m/s);

V_s : velocidade de sedimentação (m/s);

t : tempo que a partícula leva para depositar (s);

h : altura da lâmina d'água (m);

L : comprimento teórico do desarenador (m);

b : largura do desarenador (m);

Q : vazão de escoamento (m³/s).

Id. (2010), ressalta que a velocidade de sedimentação das partículas, varia em função do seu tamanho, assim através dos valores apresentados na tabela 5, é possível dimensionar facilmente qualquer caixa de areia, de conformidade com as menores partículas que se pretende eliminar.

Tabela 5 - Velocidade de sedimentação de partículas discretas, com peso específico de 2,65 g/cm³, em água parada a 10°C.

Diâmetro da partícula (mm)	1,00	0,80	0,60	0,50	0,40	0,30	0,20	0,15	0,10
Velocidade (cm/s)	10,0	8,3	6,3	5,3	4,2	3,2	2,1	1,5	0,8

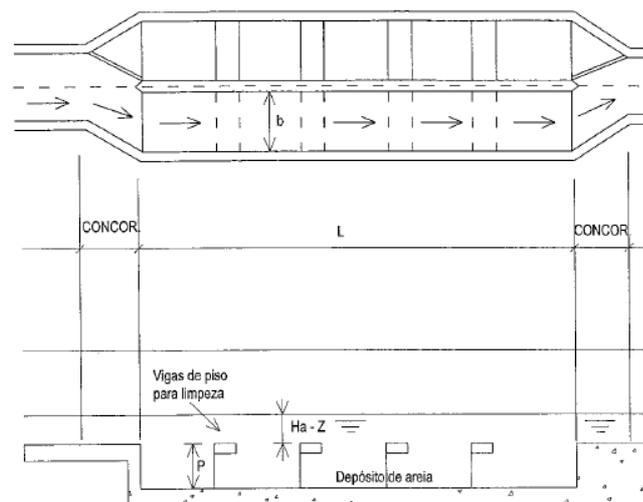
Fonte: (Adaptado de YASSUDA e NOGAMI, 1976 apud PRINCE, 2010, p. 363)

Do ponto de vista hidráulico, a altura da lâmina de água (h) dentro do desarenador é importante para evitar o arraste da areia depositada ou retida por sedimentação no desarenador, devendo possuir um valor mínimo que possibilite que a velocidade horizontal no desarenador não seja superior a 0,30 m/s, conforme recomendado pela ABNT através da NBR 12213/92.

A ABNT (1992), através da NBR 12213/92, prescreve as seguintes condições para a elaboração de projetos de desarenadores:

- são projetados com seção retangular em planta, sendo o seu comprimento pelo menos três vezes maior do que a sua largura, para minimizar a possibilidade de curto circuito da água no seu interior, conforme observado na figura 6.
- deve existir preferencialmente dois desarenadores dimensionados para a vazão total, de forma que um deles funcione como dispositivo de reserva;
- a velocidade crítica da sedimentação das partículas deve ser igual ou inferior a 0,021 m/s;
- a velocidade de escoamento horizontal deve ser igual ou inferior a 0,30 m/s;
- o tempo de sedimentação, desde a superfície até o fundo, deve ser igual ao tempo de escoamento horizontal da água, ou seja, 60 segundos (variando de 45 a 90 segundos);
- o comprimento do desarenador, obtido pela aplicação dos critérios anteriores, deve ser multiplicado por um coeficiente não inferior a 1,50.

Figura 6 - Planta e corte de um desarenador com duas células.



Fonte: (PRINCE, 2010, p. 361)

2.4.7.2.5 Adutoras

Segundo Tsutiya (2006 p. 10) adutora trata-se do conjunto de tubulações que se destina conduzir água entre as unidades que antecedem a rede de distribuição. No caso de existirem derivações de uma adutora destinada a conduzir água até outros pontos do sistema, constituindo tubulações secundárias, as mesmas recebem a denominação de subadutoras. (AZEVEDO NETTO *ET AL.* 1998, p. 481).

De acordo com Souza e Perrone [20-?], quando essas tubulações estão situadas entre a captação e a estação de tratamento é chamada de adução de água bruta. Porém, quando essas

tubulações está situada após o tratamento até o reservatório ou a rede de distribuição recebe a denominação de adução de água tratada.

Relacionada a energia utilizada para a movimentação da água as adutoras e subadutoras podem ser por gravidade (conduto livre ou conduto forçado), por recalque ou mistas (combinação das duas anteriores). (AZEVEDO NETTO *ET AL.*, p. 481).

As condições gerais e específicas para projeto de adutora de água para abastecimento público estão definidas pela ABNT por meio da NBR 12215/91.

2.4.7.2.5.1 Dimensionamento da adutora por recalque e de sucção

Os parâmetros a serem considerados para o dimensionamento de uma adutora por recalque são descritos por Yassuda e Nogami (1987, p. 377):

- a) vazão da adução ou dimensionamento (Q_{dim}), em m^3/s ;
- b) o comprimento da adutora (L) em metros;
- c) o desnível a ser vencido, (H_g) em metros;
- d) o material de fabricação do conduto, que determina a rugosidade das paredes.

Para o pré-dimensionamento da adutora por recalque, onde normalmente se utiliza o período de bombeamento diário menor que 24 horas por dia é feito através da fórmula de Forchheimer (2.23) apresentada por Andrade (2004, p.41), conforme equação abaixo:

$$D_r = 1,3 \cdot x^{0,25} \cdot \sqrt{Q_{dim}} \quad (2.23)$$

Em que:

D_r : diâmetro de recalque (m);

x : fração do dia;

Q_{dim} : vazão de dimensionamento ou recalque, resultante da aplicação da equação (2.14) (m^3/s).

Para a determinação da fração do dia é necessário a aplicação da equação (2.24):

$$x = \frac{\text{número de horas de bombeamento diário}}{24} \quad (2.24)$$

Andrade (2004, p.41), menciona que uma vez encontrado o diâmetro da adutora de recalque, o valor determinado é comparado com um diâmetro inferior e um diâmetro superior.

Para o pré-dimensionamento da adutora de sucção, Azevedo Netto *et al.* (1998, p. 285) e Vasconcelos (2014) menciona a inexistência de equação para a determinação do diâmetro de sucção, visto assim, usualmente adota-se um diâmetro comercial acima da tubulação de recalque dimensionado.

Além da equação apresentada anteriormente para o dimensionamento do diâmetro de recalque, Carvalho e Silva (2006, p. 90), menciona que pode-se adotar também para o dimensionamento dos diâmetros através do critério das chamadas velocidades econômicas, cujos limites são:

- a) Na sucção: $V_s \leq 1,5$ m/s;
- b) No recalque $V_r \leq 2,5$ m/s.

Segundo Id. (2006, p. 90), como valores médios pode-se adotar $V_s = 1,0$ m/s e $V_r = 2,0$ m/s. Adotadas as velocidades, o dimensionamento dos diâmetros é facilmente determinado pela equação da continuidade modificada (2.25 e 2.26) apresentada abaixo, já que se conhece a vazão, assim têm-se:

$$D_s = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{dim}}{\pi \cdot V_s}} \quad (2.25)$$

$$D_r = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{dim}}{\pi \cdot V_r}} \quad (2.26)$$

Em que:

D_s : diâmetro de sucção (m);

D_r : diâmetro de recalque (m);

Q_{dim} : vazão de dimensionamento (m^3/s);

V_s : velocidade econômica de sucção (m/s);

V_r : velocidade econômica de recalque (m/s);

2.4.7.2.6 Estações elevatórias de água bruta com bomba centrífuga

As estações elevatórias é uma das unidades essenciais dentro de um sistema de abastecimento. Segundo Tsutiya (2006, p. 10), trata-se do conjunto de obras e equipamentos destinados a recalcar a água para a unidade seguinte. Geralmente, há várias estações elevatórias em sistemas de abastecimento de água, tanto para o recalque de água bruta, como para o recalque de água tratada. Também é comum a estação elevatória, tipo "booster", que se destina a aumentar a pressão e/ou vazão em adutoras ou redes de distribuição.

As elevatórias de água bruta normalmente fazem parte das captações, e portanto, estão sujeitas às condições impostas pelos mananciais (nível e profundidade da lâmina d'água, distância entre a captação e a elevatória). (COELHO, 2010, p. 483).

Relacionado as bombas centrífugas trata-se de uma classes estabelecidas pelas normas e especificações do *Hydraulic Institute*, segundo Azevedo Netto *et al.* (1998, p. 11).

As condições gerais e específicas para projeto de estações elevatórias para abastecimento público estão definidas pela ABNT por meio da NBR 12214/92.

2.4.7.2.6.1 Dimensionamento da estação elevatória

Segundo Azevedo Netto *et al.* (1998, p. 270), o conjunto elevatório (bomba-motor) deverá vencer a diferença de nível entre os dois pontos mais as perdas de cargas por atrito de todo o percurso ao longo da canalização (perda de carga contínua) e perdas de cargas das peças (perdas localizadas).

a) Determinação da altura manométrica (H_{man})

Para a determinação da altura manométrica, citado por Azevedo Netto *et al.* (1998, p. 270), é necessário determinar primeiramente a altura geométrica. Portanto, a expressão se dá pela seguinte equação:

$$H_g = H_s + H_r \quad (2.27)$$

Em que:

H_g : altura geométrica, isto é, a diferença de nível;

H_s : altura de sucção, isto é, altura do eixo da bomba sobre o nível inferior;

H_r : altura de recalque, ou seja, altura do nível superior em relação ao eixo da bomba;

Relacionado a altura manométrica, a determinação é expressa pela seguinte equação:

$$H_{man} = H_g + h_{ft} \quad (2.28)$$

Em que:

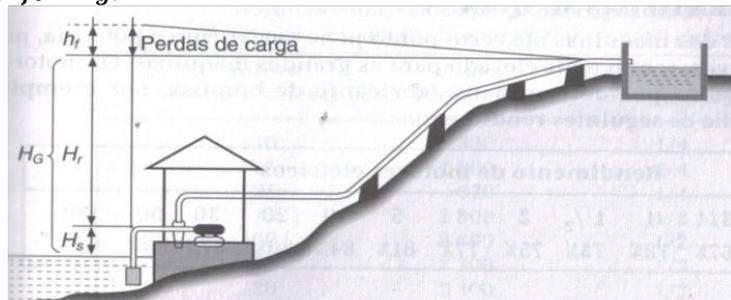
H_{man} : altura manométrica;

H_g : altura geométrica;

h_{hft} : perda de carga total.

A determinação da perda de carga total (h_{ft}), provém das determinações das perdas de cargas contínuas e localizadas das tubulações de sucção e recalque, conforme figura 7.

Figura 7 - Estação elevatória e suas respectivas alturas (h_{ft} e h_g)



Fonte: (Adaptado de AZEVEDO NETTO ET AL., 1998, p. 271).

Para avaliação da perda de carga contínua (h_{fc}), a norma brasileira recomenda a equação Universal, todavia, por facilidade de cálculo, ainda é comum o uso de equações empíricas, tal como a de Hazen-Williams, que podem apresentar resultados satisfatórios quando utilizadas dentro dos limites recomendados nos experimentos. (COELHO e BAPTISTA, 2010).

Nesse contexto, para a determinação da perda de carga contínua em tubos circulares, Azevedo Netto *et al.* (1998, p. 160) apresenta a equação (2.29) modificada, conhecida como Equação de Darcy:

$$h_{fc} = f \cdot \frac{L \cdot V^2}{D \cdot 2g} \quad (2.29)$$

Em que:

h_{fc} : perda de carga contínua (m);

f : coeficiente de atrito;

L : comprimento da canalização (m);

v : velocidade média (m/s);

g : aceleração da gravidade (9,8 m/s²).

Para a determinação da velocidade, é aplicado a equação da continuidade, dada por:

$$Q_{dim} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot V \quad (2.30)$$

Em que:

Q_{dim} : vazão de dimensionamento ou adução (m³/s)

D : diâmetro da tubulação de recalque (m);

V : velocidade média (m/s).

A equação (2.29), segundo Azevedo Netto *et al.* (1998, p. 160), pode ser apresentada em função da vazão Q (m³/s), conforme expressa pela equação:

$$h_{fc} = 0,0827 \cdot \frac{f \cdot L \cdot Q_{dim}^2}{D^5} \quad (2.31)$$

O coeficiente de atrito (f), sem dimensões, é função do número de Reynolds e da rugosidade relativa. O número de Reynolds qualifica o regime de escoamento em laminar,

turbulento ou numa forma de transição. (AZEVEDO NETTO *ET AL.*, 1998). Porém, para efeitos da determinação do coeficiente de atrito deve ser utilizado o diagrama de Moody, apresentado no Anexo A, figura 1. Portanto, para a utilização do diagrama é necessário a determinação do número de Reynolds e da espessura das asperezas da rugosidade interna do tubo em relação ao diâmetro.

Segundo Tsutiya (2006, p. 161) o número de Reynolds é dado pela equação (2.32) apresentada abaixo:

$$Re_y = \frac{VD\rho}{\mu} = \frac{VD}{\nu} \quad (2.32)$$

Em que:

Re_y : número de Reynolds, adimensional;

V : velocidade (m/s);

D : diâmetro da tubulação de recalque;

ρ : densidade do fluido (kg/m³);

μ : viscosidade dinâmica do fluido (N.s/m²);

ν : viscosidade cinemática do fluido (m²/s).

Quanto a espessura das asperezas da rugosidade interna do tubo (e) em relação ao diâmetro é descrita por Azevedo Netto *et al.* (1998, p. 160), através da seguinte equação (2.33):

$$\frac{e}{D} \quad (2.33)$$

Em que:

e : rugosidade interna dos tubos

D : diâmetro da tubulação de recalque;

Para o coeficiente de rugosidade deve-se consultar o Anexo B, tabela 1 adaptada, conforme recomendado por Azevedo Netto *et al.* (1998).

Coelho e Baptista (2010) menciona que além da perda de carga contínua (h_{fc}), as perdas de carga localizadas (h_{fl}) devem ser consideradas no cálculo da perda total (h_{ft}), embora sejam, pouco significantes quando comparadas com a perda de carga contínua.

Segundo Tsutiya (2006, p. 161), de um modo geral, as perdas de cargas localizadas (h_{fl}), podem ser expressas pela equação de Teorema de Borda-Berlanger, apresentada abaixo:

$$h_{fl} = k \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (2.34)$$

Em que:

h_{fl} : perda de carga localizada (m);

k : coeficiente adimensional que depende da singularidade, do número de Reynolds, da rugosidade da parede e, em alguns casos, das condições de escoamento;

v : velocidade média (m/s);

g : aceleração da gravidade (9,8 m/s²).

O valor de K pode ser obtido experimentalmente para cada caso. Porém, os manuais de hidráulica trazem os valores de K para cada tipo de singularidade, conforme apresentado no anexo D, tabela 1 adaptada. (TSUTIYA, 2006).

Uma vez obtidos os valores das perdas (contínua e localizada) Coelho e Baptista (2010), menciona que através da utilização da equação (2.35), obtêm-se a perda de carga total (h_{ft}).

$$h_{ft} = h_{fc} + h_{fl} \quad (2.35)$$

Em que:

h_{ft} : perda de carga total (m);

h_{fc} : perda de carga contínua (m);

h_{fl} : perda de carga localizada (m);

b) Determinação da potência

Numa instalação de recalque, a potência hidráulica é o trabalho realizado sobre o líquido ao passar pela bomba em um segundo, podendo ser expressa, segundo Coelho (2010, p. 488), pela equação (2.36) modificada:

$$P = \frac{\gamma \cdot Q_{dim} \cdot H_{man}}{75 \cdot (\eta)} \quad (2.36)$$

Em que:

γ : peso específico do líquido a ser elevado (água = 1000 kgf/m³);

Q_{dim} : vazão de dimensionamento ou recalque (m³/s);

H_{man} : altura manométrica (m);

η : rendimento do conjunto moto-bomba ($\eta = \eta_{motor} \cdot \eta_{bomba}$);

η_{motor} : rendimento do motor;

η_{bomba} : rendimento da bomba;

Deve-se admitir, segundo a ABNT (1992), por meio da NBR 12214/92, um acréscimo de 20% e no mínimo em 0,50 metros o $NPSH_{requerido}$ pela bomba em todos os pontos de operação.

Para a velocidade da água na boca de entrada da bomba, geralmente, está compreendida entre 1,5 a 5 m/s, podendo-se tomar 3 m/s como um termo médio representativo. Para as tubulações de recalque curta, admitem-se velocidades mais elevadas. (AZEVEDO NETTO *ET AL.*, 1998, p. 286). A companhia Sulzer, citado por Azevedo Netto *et al.* (1998, p. 286) recomendada os seguintes limites máximos, conforme apresentado na tabela abaixo:

Tabela 6 - Velocidades máximas em linhas de recalques curtas

D (mm)	50	60	75	100	150	200	300	400
V (m/s)	1,30	1,40	1,55	1,80	2,20	2,30	2,45	2,60
Q (l/s)	2,50	4,00	6,80	14,10	38,90	72,30	173,10	326,50

Fonte: (Adaptado de AZEVEDO NETTO *ET AL.*, 1998, p.286).

a) Determinação do NPSH

De acordo com Azevedo Netto *et al.* (1998, p.286), a sigla NPSH do inglês "Net Positive Suction Head", é adotada universalmente para designar a energia disponível na sucção, ou seja, a carga positiva e efetiva na sucção. Segundo o autor, há dois valores a ser considerado: o $NPSH_{disponível}$ e o $NPSH_{requerido}$.

Quanto ao $NPSH_{disponível}$, segundo Tsutiya (2006, p. 246), trata-se de uma característica da instalação, definida como a energia que o líquido possui em um ponto imediatamente antes da flange de sucção da bomba, acima de sua pressão de vapor. É a disponibilidade de energia que faz com que o líquido consiga alcançar as pás do rotor da bomba.

De acordo com o autor, é calculado a partir de dados de instalação da bomba, sendo que o projetista poderá variar o $NPSH_{disponível}$ modificando a cota do eixo da bomba ou os elementos de instalação (diâmetro de sucção, rugosidade, etc).

Para que uma bomba funcione bem, segundo Azevedo Netto *et al.* (1998, p. 287), é preciso o $NPSH_{disponível} \geq NPSH_{requerido}$. Se não trabalhar nessa condição, ocorre o fenômeno de cavitação, que segundo Azevedo Netto *et al.* (1998, p. 287), fenômeno este, ocorrido quando a pressão absoluta em um determinado ponto se reduz a valores abaixo de um certo limite, alcançando o ponto de ebulição da água (para essa pressão), e esse líquido começa a ferver e os condutos ou peças (de bombas ou tubulações) passam a apresentar, em parte, bolsas de vapor dentro da própria corrente. "O fenômeno de formação e destruição dessas bolsas de vapor, ou cavidades preenchidas com vapor", segundo Azevedo Netto *et al.* (1998, p. 287) denomina-se cavitação.

Tsutiya (2006, p. 246), cita que o $NPSH_{disponível}$ pode ser determinado utilizando a equação (2.37):

$$NPSH_d = \pm H_{gsuc} - h_{ftsuc} + \frac{P_{atm}}{\gamma} - \frac{P_{vapor}}{\gamma} \quad (2.37)$$

Em que:

$NPSH_d$: carga de sucção positiva disponível (m);

H_{gs} : altura estática de sucção: positiva quando a bomba está afogada e negativa em caso contrário (m);

h_{fts} : perdas de cargas totais de sucção (m);

P_{atm} : pressão atmosférica (N/m²);

P_{vapor} : pressão de vapor da água (N/m²);

γ : peso específico da água (N/m³).

Nos anexos E e F, tabelas 1, são apresentadas a pressão de vapor da água em função da temperatura, pressão atmosférica e função da altitude, que são necessários para a determinação do $NPSH_{disponível}$.

A pressão atmosférica, também poderá ser determinada aproximadamente através da equação 2.38, cujo resultado é dado em metros (TSUTYA, 2006, p. 246).

$$\frac{P_{atm}}{\gamma} = 10,33 - \frac{h}{900} \quad (2.38)$$

De acordo com a ABNT (1992) por meio da NBR 12214/92, o $NPSH$ disponível, calculado deve superar em 20% e no mínimo em 0,50 m o $NPSH$ requerido pela bomba em todos os pontos de operação.

O $NPSH_{requerido}$ depende de elementos do projeto da bomba e da vazão, sendo geralmente fornecido pelos fabricantes das bombas.

2.4.8 Sistema de tratamento de água

2.4.8.1 Estação de tratamento de água (ETA)

De acordo com Tsutiya (2006 p.10), estação de tratamento trata-se do local destinado a tratar a água de modo a adequar as suas características aos padrões de potabilidade.

Segundo Souza e Perrone [20-?], existem vários processos de tratamento e sua escolha é função da qualidade da água bruta e da eficiência desejada na redução de agentes físicos, químicos e microbiológicos.

Relaciona a concepção de projetos, as estações de tratamento de água, segundo Souza e Perrone [20-?], devem ser projetadas levando em conta os fatores de conhecimento da qualidade da água bruta, as características das comunidades a serem abastecidas e seu crescimento populacional, as condições locais e econômico-financeiras, o conhecimento das

vazões mínimas, médias e máximas, a técnica adequada para potabilizar a água e os custos de implantação, operação e manutenção.

A ABNT por meio da NBR 12214/92 define as condições gerais e específicas para projeto de estações de tratamento de água para abastecimento público.

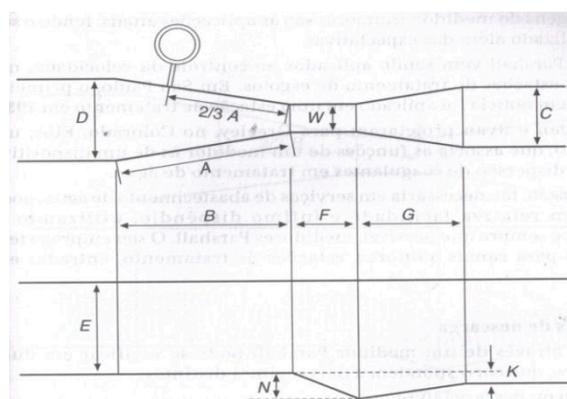
2.4.8.1.1 Medidor Parshall

Segundo Vianna (1992, p. 91), trata-se de um dispositivo também denominado de calha Parshall ou vertedor Parshall. De acordo com o autor, é um dispositivo amplamente utilizado em estações de tratamento de água, tanto para indicar a vazão de água efluente como para servir de dispositivo de mistura rápida.

Para a determinação da escolha da calha Parshall, deve ser analisado através do anexo G, tabela 01, onde são apresentados os limites de aplicação conforme sua capacidade. De acordo com Azevedo Netto *et al.* (1998, p. 454), sua dimensão é caracterizada pela largura de sua garganta e capacidade em L/s, sendo as demais medidas tabeladas.

O anexo G, tabela 02, adaptado de Azevedo Netto *et al.* (1998, p. 455) apresenta as dimensões padronizadas para os medidores até 10 pés, as quais deverão ser seguir a planta baixa e perfil apresentado na figura 8.

Figura 8 - Seções da calha Parshall (planta e perfil)



Fonte: (Adaptado de AZEVEDO NETTO ET AL. 1998, p. 455).

Assim que determinada o tipo de calha a ser utilizada, o autor complementa que as colunas λ e n referem-se à equação (2.39) apresenta abaixo:

$$Q = \lambda \cdot H^n \quad (2.39)$$

Em que:

Q : vazão de dimensionamento (m^3/s);

H : altura da lâmina de água à montante da seção contraída (m).

Para o cálculo da velocidade (m/s) na seção da medição, à montante, pode ser calculada através das seguintes equações:

$$Q = V \cdot D' \cdot H \quad (2.40)$$

sendo que:

$$D' = \frac{2}{3} \cdot (D - W) + W \quad (2.41)$$

As perdas de cargas para os medidores Parshall podem ser estimadas pelo ábaco, apresentado no Anexo H, figura 1. (AZEVEDO NETTO *ET AL.*, 1998, p. 461).

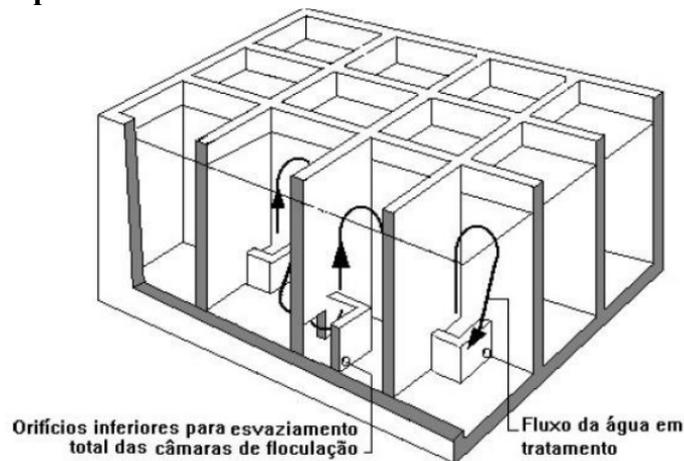
2.4.8.1.2 Floculadores hidráulicos de fluxo vertical

Segundo a ANBT (1992) por meio da NBR 12216/92, floculadores são unidades utilizadas para promover a agregação de partículas formadas por mistura rápida.

De modo geral, os parâmetros que intervêm no processo de agregação das partículas e no funcionamento de um floculador, segundo Medeiros Filho [20-], é a velocidade de escoamento, tempo de detenção e o gradiente de velocidade.

Especificamente relacionado as características dos floculadores do tipo Alabama, Goiás (2006), relata que a jusante de cada passagem de interligação, possui um anteparo, que tem a função de desviar para cima o fluxo da água em tratamento. Em seguida, o fluxo de água desce novamente, para atingir a passagem de interligação seguinte, como apresentando na figura 9 :

Figura 9 - Representação do funcionamento de um floculador hidráulico com fluxo vertical do tipo Alabama



Fonte: (OLIVEIRA, 2014, p.91).

Normalmente, o número de câmaras dos floculadores Alabama, segundo Goiás (2006), é em torno de vinte, o que facilita a operação para limpeza e ajustes.

De acordo com Vianna (1992, p. 133), para o dimensionamento de unidades desse tipo, a extinta Sursan recomendava o seguinte:

- a) Área ótima de cada compartimento: $A_l = 0,44m^2$ por $1000m^3/dia$ de vazão tratada;
- b) Área ótima para as passagens de interligação: $A_c = 0,0244m^2$ por $1000m^3/dia$

Para determinar o volume do floculador, é utilizado a seguinte expressão:

$$V_f = Q \cdot t \quad (2.42)$$

Em que:

V_f : volume do floculador (m^3);

Q : vazão (m^3/s);

t : tempo de detenção (s).

Para a determinação da área superficial total (A_s) do floculador, segundo Silva (2014, p. 50) utiliza-se a expressão 2.43.

$$(2.43)$$

$$A_s = \frac{V_t}{H}$$

Em que:

A_s : área superficial total (m^2);

V_f : volume do flocculador (m^3);

H : altura d'água (m);

A perda de carga total das séries do flocculador pode ser obtida, conforme indicado por Silva (2014, p. 55), através da somatória das perdas de carga de cada trecho (perdas de carga causadas pela mudança de direção do escoamento e as perdas por atrito nas passagens). Porém, as perdas causadas pela mudança de direção do escoamento resulta em um fator insignificante diante dos valores obtidos.

A determinação das perdas por atrito nas passagens, segundo SANAG (1995, p. 15), deve ser utilizada a equação 2.44:

$$Q = C_d \cdot S \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad (2.44)$$

Em que:

Q_{dim} : vazão de dimensionamento (m^3/s);

C_d : coeficiente de descarga;

S : área da passagem (m^2);

g : aceleração da gravidade ($9,8 m/s^2$).

De maneira mais simplificada, SANAG (1995), apresenta um método para a determinação da perda de carga (h_f) nas passagens de forma quadrada, ou seja, nos orifícios dos trechos das câmaras. Para isso, a expressão modifica da SANAG a ser utilizada esta representada abaixo:

$$h_f = \left(\frac{Q}{C_d \cdot L^2} \right)^2 \cdot \frac{1}{2g} \quad (2.45)$$

Em que:

h_f : perda de carga (m);

Q : vazão (m^3/s);

C_d : coeficiente de descarga;

g : aceleração da gravidade ($9,8 m/s^2$);

L : largura do orifício (m).

Portanto, substituindo a vazão de dimensionamento pela equação da continuidade, conforme apresentado na equação 2.45 modificada, a velocidade nas câmaras pode ser determinada, conforme apresentado na expressão 2.46.

$$h_f = \left(\frac{V \cdot A}{C_d \cdot A} \right)^2 \cdot \frac{1}{2g} \quad (2.46)$$

Richter e Azevedo Netto (1991, p.104), menciona que a velocidade da água ao longo das chicanas deve estar compreendida entre 0,30 m/s, no início da floculação e 0,10 m/s, no fim.

Relacionado ao gradiente hidráulico, a ABNT (1992) por meio da NBR 12216/92 determina que não sendo possível a realização de ensaios, deve ser previsto gradiente de velocidade máximo, no primeiro compartimento de $70s^{-1}$ e mínimo, no último, de $10s^{-1}$. Segundo Medeiros Filho ([20-], p. 101) os conjuntos de três séries, deve-se adotar valores de gradiente hidráulico de maneira decrescente ($80 s^{-1}$ até $15 s^{-1}$).

Portanto, segundo Partatore (1974) apud Floculação [199-?], o gradiente hidráulico nas passagens pode ser obtido através do gráfico apresentado no Anexo J, figura 01, deste trabalho, ou através da expressão modificada, apresentada abaixo e citada por SANAG (1995, p. 15).

$$G = \eta \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} \cdot RH^{-0,7} \cdot V^{-1,5} \quad (2.47)$$

sendo,

$$\sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} = 3114,64$$

Em que:

η : coeficiente de Manning;

γ : peso específico;

μ : viscosidade dinâmica do fluido;

RH : raio hidráulico (m);

V : velocidade nas passagens (m/s)

Tendo em vista as passagens corresponderem a seções plenas, o raio hidráulico pode ser determinado pela seguinte equação:

$$RH = \frac{D}{4} \quad (2.48)$$

Para a determinação do gradiente hidráulico nas séries, Silva (2014, p.52) apresenta a seguinte equação:

$$G = 3115 \cdot \sqrt{\frac{h_f}{TDH}} \quad (2.49)$$

Em que:

G : gradiente (s^{-1});

TDH : período de detenção (s);

h_f : perda de carga total do canal (m);

O tempo de detenção de cada trecho, segundo SANAG (1995) pode ser obtido através da fórmula 2.50, apresentado abaixo:

$$TDH = \frac{V_{série}}{Q_{dim}} \quad (2.50)$$

Em que:

TDH : tempo de detenção hidráulica (min);

$V_{série}$: volume da série (m^3);

Q_{dim} : vazão de dimensionamento

Quanto ao tempo de detenção (t) adequado, segundo ANBT (1992) por meio da NBR 12216/92, depende do porte da estação e pode variar de 20 a 30 minutos.

2.4.8.1.3 Decantadores de fluxo horizontal

Segundo a ABNT (1992) por meio da NBR 12216/92, decantadores são unidades destinadas à remoção de partículas presentes na água, pela ação da gravidade. Podem ser convencionais, ou de baixa taxa, e de elementos tubulares, ou de alta taxa.

De acordo com a ABNT (1992) por meio da NBR 12216/92, quanto aos números de decantadores, estações com capacidade superior a 10000m³/dia, ou com período de funcionamento superior a 18h/dia devem contar pelo menos com duas unidades iguais.

A taxa de aplicação nos decantadores convencionais de fluxo horizontal é determinada em função da velocidade de sedimentação das partículas. No entanto, a ABNT (1992) por meio da NBR 12216/92, menciona que não sendo possível proceder ensaios de laboratório para a determinação das velocidades de sedimentação, os valores de cálculo das taxas de aplicação devem ser as seguintes:

- a) estações com capacidade de até 1000m³/dia, a taxa de sedimentação será de 1,74cm/min ou (25m³/m².dia);
- b) estações com capacidade entre 1000 e 10000m³/dia, em que é possível garantir bom controle operacional, a taxa de sedimentação será de 2,43cm/min ou (35m³/m². dia);
- c) estações com capacidade entre 1000 e 10000m³/dia, em que não é possível garantir bom controle operacional, a taxa de sedimentação será de 1,74cm/min ou (25m³/m². dia);
- d) estações com capacidade superior de a 10000m³/dia, a taxa de sedimentação será de 2,80cm/min ou (40m³/m².dia).

Silva (2014, p. 66), menciona que para determinar a área necessária do decantador é preciso utilizar a expressão apresentada abaixo:

$$A_{dec} = \frac{Q}{TAS} \quad (2.51)$$

Em que:

A_{dec} : área do decantador (m^2);

Q : vazão de dimensionamento (m^3/dia);

TAS : taxa de aplicação superficial definida ($m^3/m^2.dia$)

Conhecida a área dos decantadores (A) e estabelecido o período de detenção (T), deve determinar a profundidade do decantador (H). Visto assim, para a determinação da profundidade, Azevedo Netto *et al.* (1987, p. 172), menciona a equação 2.52 modificada:

$$H = \frac{T \cdot Q}{A} \quad (2.52)$$

Em que:

H : profundidade (m);

Q : vazão (m^3/h);

A : área (m^2);

T : período de detenção (h).

Normalmente as profundidades estão compreendidas entre 3,00 e 5,00 metros mais frequentemente entre 3,50 a 4,50 metros. (ID., 1987).

Segundo Azevedo Netto *et al.* (1987, p. 170), nos decantadores convencionais de fluxo horizontal deve haver uma relação entre o comprimento e a largura. Para a escala real em decantadores utilizam-se usualmente a relação $2,25 \leq \frac{L}{B} < 4$, sendo L (comprimento do decantador) e B (largura do decantador).

A taxa de escoamento superficial (TES) pode ser determinada pela relação entre a vazão de decantação e área de decantação, conforme mencionado por Silva (2014, p. 67) através da equação 2.53.

$$TES = \frac{Q_{dec}}{A_{dec}} \quad (2.53)$$

Em que:

TES : taxa de escoamento superficial (cm/min)

Q_{dec} : vazão de decantação ou dimensionamento (m^3/dia);

A_{dec} : área de decantação (m^2).

Segundo Azevedo Netto *et al.* (1987, p. 172), o cálculo do tempo de detenção é feito considerando-se a sua igualdade com o tempo necessário para encher o decantador com a vazão estabelecida. Assim, através da expressão 2.54 é possível determinar o tempo de detenção:

$$TDH = \frac{V_{dec}}{Q_{dec}} \quad (2.54)$$

Em que:

TDH : período de detenção (horas);

V_{dec} : vazão de decantação (m^3);

Q_{dec} : vazão de decantação ou dimensionamento (m^3/s).

De acordo com Anadrade (2004, p. 81), os tempos de detenção podem variar de $1^{1/2}$ a 3 horas, no entanto, os valores mais adotados, segundo o autor, é de 2 a $2^{1/2}$ horas.

Relacionado a velocidade nos decantadores, Azevedo Netto *et al.* (1987, p.172), cita que a velocidade da água deve ser muito inferior à velocidade que causaria o arrastamento das partículas depositadas no fundo. Visto assim, geralmente são aceitas velocidades inferiores a 1,25cm/seg. De acordo com a ABNT (1992) por meio da NBR 12216/92, a velocidade longitudinal máxima em estações com capacidade de até 10000m³/dia, é de 0,50cm/s e para estações com capacidade superior a 10000m³/dia é de 0,75cm/s.

Visto assim, para a determinação da velocidade longitudinal, Silva (2014, p.67) apresenta a seguinte equação:

$$V_l = \frac{Q_{dec}}{B \cdot H} \quad (2.55)$$

Em que:

V_l : velocidade de escoamento longitudinal da água (cm/s);

Q_{dec} : vazão de decantação ou dimensionamento do decantador (m^3/s);

B : largura do decantador (m);

H: altura do decantador (m)

2.4.8.1.4 Filtros rápidos

Segundo Richter e Azevedo Netto (1991, p. 195), a filtração é um processo de separação do sólido-líquido, envolvendo fenômenos físicos, químicos e, às vezes, biológicos. Visa a remoção das impurezas da água por sua passagem através de um meio poroso.

É denominado filtro rápido, quando a velocidade com a água atravessa o leito filtrante é elevada. Portanto, nesse tipo de filtro consiste de uma camada de areia, ou, em alguns casos, de uma camada de um meio poroso mais grosso e menos denso. (ID., 1991).

Segundo Azevedo Netto *et al.* (1987, p. 197) a taxa de filtração deve ser cuidadosamente fixada pelo projetista, tendo em vista as condições locais (qualidade da água, habilidade de operação etc.). Neste contexto, o autor, menciona que de modo geral, a taxa nominal de filtração, com todos os filtros em funcionamento, fica compreendida entre os seguintes limites:

- a) filtros de uma camada: 120 a 360 m³/m²/dia;
- b) filtros de dupla camada: 240 a 480 m³/m²/dia.

Portanto, para a determinação do número de filtros depende exclusivamente do tamanho da ETA e das taxas de filtração determinadas pelo projetista. (AZEVEDO NETTO, 1991). Visto assim, Andrade (2004), complementa mencionando que o número mínimo de filtros deve ser 3 filtros, excepcionalmente 2.

Andrade (2004), ressalta que para a projeção do número de filtros necessários pode ser feita usando a fórmula de Wallace e Merrill, apresentada abaixo:

$$n = 1,5 \cdot \sqrt{C} \quad (2.56)$$

Em que:

n: número de unidades;

C: a quantidade de água filtrada, em milhões de litros por dia;

Já Azevedo Netto *et al.* (1987), cita que em se tratando de filtros de autolavagem, o número mínimo é dado pela seguinte expressão 2.57:

$$N \geq 2 + \left\lceil \frac{T_L}{T_F} \right\rceil \quad (2.57)$$

Em que:

T_L e T_F : são taxas de lavagem e de filtração.

Id,. (2009, p. 197) apresenta a tabela 7, com valores adotados em relação a vazão obtidos através da experiência Brasileira com relação as taxas elevadas.

Tabela 7 - Experiência Brasileira com taxas elevadas

Q (L/s)	N
50	3
250	4 ⁽¹⁾
500	6
1000	8
1500	10

Fonte: (Adaptado de AZEVEDO NETTO *ET AL.*, 1987, p. 197).

Nota: ⁽¹⁾Número mínimo de filtros no caso de taxa declinante variável.

2.5 Operação de um SAA

Após a implantação de um SAA, independente de sua complexidade, é imprescindível a utilização de critérios e regras para se definirem os procedimentos de funcionamento do mesmo. A gestão do processo de operação do sistema torna-se fundamental para um bom funcionamento durante o período de alcance do projeto.(MENESES, 2011). Para Carrijo (2004 apud Meneses, 2011), a operação vem recebendo atenção especial por parte de pesquisadores e outros profissionais da área, devido à necessidade de se garantir confiabilidade no atendimento dos serviços, economia de energia elétrica no uso dos equipamentos, atendimento das demandas, com pressões desejadas e, retardamento de investimento para a expansão de suas unidades.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

O desenvolvimento do referido trabalho se deu tendo como premissa o cumprimento dos objetivos relacionados a avaliação do desempenho hidráulico dos sistemas de captação e tratamento de água, utilizando como referência os parâmetros normativos abordados neste trabalho. A partir dos resultados obtidos na avaliação, iniciou o processo de readequação dos dispositivos, os quais não atenderam aos parâmetros hidráulicos prescritos pelas normas, assim ajustando o funcionamento dos sistemas em estudo de forma a cumprir com a capacidade e desempenho hidráulico de maneira satisfatória.

Portanto, para a elaboração e desenvolvimento do trabalho foi necessária uma pesquisa bibliográfica através de livros, dissertações e sites os quais forneceram os subsídios teóricos necessários para a fundamentação do trabalho. Para a caracterização do sistema de abastecimento de água existente, bem como, o levantamento dos dados foi necessária uma pesquisa de campo, tanto no escritório do SAAE de Machado, através de consultas em relatórios, projetos e memorial descritivo dos sistemas, quanto visitas *in loco*, especificamente, na Estação de Tratamento de Água, conforme registros fotográficos.

Para a tabulação e tratamento estatístico dos dados, utilizou-se a planilha eletrônica Microsoft Excel - 2007 e para a produção do texto o Microsoft Word - 2007. Para a apresentação e detalhamento dos dispositivos utilizou-se o software AutoCad 2014, versão estudante.

3.1 Descrição dos critérios e parâmetros adotados

Objetivando prolongar a vida útil de projeto dos dispositivos existentes, assim reduzindo os custos de implantações e readequações desnecessárias e ociosas para determinados períodos, as avaliações realizadas nos dispositivos de captação e tratamento de água foram divididas em etapas, tendo como referência a vazão de dimensionamento determinada para fim de plano apresentada no próximo capítulo.

Além do critério mencionado acima, para fins de dimensionamento respeitou o mesmo período de bombeamento/funcionamento da estação elevatória existente, bem como, a integração e a máxima utilização dos dispositivos projetados pela construtora SANAG - Engenharia de Saneamentos e implantados, em consonância aos parâmetros recomendados e mencionados no referencial bibliográfico e levantamento de dados realizados de forma a

integrar as readequações necessárias no sistema existente, assim possibilitando a máxima viabilidade econômica-financeira.

Diante desses critérios, segue abaixo a descrição detalhada, as quais possibilitaram determinar os resultados necessários das variáveis para a avaliação e posterior readequações.

3.1.1 Previsão da demanda e consumo médio *per capita* de água

3.1.1.1 Progressão da população

A progressão da população foi estudada considerando um período de projeto de 20 anos, adotando para a determinação da população fim de plano, o método da progressão geométrica, apresentado no capítulo 2, item 2.4.4.1.2.2, através das equações (2.7) e (2.8).

Para a determinação da razão de crescimento empregou-se como população de início a do ano de 2010 e como população fim a do ano de 2014, considerando o número de habitantes recenseados da zona urbana do município de Machado/MG para os respectivos períodos, obtidos a partir dos dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatísticas (IBGE), apresentados na tabela 8 do capítulo 4, item 4.1.1.

3.1.1.2 Consumo médio *per capita*

Os dados de volume de água distribuída e da população para o cálculo e determinação do consumo médio *per capita*, foram considerados dos anos de 2013 a 2015. Para o volume de água distribuída, utilizou-se os dados obtidos através do levantamento do volume anual de água distribuída pela ETA (SAAE, 2016) e para os dados populacionais, considerou-se o número de habitantes recenseados da zona urbana do município de Machado/MG, obtidos a partir dos dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatísticas (IBGE), apresentados na tabela 8 do capítulo 4, item 4.1.1. Porém, pela ausência de dados recenseados da população urbana do Município para o ano de 2015, adotou-se para o referido cálculo, o número de habitantes obtidos pelo método da progressão geométrica.

Para o cálculo utilizou-se a equação 2.1, citada no capítulo 2, item 2.4.1.1.

3.1.1.3 Vazão de dimensionamento ou de projeto

Foi considerado uma vazão de dimensionamento para um período de projeto de 20 anos, porém adotando o ano de 2017 como ano de início de plano e o ano de 2036 como fim de plano. Para a determinação da vazão média adotou-se a população fim de plano obtidos pela método de progressão geométrica e o consumo médio *per capita* obtido. Assim, para a determinação da vazão de dimensionamento foi considerado para o cálculo o coeficiente de variação diária de consumo (K_1) e consumo da ETA em porcentagem (%). Empregou-se as equações 2.13 e 2.14 apresentadas e detalhadas no capítulo 2, item 2.4.6.

3.1.2 Manancial e o sistema de captação de água bruta

3.1.2.1 Manancial

Inicialmente, para a avaliação da disponibilidade hídrica superficial, bem como, a vazão de captação ideal no ponto de tomada, utilizou-se como referência os dados da série histórica da estação fluviométrica localizada próxima do ponto de tomada de água bruta, publicado pela Agência Nacional de Águas (ANA), conforme mencionado no capítulo 4, item 4.4.1.1.

Para avaliar a vazão de captação ideal do sistema, para a vazão de projeto em estudo, utilizou-se da condição apresentada no capítulo 2, item 2.4.7.2.

3.1.2.2 Adutoras (recalque e sucção)

A avaliação das adutoras partiu-se do diâmetro nominal das mesmas e sua avaliação se deu em etapas em função da vazão dimensionada para o período fim de plano em estudo. Assim tanto para a avaliação quanto para a readequação utilizaram-se como parâmetros de verificação o critério das velocidades econômicas mencionadas por Carvalho e Silva (2006, p. 90). Para isso, foi necessário a utilização das equações 2.25 e 2.26 apresentadas no capítulo 2, item 2.4.7.2.5.1.

3.1.2.3 Estação elevatória de água bruta

Para a avaliação do desempenho e readequação da estação elevatória, utilizou-se como parâmetro a potência do conjunto motor-bomba existente. Assim, tanto para processo de avaliação quanto para o de readequação foi necessária a determinação da altura manométrica, correspondente a somatória das perdas de carga (contínua, localizada e geométrica) dos trechos de sucção e recalque, assim como o rendimento do conjunto, obtido pela curva característica da bomba. Para a determinação das perdas de carga contínua e localizada, utilizou-se as equações 2.31 e 2.34.

Para a determinação das perdas de cargas contínua, foi necessário utilizar o diagrama de Moody, apresentado no Anexo A, figura 1, no qual se obtêm o coeficiente de atrito (f). Porém, foi necessário a determinação do valor da rugosidade relativa dos tubos em relação ao diâmetro, valor este obtido pela equação 2.33 e auxílio dos valores apresentados no Anexo B, figura 1. Para a determinação do número de Reynolds, utilizou-se a equação 2.32 e para viscosidade cinemática, utilizou-se valores apresentados no Anexo C, tabela 1.

A perda de carga localizada, é calculada pelo teorema de Borda-Berlanger, no qual necessita do Anexo D, tabela 1 para os valores do coeficiente k , conforme singularidade de cada peça. Assim, a determinação da altura manométrica, se dá pela utilização da equação 2.28, e para as alturas geométricas os valores obtidos foram disponibilizados pelo SAAE e confirmados através da visita *in loco*.

Relacionado ao rendimento do conjunto motor-bomba, foi necessário analisar e consultar as curvas características das bombas. Com o respectivo valor, que aplicado na equação (2.36) resultará na potência necessária para a vazão dimensionada para a período de projeto. Conforme prescrição normativa, o valor resultante deve ser acrescido em 20%.

Para verificar o fenômeno de cavitação, através da condição $NPSH_{disponível} \geq NPSH_{requerido}$. Utilizando-se da equação (2.37) apresentada no capítulo 2, item 2.4.7.2.6.1., obtêm-se o $NPSH_{disponível}$. Para o valor respectivo do $NPSH_{requerido}$, conforme mencionado por Coelho (2010, p. 246), é fornecido pelo fabricante.

3.1.2.4 Estação Tratamento de Água

Para o dimensionamento do desarenador, dos parâmetros e critérios adotados, o tempo de sedimentação, a largura e o comprimento foram as variáveis determinantes para o dimensionamento do dispositivo. Para isso utilizou-se das equações, 2.18 e 2.21, assim como valores críticos apresentados na tabela 5 item 2.4.7.2.4.1.

Na avaliação do medidor Parshall utilizou-se das dimensões padronizadas, apresentada no anexo G, tabelas 1 e 2, em relação a vazão de projeto dimensionada, fator se necessário utilizado no dimensionamento das readequações.

Quanto a avaliação e readequação dos flocladores hidráulicos de fluxo vertical, verificou-se as perdas de cargas, velocidades e gradientes hidráulicos nas passagens e séries. Portanto, para a determinação dessas variáveis, utilizou-se das equações 2.45, 2.46, 2.47, 2.48, e 2.49 mencionadas no capítulo 2, item 2.4.8.1.2. Foram utilizados também como parâmetros os valores máximos e mínimos de velocidades e de gradiente hidráulico, citados pela ABNT (1992) por meio da NBR 12216/92.

Para avaliação e readequação dos decantadores utilizou-se a relação da área de decantação necessária em relação a área determinada. Foi analisado o período de detenção das partículas, ou seja, as condições máximas e mínimas para o período de detenção das partículas, bem como, a relação comprimento/largura. Para o estudo deste dispositivo, utilizou-se das equações 2.51, 2.53, 2.54 e 2.55, apresentadas no item 2.4.8.1.3.

Para a avaliação dos filtros do tipo rápido, utilizou-se como parâmetro a quantidade de filtros em relação aos valores de vazões, conforme apresentado na tabela 7 do capítulo 2, item 2.4.8.1.4.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para cumprir com o objetivo geral do referido trabalho, foi necessário prioritariamente o levantamento das características físicas e demográficas da área de estudo, informações do sistema existente e a definição de parâmetros e critérios de projeto, como alcance de projeto, população fim de plano, consumo *per capita* de água e período de bombeamento da estação elevatória, que neste caso, optou-se em manter o mesmo período.

Portanto, neste capítulo, serão apresentados os resultados obtidos a partir da aplicação das informações levantadas tanto através da pesquisa bibliográfica, quanto da pesquisa de campo e visita *in loco*, conforme proposta do trabalho.

4.1 Caracterização da área de estudo

4.1.1 Município de Machado/MG

A área de estudo compreendeu o perímetro urbano do município de Machado, localizado na região Sul do estado de Minas Gerais.

Trata-se de um município de 134 anos, o qual teve sua origem em 1750 e em 13 de setembro de 1881, foi decretada a emancipação político-administrativo.

Esta localizado nas coordenadas geográficas (Latitude: -21.661 e Longitude: -45.925 21°39' 40" Sul, 45° 55' 30") e apresenta uma altitude de 907 metros em relação ao nível do mar, uma área de 58.596 hectares, conforme vista superior do Município apresentada na figura 10, e clima subtropical úmido.

Figura 10 - Identificação do Município



Fonte: (Adaptado de ANA, 2010).

Segundo o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2010), a população estimada para 2015 foi de 41.368 habitantes. Relacionado especificamente a população urbana, diferenciando em município e distrito, apresenta as seguintes distribuições, conforme detalhado na tabela 8.

Tabela 8 - Dados da população urbana recenseada de 2007, 2010, 2012, 2013 e 2014, segundo município e distrito.

Município e Distrito	População Urbana				
	2007	2010	2012	2013	2014
Machado	29401	30985	31446	32644	32892
Douradinho	1028	1083	1099	1141	1150
Total Geral	30429	32068	32545	33785	34042

Fonte: (Adaptado de IBGE, 2007, 2010, 2012, 2013 e 2014).

Relacionada ao crescimento da população, no período de 2000 a 2010 apresentou-se uma taxa média geométrica de crescimento anual de 1,04% (IBGE, 2010).

4.2 Caracterização do Sistema de Abastecimento de Água existente

O sistema de abastecimento de água do perímetro urbano da cidade de Machado é operado pela Autarquia Municipal, Serviço Autônomo de Água e Esgoto (SAAE). Trata-se de um Órgão Público pertencente ao Município, criado pela Lei Municipal nº 549 de 05 de dezembro de 1966, sem finalidades lucrativas e cujas atuações desenvolvem-se no sentido de criar melhores condições de saúde e bem estar à população, implantando tecnicamente, confiáveis sistemas de abastecimento de água. (SAAE, 2016).

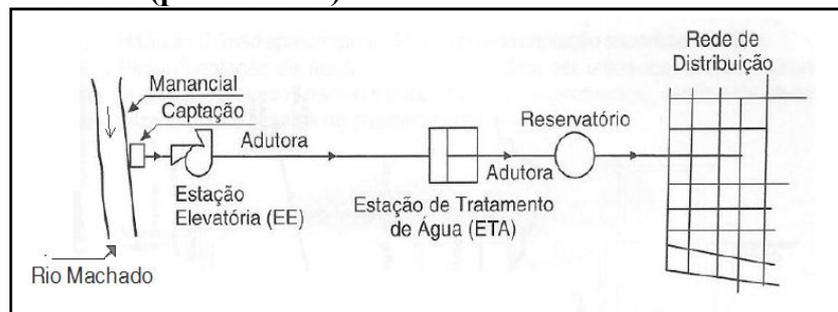
A Autarquia mantém atualmente os sistemas de administração, operação, manutenção e expansão, tendo como responsável legal o diretor geral, Marcelino Marra Batista e diretor adjunto, Eng. Jair Macedo Filho.

O sistema de captação até a Estação de Tratamento de Água esta instalado às margens do Rio Machado, no endereço, Rodovia BR-267/Km 1, Chácara Nova Delhi, zona rural do Município.

O Sistema de abastecimento de água atual, segundo a Agência Nacional de Águas (ANA,2010), é classificado como um sistema isolado, e conforme mencionado pela concessionária (SAAE, 2016) e apresentado na figura 11, é constituído das seguintes unidades:

- a) Captação;
- b) Adução;
- c) Estação elevatória;
- d) Estação de Tratamento de Água (coagulação, floculação, decantação, filtração, desinfecção, fluoretação, correção de pH);
- e) Reservação e;
- f) Distribuição.

Figura 11 - Esquema das unidades do SAA do município de Machado (planta baixa)



Fonte: (Adaptado de ORSINI, 1996 apud TSUTIYA, 2006, p. 17).

Segundo informações do Serviço Autônomo de Água e Esgoto de Machado (SAAE, 2016), especificamente relacionado ao tipo de tratamento, toda a vazão de água bruta é captada do Rio Machado, e submetida ao tratamento do tipo convencional.

Em consonância as informações obtidas e ao memorial descritivo do projeto do sistema de abastecimento de água implantado para atendimento da demanda de consumo da área urbana de Machado, pode-se identificar que o projeto, elaborado pela empresa SANAG Engenharia de Saneamento LTDA., foi dimensionado, projetado e implantado para um período de projeto de 20 anos e população fim de plano de 29.888 habitantes, conforme apresentado na tabela abaixo.

Tabela 9 - Parâmetros de projeto , segundo período de projeto e população estimada

Período de projeto (anos)		População Estimada (hab)	
Início de Operação	Alcance do projeto	Início de plano	Fim de Plano
1997	2017	20.627	29.888

Fonte: (Adaptado de SANAG - ENGENHARIA DE SANEAMENTO LTDA, 1995).

As vazões de projeto foram estimadas a partir da projeção populacional prevista para a cidade, conforme período de projeto e foi definido como parâmetro um consumo de demanda

per capita de 220 L/hab.dia e coeficiente do dia de maior consumo (K_1) de 1,2 com percentual de atendimento de 100% da população urbana.

Diante desses parâmetros condicionou numa vazão de produção para fim do plano de 91,32 L/s, optando pela implantação de um sistema com capacidade nominal de 100 L/s.

Portanto, através da figura 12, identificado os sistemas de captação e tratamento de água, elemento de estudo desse trabalho.

Figura 12 - Localização dos sistemas de captação e tratamento de água)



Fonte: ⁽¹⁾ o autor; ⁽²⁾ (GOOGLE EARTH, 2014).

4.2.1 Sistemas de captação de água bruta

4.2.1.1 Manancial

O manancial utilizado para a captação de água bruta e posterior tratamento para o abastecimento da população urbana do município de Machado é o manancial denominado, Rio Machado.

De acordo com o Comitê de Bacia Hidrográfica do Rio Grande, (CBH Grande, 2010), este manancial, faz parte da bacia hidrográfica do Rio Sapucaí, uma Sub-bacia do Rio Grande.

A qualidade da água deste manancial é regulamentada pela resolução CONAMA 357/2005, sendo que a concessionária SAAE realiza análises semestrais para o controle da qualidade desta água, sendo que até o momento está água enquadra na classe apropriada para o tratamento e consumo humano. (SAAE, 2016).

Para efeitos de dimensionamento, segundo a Agência Nacional de Águas (ANA, 2010), atualmente o manancial possui uma vazão com disponibilidade hídrica de 4.803,53 L/s.

Visto assim, com o intuito de mostrar o manancial, a figura 13, ilustra um pequeno trecho do Rio Machado.

Figura 13 - Rio Machado



Fonte: o autor.

4.2.2 Captação

Tendo em vista os dados obtidos através da pesquisa de campo, bem como, visita *in loco*, pode-se caracterizar que trata-se de uma unidade de captação superficial direta ou a fio d'água. Essa unidade não apresenta dispositivos como as grades e telas que impedem a entrada de impurezas no sistema, nem mesmo o desarenador (caixa de areia). A tomada de água é através de tubulação, conforme apresentada no item abaixo, na adutora de sucção.

4.2.3 Adutoras (sucção e recalque)

Através de informações obtidas na pesquisa de campo e relatórios da concessionária e confirmadas por meio de visita *in loco*, pode-se afirmar que as adutoras (sucção e recalque) da unidade de captação de água atual, caracterizam-se por apresentar tubulações com trechos em

material de borracha (mangotes) e outros trechos em ferro fundido, conforme dimensões apresentadas na tabela 10.

Tabela 10 - Caracterização das adutoras por tipo de material, diâmetro e comprimento

Tipo adutora	Ø (mm)	Material e comprimento (m)		Comprimento total por adutora (m)
		Borracha	Ferro Fundido	
Sucção	250	7,00	1,50	8,50
Recalque	250	8,00	60,70	73,20
	400	-	4,50	

Fonte: (SAAE, 2014).

4.2.4 Estação elevatória

De acordo com informações obtidas através da pesquisa de campo realizada e informações publicadas no Relatório Anual da Qualidade de Água, Ano de Referência 2015 (SAAE, 2016), confirmadas por meio de visita *in loco*, pode-se constatar que a estação elevatória apresenta um conjunto motor-bomba, do tipo centrífuga, no qual transporta a água bruta até a Estação de Tratamento de Água (E.T.A.) especificamente para a calha Parshall.

Portanto, através da figura 14, mostra-se as instalações da estação elevatória do sistema existente.

Figura 14 - Estação elevatória



Fonte: o autor.

Através da tabela 11, estão detalhadas as características da estação elevatória de água bruta.

Tabela 11 - Características da estação elevatória de água bruta

Potência motor (cv)	Especificação da bomba	Capacidade unitária (L/s)
75	Modelo LP-10 Esco Centrífuga RE-Autoescorvante	150L/s

Fonte: (SAAE, 2015).

4.2.5 Sistema de tratamento de água

4.2.5.1 Estação de Tratamento de Água - ETA

A ETA projetada foi implantada em área anexa à captação e estação elevatória de água bruta do Rio Machado. Atualmente a água para abastecimento da população é submetida a um tratamento convencional através das seguintes fases: coagulação, floculação, decantação, filtração, desinfecção, fluoretação e correção de pH.

Apresenta capacidade para uma vazão de projeto de 100 L/s, com sistema de medição e mistura rápida em calha Parshall de 9" (nove polegadas), anexa à estrutura da ETA, conforme mostrada através da figura 15. A.

Conforme figura 15. B, a estação de tratamento apresenta-se um floculador hidráulico do tipo Alabama, dividido em três séries com oito câmaras cada e divisórias em alvenaria, sendo alimentada por tubulação com DN 500 milímetros, vinda do canal de jusante do medidor Parshall. O dimensionamento desta unidade foi executada para a vazão nominal da ETA de 100 L/s de tal forma que assegure condições adequadas de operação para uma sobrecarga de 50%. Nestas condições, os valores limites que nortearam seu dimensionamento foi de uma vazão máxima de 150 L/s, tempo de detenção mínimo de 20 minutos, com um volume mínimo de 180 m³, área mínima útil de 56,25 m². A partir desses valores, o floculador foi instalado com as seguintes características detalhadas na tabela 12, apresentadas por SANAG (1995).

Tabela 12 - Dimensões externas e úteis do floculador

<i>Dimensões externas (m)</i>		<i>Dimensões úteis (m)</i>	
Largura	4,75	Largura	4,45
		Comprimento	14,10
Comprimento	15,15	Altura	3,20
		Volume total (m ³)	62,74

Fonte: (Adaptada de SANAG, 1995, p. 14).

Relacionado especificamente as características das séries e câmaras, o floculador caracteriza-se por apresentar as seguintes dimensões e parâmetros hidráulicos, conforme descrito na tabela 13.

Tabela 13 - Caracterização do floculador (séries e câmaras)

Séries	Nº de câmaras	Passagens		Dimensões câmaras (m)	Altura d'água	Volume câmara (m³)	Volume série (m³)	Tempo de detenção (s)	G (s ⁻¹)	
		Ø (m)	G (s ⁻¹)							
1ª	8	0,50	44	1,76x1,35	3,652	8,69	69,52	695	49	
2ª		0,60	22	1,61x1,55	3,428	8,54	68,32	683	35	
3ª		0,70	13	1,91x1,55	3,263	9,72	77,76	777	24	
Total							215,48	2155	36	

Fonte: (Adaptada de SANAG, 1995).

Relacionado a decantação, trata-se de um processo realizada e processada em dois decantadores de fluxo horizontal, ou seja, do tipo convencional ou de baixa taxa, implantados paralelamente, conforme apresentado nas figuras 15. C e 15. D, para uma vazão de 50 L/s para cada decantador. Através da tabela 14, apresenta-se as características desse dispositivo:

Tabela 14 - Dimensões e relações entre dimensões do decantador

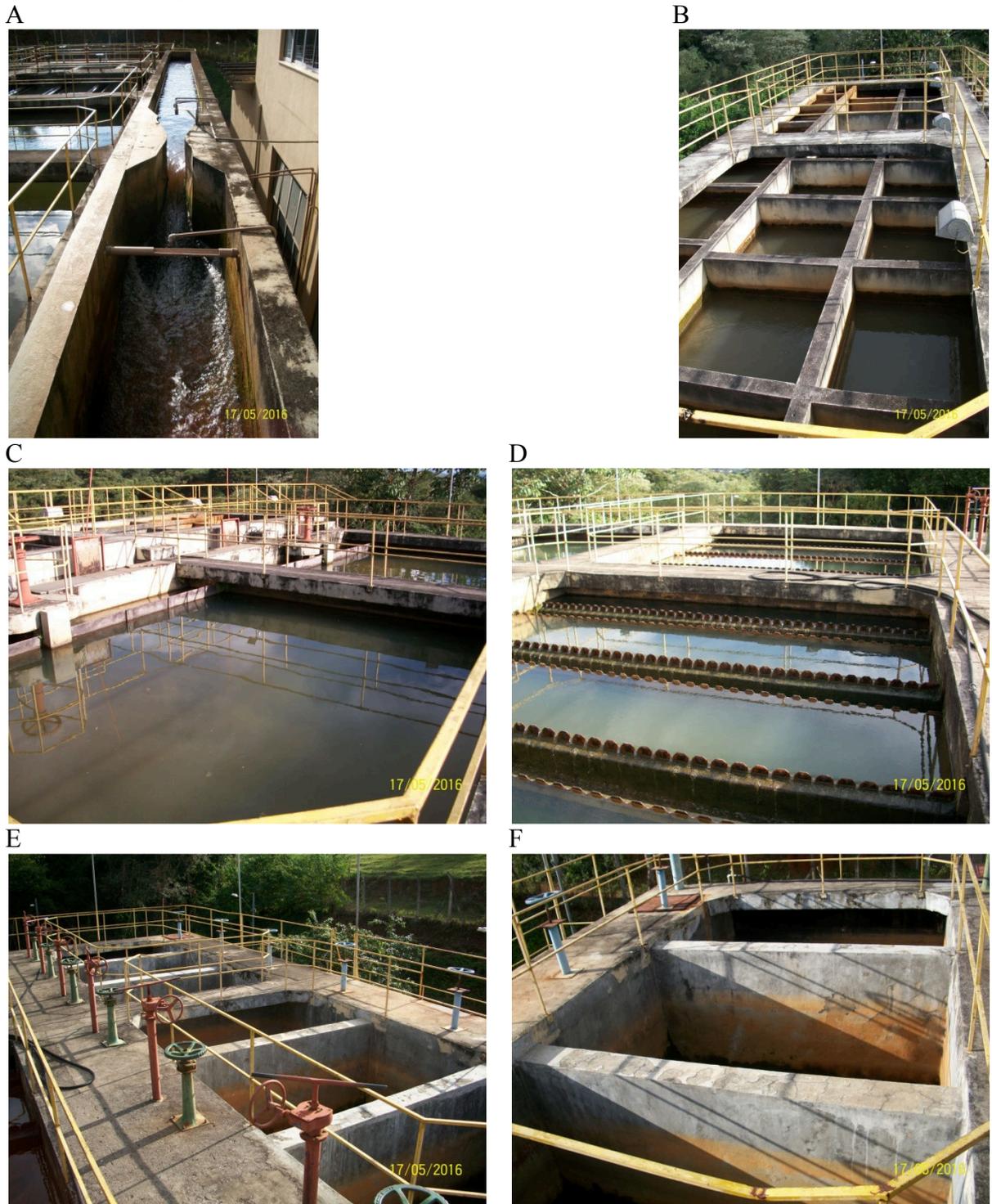
Dimensões		Relações entre dimensões	
Largura (m)	7,40	Comprimento	2,53
Comprimento (m)	18,70	Largura	
Altura d'água útil (m)	4,00	Comprimento	4,68
Área de decantação (m²)	138,4	Altura útil	
Volume do decantador (m³)	553,52		

Fonte: (Adaptada de SANAG, 1995).

A taxa de aplicação superficial do dispositivo em questão é de 31,22 m³/m².dia, tempo de detenção de 3,07 horas e velocidade longitudinal de 0,169cm/s.

Relacionado ao sistema de filtração projetado e implantado, consiste em apresentar filtros do tipo rápidos, auto laváveis e de taxa declinante, composto de seis filtros, que correspondem cada conjunto de 50 L/s a um decantador e três filtros, instalados a jusante dos decantadores, conforme apresentado nas figuras 15. E e 15. F. Apresenta uma taxa de filtração de 120m³/m²/dia a 240m³/m²/dia, com dimensões por filtro de 2,35 metros de largura, 3,70 metros de comprimento e 8,70 metros quadrados de área de filtração. Os filtros são compostos por duas etapas, sendo a primeira etapa composto de camada simples de areia e a segunda camada composto de leito duplo (areia e antracito).

Figura 15 - Dispositivos da Estação de Tratamento de Água - ETA



Fonte: o autor.

4.3 Determinação dos fatores

Conforme mencionado, para iniciar a avaliação dos sistemas existentes em estudo para o período de projeto definido foi necessário a determinação dos fatores apresentados abaixo:

4.3.1 Previsão da demanda e consumo médio *per capita* de água

Com a aplicação do método da progressão geométrica para a determinação da razão de crescimento geométrico no período de 2010 a 2014, obteve-se um valor de 1,015, o qual foi utilizado para a obtenção da população fim de plano, ou seja, população para o ano de 2036, conforme proposto nesse trabalho. Portanto, através do resultado obtido e apresentado na tabela 15, percebe-se que a população para fim de plano será de 45.679 habitantes.

Tabela 15 - Progressão da população urbana de Machado / MG para 20 anos

Ano	População (hab.)	Ano	População (hab.)
2017	34.399	2027	39.937
2018	34.916	2028	40.537
2019	35.441	2029	41.147
2020	35.974	2030	41.766
2021	36.515	2031	42.394
2022	37.064	2032	43.032
2023	37.622	2033	43.679
2024	38.188	2034	44.336
2025	38.762	2035	45.002
2026	39.345	2036	45.679

Fonte: o autor.

Para a determinação do consumo médio *per capita*, foi necessário o levantamento de dados do volume de água tratada distribuída para a população urbana, conforme apresentado e detalhado na tabela abaixo.

Tabela 16 - Volume de água aduzida e distribuída por ano

Ano	Volume de água (m ³)	
	Aduzida	Distribuída
2013	3.108.365	2.833.580
2014	3.185.092	3.052.477
2015	3.329.455	3.221.892

Fonte: (SAAE, 2016).

Através do levantamento da população e volume de água distribuída possibilitou a determinação do consumo médio *per capita* de água da população atual, conforme apresentado na tabela 17.

Tabela 17 - Consumo médio *per capita* de água

Ano	População (hab.)	q_{pc} (L/hab.dia)
2013	32.644	237,82
2014	32.892	254,25
2015	33.387	264,39
q_{pc} médio		252,15

Fonte: o autor.

Como parâmetro para a avaliação do sistema para um período de projeto de 20 anos, considerou-se um consumo médio *per capita* constante, ou seja, um q_{pc} médio = 252,15 L/hab.dia.

4.3.2 Vazão de dimensionamento ou de projeto

Conforme mencionado na metodologia, para a determinação da vazão de dimensionamento, foi necessário obter o consumo médio da ETA, bem como o período de bombeamento da estação elevatória.

Relacionado ao consumo de água da ETA, o valor definido originou-se de uma média de três anos, conforme apresentado na tabela abaixo:

Tabela 18 - Consumo médio da ETA

Ano	Consumo de água da ETA	
	(m ³)	%
2013	274.785	8,84
2014	132.615	4,17
2015	107.563	3,27
q_{ETA} médio		5,42

Fonte: (SAAE, 2016).

Para o período de funcionamento, optou-se em utilizar a média de três anos, no qual resultou em 18h17m. Porém, como critério para projeto a favor da segurança, optou-se por utilizar um período de funcionamento de 18 horas.

Quanto a variação diária, considerou-se um coeficiente do dia de maior consumo de $K_1 = 1,2$.

Com a determinação do consumo médio *per capita* de água, consumo médio da ETA, população para fim de plano e período de funcionamento do sistema, considerando o período de projeto definido, foi possível determinar a vazão média e consequentemente a vazão de

dimensionamento para a avaliação da unidade de produção de água tratada do sistema de abastecimento, conforme apresentado na tabela 19.

Tabela 19 - Determinação da vazão de dimensionamento

Vazões (L/s)	
Média (\bar{Q})	Dimensionamento (Q_{dim})
133,31	224,85

Fonte: o autor.

4.4 Diagnóstico avaliativo dos sistemas existentes

Através da determinação dos fatores acima, possibilitou iniciar a avaliação do desempenho hidráulico dos sistemas de captação e tratamento de água existentes em função dos parâmetros hidráulicos mencionados neste trabalho.

Conforme mencionado na metodologia, vale ressaltar que diante da vazão de dimensionamento determinada, as avaliações de alguns dispositivos dos sistemas existentes foram realizadas dividindo a vazão do período em duas etapas, objetivando prolongar a vida útil de projeto desses sistemas, assim evitando readequações desnecessárias a curto prazo e consequentemente onerando a população de demanda e a Autarquia.

Neste contexto, nos itens abaixo seguem os resultados obtidos:

4.4.1 Sistemas de captação de água bruta

4.4.1.1 Manancial

Para a determinação do valor de referência da captação ideal e disponibilidade hídrica do Rio Machado no ponto de tomada, considerou-se os dados da área de drenagem e série histórica da vazão mínima da estação fluviométrica disponibilizados pela Agência Nacional de Águas (ANA). Tal decisão foi motivada pelo fato do local de instalação da estação para o ponto de captação apresentarem distância insignificante. Portanto, através da tabela 20, estão apresentados os dados da estação e na tabela 21, os dados da série história da vazão mínima registrados no período de 2034 a 2006.

Tabela 20 - Dados da estação fluviométrica

Código	61568000
Nome	Machado
Bacia	Rio Paraná (6)

Sub-bacia	Rio Grande (11)
Rio	Rio do Machado
Estado	Minas Gerais
Município	Machado
Responsável	ANA
Latitude	-21:41:15
Longitude	-45:54:17
Altitude (m)	795
Área de drenagem (km²)	732

Fonte: (Adaptado de ANA, 2006).

Tabela 21 - Série histórica da vazão mínima no ponto de captação

Períodos (anos)	Q_{min} (m³/s)
1934 - 1943	3,47
1944 - 1953	3,40
1954 - 1963	2,94
1964 - 1973	3,25
1974 - 1983	1,69
1984 - 1993	4,92
1994 - 2003	3,06
2004 - 2006	1,42

Fonte: (Adaptado de ANA, 2006).

Para a determinação da vazão do manancial ($Q_{manancial}$), utilizou-se a área da bacia e a menor vazão mínima (Q_{min}) do manancial registrada no período de 1934-2006. Portanto, através da equação abaixo resultou na seguinte vazão:

$$Q_{manancial} = 0,20 \cdot 1420 = 284 \text{ l/s}$$

Com a vazão do manancial determinada, foi possível verificar a vazão de captação ideal, ou seja, verificar se a vazão no ponto de captação do manancial possui capacidade hídrica para abastecer os sistemas de captação e tratamento de água para a vazão de dimensionamento de 224,85 L/s e período de projeto de 20 anos.

$$Q_{captação} \leq Q_{manancial}$$

$$224,85 \leq 284 \rightarrow \text{OK (resultado satisfatório)}$$

Através da condição apresentada abaixo, obteve-se um resultado satisfatório.

4.4.1.2 Adutora

Conforme mencionado na metodologia, para a avaliação das adutoras de adução e recalque serão utilizados a vazão de dimensionamento divididas em duas etapas. Portanto, para a avaliação dos dispositivos de adução e recalque para a primeira etapa, a vazão de dimensionamento (Q_{dim}) corresponde a 112,42 L/s. Já, para a avaliação da segunda etapa, a vazão de dimensionamento, corresponderá a 224,85 L/s.

Para a avaliação do desempenho deste dispositivo partiu-se inicialmente em verificar se os diâmetros das adutoras de sucção e recalque atenderiam aos valores limites, mencionados por Carvalho e Silva (2006, p. 90), ou seja, velocidades econômicas limites de sucção ($V_s \leq 1,5$ m/s e de recalque ($V_r \leq 2,5$ m/s).

a) Sucção

Utilizando-se da equação abaixo, mencionada por Carvalho e Silva (2006, p. 90), e considerando uma velocidade limite de sucção parametrizada em 1,5 m/s, resultou-se nos seguintes diâmetros por etapa:

$$D_s = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{dim}}{\pi \cdot V_s}}$$

Considerando o diâmetro da adutora atual de 250 mm, através do resultado obtido e apresentados na tabela 22, percebe-se que a adutora de sucção não atenderá aos critérios e parâmetros determinados pela ABNT, visto assim, não obterá um desempenho hidráulico satisfatório, sendo necessário readequações no diâmetro em ambas as etapas, conforme vazão de dimensionamento adotada.

Tabela 22 - Diâmetros econômico para as adutoras por etapa.

Tipo adutora	Trecho	\varnothing_{atual} (mm)	1ª Etapa	2ª Etapa
			\varnothing_{dim} (mm)	\varnothing_{dim} (mm)
Sucção	1º	250	350	450
	2º			

Fonte: autor.

b) Recalque

Utilizando-se da equação abaixo, mencionada por Carvalho e Silva (2006, p. 90), e considerando uma velocidade limite de recalque parametrizada de 2,5 m/s, resultou-se nos seguintes diâmetros por etapa:

$$D_r = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{dim}}{\pi \cdot V_r}}$$

Tabela 23 - Diâmetros da adutora de recalque por etapa.

Tipo adutora	Trecho	\varnothing_{atual} (mm)	1ª Etapa	2ª Etapa
			\varnothing_{dim} (mm)	\varnothing_{dim} (mm)
Recalque	1º trecho	250	250	350
	2º trecho	250	250	350
	3º trecho	400	250	350

Fonte: autor.

Através da avaliação realizada e resultados apresentados na tabela acima para uma vazão de dimensionamento de primeira etapa, percebe-se que em nenhum dos trechos haverá necessidade de readequações. Para a vazão de dimensionamento da segunda etapa, apenas o 3º trecho não será necessário readequar, haja visto, que o sistema atual apresenta um trecho com diâmetro de 400 milímetros e o necessário para atender aos parâmetros hidráulicos de norma deve ser de no mínimo 350 milímetros.

4.4.1.3 Estação elevatória

Assim como critério adotado para avaliação do dispositivo anterior, a estação elevatória também será avaliada em duas etapas.

Para a avaliação da estação elevatória utilizou-se como parâmetro a potência do conjunto motor-bomba existente. Assim, conforme critério adotado, para iniciar a avaliação do dispositivo, foi necessário a determinação da altura manométrica, correspondente a somatória das perdas de carga (contínua, localizada e geométrica) dos trechos de sucção e recalque, assim como o rendimento do conjunto, obtido pela curva característica da bomba apresentada no Anexo J, figura 1.

Os resultados obtidos nas respectivas etapas, estão apresentados nos itens abaixo.

a) Avaliação da estação elevatória - 1ª etapa

Os resultados obtidos para as perdas de carga para a vazão de dimensionamento adotada na primeira etapa estão apresentados na tabela abaixo.

Tabela 24 - Perdas de cargas (contínua e localizada), conforme tipo de adutora e etapa.

<i>1ª Etapa - $Q_{dim} = 0,11242 \text{ m}^3/\text{s}$</i>							
<i>Tipo adutora</i>	<i>Trecho</i>	<i>ϕ_{atual} (mm)</i>	<i>Material</i>	<i>Comprimento(m)</i>	<i>Perda de Carga (m)</i>		
					<i>h_{fc}</i>	<i>h_{fl}</i>	<i>Total</i>
Sucção	1ª	250	Borracha	7,00	0,32	0,20	0,52
	2º	250	Ferro Fundido	1,50	0,08	0,05	0,13
Recalque	1º	250	Borracha	8,00	0,60	-	0,60
	2º	250	Ferro fundido	60,70	3,44	0,22	3,66
	3º	400	Ferro fundido	4,50	0,02	0,07	0,09

Fonte: autor.

Através da tabela 25, apresenta-se os resultados determinados para a altura manométrica da estação elevatória.

Tabela 25 - Determinação das perdas de carga e altura manométrica

<i>Adutoras</i>	<i>Sucção</i>	<i>Recalque</i>
<i>H_g (m)</i>	3,45	6,70
<i>h_{fc} (m)</i>	0,40	4,06
<i>h_{fl} (m)</i>	0,25	0,29
<i>H_{man} (m)</i>	15,15	

Fonte: o autor.

Assim, com a vazão de dimensionamento (Q_{dim}) correspondente a 11,24 L/s x 10 e através da curva de performance da bomba existente, pode-se obter um rendimento característico no valor de 79% .

$$P = \frac{\gamma \cdot Q_{dim} \cdot H_{man}}{75 \cdot (\eta)} = \frac{1000 \cdot 0,11242 \cdot 15,15}{75 \cdot 0,79} = 28,74 \text{ cv}$$

Atendendo aos critérios previstos pela ABNT por meio da NBR 12214/92, deve-se acrescentar 20% a potência obtida. Portanto, através dessa fator de acréscimo obteve-se uma potência de:

$$P = 28,74 \cdot 1,2 = 34,49 \text{ cv} \therefore 40 \text{ cv}$$

A avaliação total da estação elevatória se encerra com a determinação da energia de sucção disponível $NPSH_d$.

Portanto, através dos critérios apresentados abaixo, em consideração ao ponto de captação, obteve-se o valor de $NPSH_d$, conforme resultados apresentados abaixo.

$$\text{Critérios adotados} \left\{ \begin{array}{l} - \text{Altitude: } 795 \text{ m} \\ - \text{Temperatura da água: } 15^\circ\text{C} \text{ (} P_{atm}/\gamma = 0,174 \text{)} \\ - NPSH_{requerido \text{ máximo: } 2,35} \end{array} \right.$$

$$\frac{P_{atm}}{\gamma} = 10,33 - \frac{h}{900} = 10,33 - \frac{795}{900} = 0,883$$

$$NPSH_d = \pm H_{gsuc} - h_{ftsuc} + \frac{P_{atm}}{\gamma} - \frac{P_{vapor}}{\gamma} = 3,45 - 0,65 + 0,883 - 0,174 = 3,46$$

$$NPSH_{disponível} \geq NPSH_{requerido}$$

$$3,46 \geq 2,35 \rightarrow \text{OK (sem cavitação)}$$

Analisando a condição acima, é possível confirmar que a bomba existente não sofrerá o processo de cavitação.

Desta forma, através dos resultados obtidos em comparação ao conjunto motor-bomba existente, ou seja, motor de 75 cv, e capacidade unitária de bombeamento da estação elevatória correspondente a 150 L/s e ausência do processo de cavitação, pode-se constatar que as instalações existentes não necessitarão de readequações para a vazão de dimensionamento definida, no período de bombeamento fixado e horizonte de projeto.

b) Avaliação da estação elevatória - 2ª etapa

Para a vazão de avaliação de segunda etapa, os resultados obtidos para as perdas de cargas estão detalhadas na tabela 26 apresentada abaixo:

Tabela 26 - Perdas de cargas (contínua e localizada), conforme tipo de adutora e etapa.

2ª Etapa - $Q_{dim} = 0,22485 \text{ m}^3/\text{s}$							
Tipo adutora	Trecho	\varnothing_{atual} (mm)	Material	Comprimento(m)	Perda de Carga (m)		
					h_{fc}	h_{fl}	Total
Sucção	1ª	250	Borracha	7,00	2,10	0,80	2,90
	2º	250	Ferro Fundido	1,50	0,34	0,21	0,55
Recalque	1º	250	Borracha	8,00	2,40	-	2,40
	2º	250	Ferro fundido	60,70	13,77	0,67	14,44
	3º	400	Ferro fundido	4,50	0,90	0,30	1,20

Fonte: autor.

Através da tabela 27, apresenta-se os resultados determinados para a altura manométrica da estação elevatória.

Tabela 27 - Determinação das perdas de carga e altura manométrica

Adutoras	Sucção	Recalque
H_g (m)	3,45	6,70
h_{fc} (m)	2,44	17,07
h_{fl} (m)	1,01	0,97
H_{man} (m)	31,64	

Fonte: o autor.

Porém, como a vazão de dimensionamento ($Q_{dim} = 22,485 \text{ L/s} \times 10$) ultrapassou os limites operacionais da curva de performance da bomba, possibilitou concluir que a bomba atual não terá capacidade operacional e hidráulica para a vazão de dimensionamento em estudo, no período de bombeamento fixado e horizonte de projeto.

4.4.2 Sistemas de tratamento de água bruta

4.4.2.1 Medidor Parshall

A avaliação do dispositivo do medidor Parshall, é caracterizado pela largura de sua garganta e capacidade em L/s, conforme mencionado por Azevedo Netto et al. (1998, p. 454). Portanto, para uma $Q_{dim} = 224,85 \text{ L/s}$, a garganta da calha a ser utilizado deve ser de 9", o que resultará numa calha com as seguintes dimensões, conforme apresentadas na tabela 28.

Tabela 28 - Dimensões para a calha Parshall

	W	A	B	C	D	E	F	G	K	N	λ	n
9"	22,9	88,1	86,4	38,1	57,5	76,2	30,5	45,7	7,6	11,4	0,535	1,530

Fonte: (Adaptado de AZEVEDO NETTO ET AL., 1998, p.455).

Através dessa avaliação, percebe-se que o dispositivo implantado atenderá para ambas etapas.

4.4.2.2 Floculador hidráulico de fluxo vertical

A avaliação do floculador hidráulico também partiu-se do princípio de redução de custos de readequações e prolongamento da vida útil de projeto do sistema existente. Desta forma, como critério avaliativo do desempenho hidráulico do dispositivo em questão, a vazão de dimensionamento para fim de plano também foi dividida em duas etapas.

Portanto, utilizou-se como parâmetros: intervalo máximo e mínimo das velocidades, gradiente hidráulico aplicado nas passagens e séries e tempo de detenção nas séries em relação ao valor determinado para a vazão de dimensionamento e período de detenção mínima de 20 minutos, conforme recomendado pela ABNT (1992), por meio da NBR 12216/92. Também utilizou-se como parâmetro, o volume do floculador atual, em relação ao volume mínimo necessário para as vazões de projeto.

Assim, na tabela 29, estão apresentados os valores obtidos do volume mínimo necessário para o período de detenção de 20 minutos (período mínimo normativo) e vazão de dimensionamento (Q_{dim}) por etapa. Para a sua determinação foi necessário utilizar a seguinte equação:

$$V_f = Q \cdot t$$

Tabela 29 - Comparação dos volumes mínimos para o floculador

Atual ⁽¹⁾		1ª Etapa ⁽²⁾		2ª Etapa ⁽²⁾	
Q_{dim} (L/s)	Volume útil disponível (m ³)	Q_{dim} (L/s)	Volume necessário (m ³)	Q_{dim} (L/s)	Volume necessário (m ³)
150L/s	215,60	112,42L/s	134,90	224,85	270

Fonte: ⁽¹⁾ SANAG, 1995; ⁽²⁾ o autor).

Através dos resultados obtidos de volume nas respectivas etapas e em comparação a capacidade de volume do floculador existente, percebe-se que o floculador terá capacidade em atender apenas a vazão correspondente a primeira etapa. Portanto, para atender a vazão da segunda etapa, o floculador deverá passar por readequações/ampliações.

Relacionado aos parâmetros de gradiente hidráulico e velocidades mínimas e máximas permitidas pela ABNT, os resultados obtidos para uma vazão de dimensionamento de 112,42 L/s, correspondente a primeira etapa estão apresentados na tabela 30.

Tabela 30 - Determinação das velocidades e gradientes hidráulicos nas passagens para a 1ª etapa

Série ⁽¹⁾	Nº de câmaras ⁽¹⁾	1ª Etapa			
		Ø (m) ⁽¹⁾	h _f (m) ⁽²⁾	V (m/s) ⁽²⁾	G (s ⁻¹) ⁽²⁾
1ª	8	0,50	0,028	0,45	52
2ª	8	0,60	0,013	0,30	27
3ª	8	0,70	0,007	0,23	15

Fonte: ⁽¹⁾ SANAG, 1995; ⁽²⁾ o autor).

Assim, conforme resultados obtidos, percebe-se que na primeira série a velocidade nas passagens excederam a máxima permitida em norma (≤ 30 m/s), sendo assim, o fator preponderante para a devida necessidade de readequação, haja visto, não atenderem aos parâmetros limites previstos em norma. Quanto aos gradientes hidráulicos, todas as séries estão atendendo ao intervalo previsto e mencionado no referencial teórico, no qual devem ser previstos gradiente de velocidade máximo no primeiro compartimento de $70s^{-1}$ e mínimo, no último, de $10s^{-1}$.

Relacionado aos parâmetros de gradiente hidráulico e velocidades mínimas e máximas permitidas pela ABNT, os resultados obtidos para uma vazão de dimensionamento de 224,85 L/s, correspondente a segunda etapa, estão apresentados na tabela 31.

Tabela 31 - Determinação das velocidades e gradientes hidráulicos nas passagens para a 2ª etapa

Série ⁽¹⁾	Nº de câmaras ⁽¹⁾	2ª Etapa			
		Ø (m) ⁽¹⁾	h _f (m) ⁽²⁾	V (m/s) ⁽²⁾	G (s ⁻¹) ⁽²⁾
1ª	8	0,50	0,111	0,90	148
2ª	8	0,60	0,053	0,62	75
3ª	8	0,70	0,029	0,46	43

Fonte: ⁽¹⁾ SANAG, 1995; ⁽²⁾ o autor).

Para os resultados obtidos na segunda etapa e apresentados na tabela acima, tanto a velocidade quanto o gradiente hidráulico das séries não atenderam aos parâmetros limites previstos em norma.

Quanto aos gradientes hidráulicos e tempo de detenção nas séries, para a primeira etapa, conforme apresentado na tabela 32, pode-se observar que na primeira etapa não haverá a necessidade de readequações, pois apresentaram um tempo de detenção total de 32 minutos e gradiente hidráulico conforme previsto na norma.

Tabela 32 - Determinação das velocidades e gradientes hidráulicos nas séries para a 1ª etapa

1ª Etapa									
Série ⁽¹⁾	Nº de câmaras ⁽¹⁾	Dimensões das câmaras ⁽¹⁾				Séries			
		Comprimento (m)	Largura (m)	Altura d'água	Volume (m³)	Volume (m³) ⁽¹⁾	Tempo de detenção (s) ⁽²⁾	h_f (m) ⁽²⁾	G (s ⁻¹) ⁽²⁾
1ª	8	1,7625	1,35	3,652	8,689	69,52	618,36	0,222	59
2ª	8	1,6075	1,55	3,428	8,535	68,28	607,34	0,107	41
3ª	8	1,9188	1,55	3,263	9,704	77,63	690,58	0,058	28
Total						215,48	1916,28	0,387	41

Fonte: ⁽¹⁾ SANAG, 1995; ⁽²⁾ o autor.

Relacionado a segunda etapa, devido os resultados de gradientes hidráulicos obtidos nas séries e tempo de detenção do floculador de 16 minutos apresentados na tabela 33, o dispositivo em avaliação deverá ser readequado, ou seja, deverá apresentar ampliação dos diâmetros, de forma que o tempo de detenção varie de 20 a 30 minutos e gradiente hidráulico de velocidade máximo no primeiro compartimento de $70s^{-1}$ e mínimo, no último, de $10s^{-1}$.

Tabela 33 - Determinação das velocidades e gradientes hidráulicos nas séries para a 2ª etapa

2ª Etapa									
Série ⁽¹⁾	Nº de câmaras ⁽¹⁾	Dimensões das câmaras ⁽¹⁾				Séries			
		Comprimento (m)	Largura (m)	Altura d'água	Volume (m³)	Volume (m³) ⁽¹⁾	Tempo de detenção (s) ⁽²⁾	h_f (m) ⁽²⁾	G (s ⁻¹) ⁽²⁾
1ª	8	1,7625	1,35	3,652	8,689	69,52	309,17	0,887	167
2ª	8	1,6063	1,55	3,428	8,535	68,28	303,66	0,428	117
3ª	8	1,9188	1,55	3,263	9,704	77,63	345,27	0,231	81
Total						215,43	958,10	1,546	117

Fonte: ⁽¹⁾ SANAG, 1995; ⁽²⁾ o autor.

4.4.2.3 Decantadores de fluxo horizontal

A avaliação dos decantadores se deu em duas etapas e teve como parâmetros principais o tempo de detenção, a velocidade longitudinal das partículas e a área de decantação necessária.

Por apresentar dois decantadores, os critérios avaliativos adotados por etapa estão detalhado abaixo:

- Vazão nominal de dimensionamento: 0,11242 m³/s;
- Número de decantadores avaliados: 1
- Critérios adotados - Vazão para avaliação: 0,056 m³/s
- 1ª Etapa - TAS: 35 m³/m².dia
- Área de decantação disponível: 138,4 m²
- Velocidade máxima: 2,43 cm/min

- Vazão nominal de dimensionamento: 0,22485 m³/s;
- Número de decantadores avaliados: 1
- Critérios adotados - Vazão para avaliação: 0,11242 m³/s
- 2ª Etapa - TAS: 40 m³/m².dia
- Área de decantação disponível: 144 m²
- Velocidade máxima: 2,80 cm/min

Portanto, na tabela 34, estão apresentados os resultados obtidos das variáveis para cada etapa.

Tabela 34 - Comparação dos parâmetros hidráulicos determinados para os decantadores por etapa

Fator de determinação	Equação	1ª Etapa Q _{dim} = 112,42 L/s	2ª Etapa Q _{dim} = 224,85L/s
Área de decantação necessária (m ²)	$A_{dec} = \frac{Q}{TAS}$	138,17	242,84
Tempo de detenção (horas)	$TDH = \frac{V_{dec}}{Q_{dec}}$	2,74	1,37
Velocidade longitudinal (cm/s)	$V_l = \frac{Q_{dec}}{B \cdot H}$	0,19	0,38

Fonte: o autor.

Como se pode observar na tabela acima, para a vazão de primeira etapa o tempo de detenção e a velocidade longitudinal atenderam aos parâmetros normativos descritos abaixo, assim como a área de decantação. Já para a vazão de segunda etapa o decantador não terá capacidade suficiente para atender a vazão específica, pois a área necessária esta maior do que a atual (242,84 > 144). Relacionado ao tempo de detenção, o mesmo não atende ao recomendado pela norma, portanto nesta etapa o dispositivo deverá ser readequado de maneira que apresente um desempenho hidráulico satisfatório e favorável.

- tempo de detenção deve ser de 1^{1/2} a 3 horas;
- velocidade longitudinal máxima em estações com capacidade de até 10000m³/dia, é de 0,50cm/s e para estações com capacidade superior a 10000m³/dia é de 0,75cm/s.

4.4.2.4 Filtros rápidos

Relacionado aos filtros rápidos a avaliação utilizou-se como parâmetro a relação da vazão de dimensionamento obtida para o período fim de plano em estudo, ou seja, a vazão da segunda etapa. Visto assim, por apresentar seis unidades de filtros, este dispositivo atende e conseqüentemente possui um desempenho satisfatório em relação a vazão de demanda de dimensionada.

4.5 Readequação dos sistemas

Diante dos resultados obtidos através do diagnóstico avaliativo realizado nos sistemas de captação e tratamento de água do SAA do município de Machado, Minas Gerais, apresentadas no item 4.4, pode-se identificar os dispositivos, os quais deverão passar por readequações. Visto assim, as unidades de adução, tanto de recalque quanto de sucção, a estação elevatória, os flocladores e os decantadores deverão passar por readequações.

Além das readequações necessárias obtidas através da avaliação, tendo em vista, a inexistência de um dispositivo de desarenador no sistema, como proposta de projeto, optou-se em dimensionar e implantar este dispositivo para o próximo período de vida útil de projeto do sistema de captação de água bruta.

Portanto, conforme recomendado pela ABNT (1992) por meio da NBR 12211/92, os dimensionamentos para as devidas readequações visou prioritariamente permitir o funcionamento dos sistemas de maneira adequada com a máxima eficiência hidráulica.

Para possibilitar a viabilidade de implantação da proposta, foi necessário dividir as obras em etapas, objetivando não onerar a população atendida e a autarquia responsável pela operação e manutenção do SAA do município de Machado, bem como, a integração com eventual sistema existente.

Vale ressaltar que todos os parâmetros adotados para as readequações dos sistemas foram definidos com base nas recomendações normativas mencionadas no referencial teórico através da ABNT e diversos autores especializados na área de estudo.

Visto assim, nos itens abaixo serão apresentados os resultados obtidos para a proposta de readequação do sistema.

4.5.1.1 Sistema de captação

4.5.1.1.1 Dimensionamento do desarenador

Tendo em vista o grau de dificuldades para a readequação de desarenadores, definiu-se desta forma, dimensionar o dispositivo para a vazão total determinada para a população fim de plano, ou seja, para a vazão de 224,85 L/s. Portanto, os critérios e parâmetros hidráulicos apresentados para o dimensionamento estão descritos abaixo:

Critérios e parâmetros adotados	- Vazão de dimensionamento: 0,22485 m ³ /s;
	- Quantidade de desarenadores: 2
	- Velocidade horizontal: 0,20 m/s;
	- Velocidade crítica de sedimentação: 0,021 m/s;
	- Altura: 1,25 m;
	- Coeficiente: 1,50

Diante dos critérios e parâmetros adotados, os resultados obtidos para o desarenador estão apresentados na tabela 35.

Tabela 35 - Determinação das dimensões do desarenador

Fator de determinação	Equação	2ª Etapa
Tempo de sedimentação (s)	$t = \frac{h}{V_s}$	60
Largura (m)	$Q = V_h \cdot (b \cdot h)$	0,90
Comprimento (m)	$L = h \cdot \frac{V_h}{V_s}$	18

Fonte: o autor.

Conforme resultados obtidos, o desarenador foi dimensionado conforme condições normativas apresentadas abaixo:

- a velocidade crítica da sedimentação das partículas igual ou inferior a 0,021 m/s;
- a velocidade de escoamento horizontal deve ser igual ou inferior a 0,30 m/s;

- o tempo de sedimentação, desde a superfície até o fundo, deve ser igual ao tempo de escoamento horizontal da água, ou seja, 60 segundos (variando de 45 a 90 segundos);
- o comprimento do desarenador obtido multiplicado por um coeficiente não inferior a 1,50.

Diante dos resultados obtidos no dimensionamento em razão da vazão de dimensionamento, através do Apêndice A, pode-se representar a planta de vista superior do projeto do desarenador a ser implantado.

4.5.1.1.2 Dimensionamento das adutoras

A proposta para a readequação das adutoras, terá como critério o dimensionamento dos seus respectivos diâmetros de maneira a atenderem as vazões de dimensionamento das etapas.

1. Determinação do diâmetro

Tendo em vista o trecho de sucção existente com diâmetro de 250 milímetros não atender ao parâmetro hidráulico satisfatório e prescritos pelas normas, ou seja, velocidade limite ($\leq 1,5$ m/s), optou-se como proposta de readequação dimensionar o diâmetro da adutora de sucção, assim, adotando o diâmetro comercial dimensionado em material de ferro fundido, assim buscando padronizar o tipo de material das adutoras do sistema de captação.

A determinação dos diâmetros das adutoras de sucção, partiu-se do valor limite, mencionado por Carvalho e Silva (2006, p. 90), e aplicados nas equações da continuidade modificadas 2.25 e 2.26, ambas apresentadas no item 2.4.7.2.5.1.

1.a Trecho de sucção

Portanto, através dos critérios e parâmetros listados abaixo, os resultados dos diâmetros para a adutora estão apresentados na tabela 36.

Critérios e parâmetros adotados - 1ª Etapa	{	<ul style="list-style-type: none"> - Vazão de dimensionamento: 0,11242 m³/s; - Velocidade limite sucção: $\leq 1,5$ m/s;
--	---	--

Critérios e parâmetros adotados - 2ª Etapa $\left\{ \begin{array}{l} - \text{Vazão de dimensionamento: } 0,22485 \text{ m}^3/\text{s}; \\ - \text{Velocidade limite sucção: } \leq 1,5 \text{ m/s}; \end{array} \right.$

Tabela 36 - Diâmetros dimensionados para as adutoras de sucção por etapa.

Fator de determinação	Equação	1ª Etapa	2ª Etapa
Diâmetro adotado (mm)	$D_s = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{dim}}{\pi \cdot V_s}}$	350 mm	450 mm

Fonte: o autor.

1.b Trecho de recalque

Portanto, através dos critérios e parâmetros listados abaixo, os resultados dos diâmetros para a adutora estão apresentados na tabela 37.

Critérios e parâmetros adotados - 1ª Etapa $\left\{ \begin{array}{l} - \text{Vazão de dimensionamento: } 0,11242 \text{ m}^3/\text{s}; \\ - \text{Velocidade limite sucção: } \leq 1,5 \text{ m/s}; \end{array} \right.$

Critérios e parâmetros adotados - 2ª Etapa $\left\{ \begin{array}{l} - \text{Vazão de dimensionamento: } 0,22485 \text{ m}^3/\text{s}; \\ - \text{Velocidade limite recalque: } \leq 2,5 \text{ m/s}; \end{array} \right.$

Tabela 37 - Diâmetros dimensionados para as adutoras de recalque por etapa.

Fator de determinação	Equação	1ª Etapa	2ª Etapa
Diâmetro adotado (mm)	$D_r = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{dim}}{\pi \cdot V_r}}$	250 mm	400 mm

Fonte: o autor.

Para verificar se esta readequação alterou alguns dos dispositivos complementares à adutora de sucção e recalque, como por exemplo a potência do motor da bomba da estação elevatória foi necessário determinar as perdas de cargas contínua e localizada.

2. Determinação da perda de carga contínua (h_{fc})

Para a determinação da perda de carga contínua, utilizou-se a equação de Darcy modificada 2.31, citada por Azevedo Netto *et al.* (1998, p. 160), apresentada no item

2.4.7.2.6.1. O número de Reynolds é dado pela equação 2.32 e quanto a rugosidade relativa do tubo (e) em relação ao diâmetro é dado pela equação 2.33. Para efeitos da determinação do coeficiente de atrito (f) será utilizado o diagrama de Moody apresentado no Anexo A, figura 1.

2.a Trecho de sucção

Portanto, para a vazão de dimensionamento definida, os critérios e parâmetros de projeto para a adutora de sucção estão listados abaixo e os resultados das perdas obtidos apresentados na tabela 38.

Critérios e parâmetros adotados - 1ª Etapa	-	- Vazão de dimensionamento: 0,11242 m ³ /s;
		- Viscosidade dinâmica do fluido (ν): 10 ⁻⁶ m ² /s (20°C).
		- 1º Trecho:
		- Material: ferro fundido: $e = 0,0040$;
		- Diâmetro: 350mm;
		- Comprimento: 8,5m;
Critérios e parâmetros adotados - 2ª Etapa	-	- Vazão de dimensionamento: 0,22485 m ³ /s;
		- Viscosidade dinâmica do fluido (ν): 10 ⁻⁶ m ² /s (20°C).
		- 1º Trecho:
		- Material: ferro fundido: $e = 0,0040$;
		- Diâmetro: 450 mm;
		- Comprimento: 8,5 m;

Tabela 38 - Determinação da perda de carga contínua (h_{fc}) por etapa e trecho - Sucção

Fator de determinação	Equação	1ª Etapa 1º Trecho	2ª Etapa 1º Trecho	(Continua)
Nº de Reynolds	$Re_y = \frac{\frac{Q}{\pi \cdot D^2} \cdot D}{\nu}$	4,09 . 10 ⁵	6,36 . 10 ⁵	
Rugosidade interna do tubo (e) em relação ao diâmetro	$\frac{e}{D}$	0,011	0,0089	
Coeficiente de atrito (f)	Ábaco (Anexo A)	0,0495	0,0476	

Fator de determinação	Equação	1ª Etapa	2ª Etapa	(Conclusão)
Perda de carga contínua (h_{fc}) (m)	$0,0827 \cdot \frac{f \cdot L \cdot Q_{dim}^2}{D^5}$	0,08		0,09

Fonte: o autor.

2.b Trecho de recalque

Para a vazão de dimensionamento definida, os critérios e parâmetros de projeto para a adutora de recalque estão listados abaixo e os resultados das perdas obtidos apresentados na tabela 39.

Critérios e parâmetros adotados - 1ª Etapa	- Vazão de dimensionamento: 0,11242 m ³ /s;
	- Viscosidade dinâmica do fluido (ν): 10 ⁻⁶ m ² /s (20°C).
	- 1º Trecho
	- Material : borracha ($e = 0,00001$);
	- Diâmetro: 250 mm
	- Comprimento: 8,00 m
	- 2º Trecho
	- Material : ferro fundido ($e = 0,0040$);
	- Diâmetro: 250 mm
	- Comprimento: 60,70 m
Critérios e parâmetros adotados - 2ª Etapa	- 3º Trecho
	- Material : ferro fundido ($e = 0,0040$);
	- Diâmetro: 400 mm
	- Comprimento: 4,5 m
	- Vazão de dimensionamento: 0,22485 m ³ /s;
	- Viscosidade dinâmica do fluido (ν): 10 ⁻⁶ m ² /s (20°C).
	- 1º, 2º e 3º Trechos:
	- Material: ferro fundido: $e = 0,0040$;
	- Diâmetro: 400 mm;
	- Comprimento: 73,20 m;

Tabela 39 - Determinação da perda de carga contínua (h_{fc}) por etapa e trecho - Recalque

Fator de determinação	Equação	1ª Etapa			2ª Etapa
		1º Trecho	2º Trecho	3º Trecho	1º; 2º e 3º Trechos
Nº de Reynolds	$Re_y = \frac{\frac{Q}{\pi \cdot D^2} \cdot D}{\nu}$	$5,72 \cdot 10^5$	$5,72 \cdot 10^5$	$3,58 \cdot 10^5$	$7,16 \cdot 10^5$
Rugosidade interna do tubo (e) em relação ao diâmetro	$\frac{e}{D}$	0,00004	0,016	0,01	0,01
Coefficiente de atrito (f)	Ábaco (Anexo A)	0,042	0,0545	0,049	0,049
Perda de carga contínua (h_{fc}) (m)	$0,0827 \cdot \frac{f \cdot L \cdot Q_{dim}^2}{D^5}$	0,36	3,54	0,02	1,46

Fonte: o autor.

3. Determinação da perda de carga localizada (h_{fl})

Para a determinação da perda de carga localizada, utilizou-se a equação de Teorema de Borda-Berlanger (2.34), citada por Tsutiya (2006, p. 161) apresentada no item 2.4.7.2.6.1. Para efeitos da determinação da perda de carga localizada, o valor de K foi obtido para cada tipo de peça, conforme apresentado no Anexo D, tabela 1. O levantamento da quantidade de peças foi possível através da pesquisa de campo *in loco* realizada, estudo dos projetos do SAA existente, bem como, do sistema de readequações proposto. Portanto, os critérios e parâmetros de projeto definidos foram listados abaixo:

3.a Trecho de sucção

Portanto, para a vazão de dimensionamento definida, os critérios e parâmetros de projeto para a adutora de sucção estão listados abaixo e os resultados obtidos apresentados na tabela 40.

Critérios e parâmetros adotados - 1ª Etapa	$\left\{ \begin{array}{l} - \text{Vazão de dimensionamento: } 0,11242 \text{ m}^3/\text{s}; \\ - \text{Aceleração da gravidade: } 9,8 \text{ m/s}^2. \\ \\ - \text{1º Trecho:} \\ \quad - \text{Diâmetro: } 350\text{mm}; \\ \quad - \text{Peças: crivo; curva } 45^\circ \end{array} \right.$

- Critérios e parâmetros adotados - 2ª Etapa
- Vazão de dimensionamento: 0,22485 m³/s;
 - Aceleração da gravidade: 9,8 m/s².
 - 1º Trecho:
 - Diâmetro: 450 mm;
 - Peças: crivo; curva 45°

Tabela 40 - Determinação da perda de carga localizada (h_{fl}) por etapa e trecho - Sucção

Fator de determinação	Equação	1ª Etapa 1º Trecho	2ª Etapa 1º Trecho
Coefficiente adimensional por peça (K)	Tabelado (Anexo D)	0,95	0,95
Perda de carga contínua (h_{fl}) (m)	$h_{fl} = k \cdot \frac{V^2}{2g}$	0,07	0,10

Fonte: o autor.

3.b Trecho de recalque

Para a vazão de dimensionamento definida, os critérios e parâmetros de projeto para a adutora de recalque estão listados abaixo e os resultados obtidos apresentados na tabela 41.

- Critérios e parâmetros adotados - 1ª Etapa
- Vazão de dimensionamento: 0,11242 m³/s;
 - Aceleração da gravidade: 9,8 m/s².
 - 1º Trecho
 - Diâmetro: 250 mm
 - Peças: -
 - 2º Trecho
 - Diâmetro: 250 mm
 - Peças: curva 45°; derivação; válvula de gaveta; junção
 - 3º Trecho
 - Diâmetro: 400 mm
 - Peças: saída de canalização; curva 90°; ampliação

Critérios e parâmetros adotados - 2ª Etapa	-	- Vazão de dimensionamento: 0,22485 m ³ /s;
		- Aceleração da gravidade: 9,8 m/s ² .
	- 1º Trecho:	
	-	Diâmetro: 400 mm
	-	Peças: 2 curvas 45°; derivação; válvula de gaveta; curva 90°; saída de canalização.

Tabela 41 - Determinação da perda de carga localizada (h_{fl}) por etapa e trecho - Recalque

Fator de determinação	Equação	1ª Etapa			2ª Etapa
		1º Trecho	2º Trecho	3º Trecho	1º; 2º e 3º Trechos
Coefficiente adimensional por peça (K)	Tabelado (Anexo D)	-	0,83	1,70	2,03
Perda de carga contínua (h_{fl}) (m)	$h_{fl} = k \cdot \frac{V^2}{2g}$	-	0,22	0,07	0,33

Fonte: o autor.

4. Determinação da perda de carga total (h_{ft})

A perda de carga total dos trechos foi obtida através da equação 2.35 apresentada abaixo e citada por Coelho e Baptista (2010) no item 2.4.7.2.6.1.

Portanto, através da tabela 42, estão apresentadas de forma resumida os resultados obtidos das perdas de carga totais (contínuas e localizadas) por trecho e etapas para as vazões de dimensionamento definidas.

$$h_{ft} = h_{fc} + h_{fl}$$

Tabela 42 - Perdas de cargas totais por trecho e etapa.

Trecho da adutora	Perdas de Carga (m)					
	1ª Etapa			2ª Etapa		
	h_{fc}	h_{fl}	h_{ft}	h_{fc}	h_{fl}	h_{ft}
Sucção	0,08	0,07	0,15	0,09	0,10	0,19
Recalque	3,92	0,29	4,21	1,46	0,33	1,79
	Total geral		4,36	Total geral		1,98

Fonte: autor.

4.5.1.1.3 Dimensionamento da estação elevatória

Para o dimensionamento do conjunto elevatório (motor-bomba), foi necessário a determinação da altura manométrica (H_{man}), ou seja, o desnível geométrico somado ao valor das perdas de cargas contínuas (h_{fc}) e localizadas (h_{fl}) ao longo da tubulação de sucção e recalque.

Diante desta expressão, para a determinação da altura manométrica, deve-se utilizar a equação 2.28 mencionada no item 2.4.7.2.6.1 e apresentada abaixo.

a) Determinação da altura manométrica (H_{man})

Através da tabela 43, estão apresentados os resultados detalhados, os quais foram determinantes para a obtenção da altura manométrica (H_{man}).

$$H_{man} = H_g + h_{ft}$$

Tabela 43 - Determinação das perdas de carga e altura manométrica por trechos e etapas

	<u>1ª Etapa</u>		<u>2ª Etapa</u>		
	<u>Trechos</u>		<u>Trechos</u>		
	<u>Sucção</u>	<u>Recalque</u>	<u>Sucção</u>	<u>Recalque</u>	
H_g (m)	3,45	6,70	H_g (m)	3,45	6,70
h_{fc} (m)	0,08	3,92	h_{fc} (m)	0,09	1,46
h_{fl} (m)	0,07	0,29	h_{fl} (m)	0,10	0,33
H_{man} (m)	14,51		H_{man} (m)	12,13	

Fonte: o autor.

b) Determinação da potência do motor e $NPSH$

A determinação da potência do motor resultou-se da equação modificada 2.36, citada por Coelho (2010, p. 488). Os respectivos valores de rendimentos do conjunto motor-bomba, estão relacionados aos modelos das bombas (existente ou proposto), conforme Anexos J, figura 1 e K, figura 2.

2. 1ª etapa

Tendo em vista a proposta de readequação recomendada para esta etapa não ter interferido na capacidade e conseqüentemente no modelo da bomba instalada, optou-se em manter o mesmo dispositivo.

Relacionado a potência do motor, através do valor correspondente da altura manométrica e em análise a curva característica da bomba, apresentada no Anexo J, resultou-se na potência apresentada abaixo:

$$P = \frac{\gamma \cdot Q_{dim} \cdot H_{man}}{75 \cdot (\eta)} = \frac{1000 \cdot 0,11242 \cdot 14,51}{75 \cdot 0,793} = 27,42 \text{ cv}$$

Atendendo aos critérios previstos pela ABNT por meio da NBR 12214/92, deve-se acrescentar 20% a potência obtida. Portanto, através dessa fator de acréscimo obteve-se uma potência de:

$$P = 27,42 \cdot 1,2 = 33 \text{ cv} \therefore 75 \text{ cv}$$

Tendo em vista a potência do motor do dispositivo existente corresponder a 75 cv, assim, comprova-se que poderá manter as instalações atuais para o período de projeto da primeira etapa.

Para os critérios e parâmetros de dimensionamento abaixo, foi possível confirmar se a bomba estará sujeita ao processo de cavitação.

Critérios e parâmetros adotados - 1ª Etapa

- Altitude: 795 m;
- Temperatura da água: 15°C ($P_{atm}/\gamma = 0,174$)
- $NPSH_{requerido \text{ máximo}}: 2,35$

$$\frac{P_{atm}}{\gamma} = 10,33 - \frac{h}{900} = 10,33 - \frac{795}{900} = 0,883$$

$$NPSH_d = \pm H_{gsuc} - h_{ftsuc} + \frac{P_{atm}}{\gamma} - \frac{P_{vapor}}{\gamma} = 3,45 - 0,15 + 0,883 - 0,174 = 4,0$$

$$NPSH_{disponível} \geq NPSH_{requerido}$$

$$4,0 \geq 2,35 \rightarrow \text{OK (sem cavitação)}$$

2. 2ª etapa

Diante da avaliação realizada, foi possível identificar a incapacidade hidráulica de bombeamento da bomba existente para a vazão de dimensionamento corresponde a 224,85 L/s. Portanto, a proposta de projeto nesta etapa foi substituir o modelo do dispositivo de bombeamento. Assim, para a determinação da potência e do *NPSH* foi necessário primeiramente definir o tipo e a fabricante da respectiva bomba. Para a definição do modelo deve-se atentar aos parâmetros de vazão e altura manométrica. Neste caso, a determinação do modelo foi baseado na carta de aplicação disponibilizada pela fabricante e aqui apresentado no Anexo K, figura 1. Portanto, através da tabela 44 apresentada-se a descrição da bomba proposta para a readequação.

Tabela 44 - Descrição da bomba proposta

Tipo	Centrífuga
Fabricante	IMBIL
Modelo	E-12 RE-Autoescorvante
Peso (kg)	750

Fonte: (Adaptado de IMBIL, 2016).

Relacionado a potência do motor, através do valor correspondente da altura manométrica e em análise a curva característica da bomba sugerida, apresentada no Anexo K, figura 2, resultou-se na seguinte potência:

$$P = \frac{\gamma \cdot Q_{dim} \cdot H_{man}}{75 \cdot (\eta)} = \frac{1000 \cdot 0,224,85 \cdot 12,13}{75 \cdot 0,76} = 47,85 \text{ cv}$$

Atendendo aos critérios previstos pela ABNT por meio da NBR 12214/92, deve-se acrescer 20% a potência obtida. Portanto, através dessa fator de acréscimo obteve-se uma potência de:

$$P = 47,85 \cdot 1,2 = 57,42 \text{ cv} \therefore 75 \text{ cv}$$

Para os critérios e parâmetros de dimensionamento abaixo, foi possível confirmar se a bomba estará sujeita ao processo de cavitação.

Critérios e parâmetros adotados - 2ª Etapa

- Altitude: 795 m;
- Temperatura da água: 15°C ($P_{atm}/\gamma = 0,174$)
- $NPSH_{requerido\ máximo}$: 1,5

$$\frac{P_{atm}}{\gamma} = 10,33 - \frac{h}{900} = 10,33 - \frac{795}{900} = 0,883$$

$$NPSH_d = \pm H_{gsuc} - h_{ftsuc} + \frac{P_{atm}}{\gamma} - \frac{P_{vapor}}{\gamma} = 3,45 - 0,19 + 0,883 - 0,174 = 4,0$$

$$NPSH_{disponível} \geq NPSH_{requerido}$$

$$4,0 \geq 1,5 \rightarrow \text{OK (sem cavitação)}$$

4.5.1.2 Sistema de tratamento de água

4.5.1.2.1 Dimensionamento do decantador

Tendo em vista os resultados satisfatórios dos decantadores avaliados para a primeira etapa, aqui denominados como decantadores 1 e 2, como proposta de projeto para a segunda etapa, foi manter os dois decantadores existentes, os quais apresentaram capacidade hidráulica para atender a uma vazão de 112,42 L/s e implantar mais dois dispositivos, para atender a vazão excedente, corresponde a 112,42 L/s, assim totalizando a vazão de 224,85 L/s.

Portanto, os critérios e dados de dimensionamento para os decantadores propostos, ou seja, dos decantadores 3 e 4 estão descritos abaixo:

Critérios e parâmetros adotados

- Vazão para dimensionamento: 0,11242 m³/s;
- Número de decantadores: 2
- Vazão por decantadores: 0,056 m³/s
- TAS: 35 m³/m².dia
- Largura (B): 7,40 m
- Comprimento (L): 18,70 m
- Área de decantação: 138,4 m²
- Altura d'água útil (H): 4,00 m
- Volume do decantador: 553,52 m³

Por motivos de padronização arquitetônica, os decantadores dimensionados terão as mesmas dimensões geométricas dos existentes. Assim, os resultados provenientes dos critérios e parâmetros adotados estão apresentados na tabela 45.

Tabela 45 - Determinação dos fatores de dimensionamento dos decantadores 3 e 4.

Fator de determinação	Equação	$Q_{dim} 112,42 \text{ L/s}$
Área de decantação necessária (m ²)	$A_{dec} = \frac{Q}{TAS}$	138,17
Tempo de detenção (horas)	$TDH = \frac{V_{dec}}{Q_{dec}}$	2,74
Velocidade longitudinal (cm/s)	$V_l = \frac{Q_{dec}}{B \cdot H}$	0,19
Relação	L/B	2,53

Fonte: o autor.

Como se pode observar na tabela acima, para a respectiva vazão todas as variáveis atenderam aos parâmetros normativos descritos abaixo, assim apresentando para os decantadores um desempenho hidráulico adequado e satisfatório.

- tempo de detenção deve ser de 1^{1/2} a 3 horas;
- velocidade longitudinal máxima em estações com capacidade superior a 10000m³/dia é de 0,75cm/s.

Assim, através do apêndice B, pode-se identificar a planta de vista superior do dispositivo, bem como, sua localização no sistema de tratamento de água de forma a cumprir de maneira satisfatória seu desempenho hidráulico.

4.5.1.2.2 Dimensionamento dos floculadores hidráulicos de fluxo vertical

Para iniciar a concepção e posterior dimensionamento do dispositivo de floculação, deve-se definir a quantidade de séries e câmaras. Neste caso, optou em utilizar as mesmas quantidades do floculador existente, bem como, as mesmas dimensões objetivando padronizar sua geometria arquitetônica.

Os diâmetros foram definidos como critérios de projeto, de forma que a velocidade nas passagens esteja compreendida entre 0,30 m/s, no início da floculação e 0,10 m/s, no fim.

Portanto, para o dimensionamento do floculador proposto, tanto para a vazão de primeira etapa, quanto para a segunda, seguiu-se os seguintes passos:

- a) Para a determinação da perda de carga (h_f) nas passagens de forma quadrada, ou seja, nos orifícios dos trechos das câmaras, utilizou a seguinte equação apresentada pela SANAG.

$$h_f = \left(\frac{Q}{C_d \cdot L^2} \right)^2 \cdot \frac{1}{2g}$$

- b) Para a determinação da velocidade nas câmaras, utilizou-se a expressão abaixo e confirmadas através do ábaco apresentado no Anexo I, figura 1.

$$h_f = \left(\frac{V \cdot A}{C_d \cdot A} \right)^2 \cdot \frac{1}{2g}$$

- c) O gradiente hidráulico nas passagens foi determinado utilizando-se a equação abaixo:

$$G = \eta \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} \cdot RH^{-0,7} \cdot V^{-1,5}$$

$$G = 0,013 \cdot 3114,64 \cdot \left(\frac{D}{H} \right)^{-0,7} \cdot V^{-1,5}$$

Através do volume do floculador determinado em consonância com as dimensões geométricas do dispositivo, deve-se verificar se excede o volume necessário para a vazão em função ao tempo de detenção. Para isso utiliza-se a seguinte expressão:

$$V_f = Q \cdot t$$

Quanto a determinação do tempo de detenção de cada trecho, utilizou-se da fórmula apresentada abaixo:

$$TDH = \frac{V_{série}}{Q_{dim}}$$

Para a determinação do gradiente hidráulico nas séries, utilizou-se da seguinte expressão equação, sendo o h_f corresponde a multiplicação das perdas das passagens pela quantidade de câmaras.

$$G = 3115 \cdot \sqrt{\frac{h_f}{TDH}}$$

a) 1ª Etapa

Conforme resultados obtidos nas avaliações dos flocladores apresentados no item 4.4.2.2, como proposta de readequação do dispositivo, definiu-se em ampliar os diâmetros das passagens. Portanto, visando a ampliação dos diâmetros das passagens em apenas uma empreitada, de forma que atenda aos parâmetros hidráulicos tanto para a vazão da primeira etapa, quanto da segunda, optou-se em dimensionar e readequar a geometria das passagens do dispositivo para a vazão máxima do floclador definida pelo projetista da SANAG, ou seja, para a vazão de 150 L/s. Porém, para a determinação e análise das variáveis hidráulicas, como a perda de carga, velocidade e gradiente hidráulico, foi utilizado como referência a vazão de 112,45 L/s correspondente a primeira etapa.

Diante dessa afirmação, os critérios adotados estão apresentados abaixo:

Critérios e parâmetros adotados - 1ª Etapa Floculador 1	- Vazão para dimensionamento da geometria: 0,150 m ³ /s;
	- Vazão para determinação das variáveis hidráulicas: 0,11242 m ³ /s;
	- Tempo de detenção mínima: 20 minutos;
	- 3 séries com 8 câmaras;
	- Coeficiente de descarga: 0,61
	- η : 0,013;
	- Aceleração da gravidade: 9,8 m/s ²

Portanto, através das expressões mencionadas acima, os resultados das variáveis hidráulicas provenientes do dimensionamento realizado para as passagens estão apresentados na tabela 46.

Tabela 46 - Determinação das velocidades e gradientes hidráulicos nas passagens do floculador 1 para a 1ª etapa

Série	Nº de câmaras	Passagens			
		Ø (m)	h_f (m)	V (m/s)	G (s^{-1})
1ª	8	0,70	0,007	0,23	15
2ª	8	0,72	0,006	0,22	14
3ª	8	0,75	0,005	0,20	12

Fonte: o autor.

As variáveis hidráulicas provenientes das readequações realizadas nas câmaras e séries estão apresentados na tabela 47.

Tabela 47 - Determinação das velocidades e gradientes hidráulicos nas passagens do floculador 1 para a 1ª etapa

Série	Nº de câmaras	Dimensões das câmaras				Séries			
		Comprimento (m)	Largura (m)	Altura d'água	Volume (m^3)	Volume (m^3)	Tempo de detenção (s)	h_f (m)	G (s^{-1})
1ª	8	1,7625	1,35	3,20	7,614	60,91	541,80	0,058	32
2ª	8	1,6063	1,55	3,20	7,967	63,74	566,92	0,052	30
3ª	8	1,9188	1,55	3,20	9,517	76,14	677,22	0,044	25
Total						200,78	1785,94	0,153	30

Fonte: o autor.

Dos resultados obtidos para o floculador na primeira etapa, obteve-se a verificação e apoio nos parâmetros hidráulicos normativos, ou seja:

- a velocidade da água esta compreendida entre 0,30 m/s, no início da floculação e 0,10 m/s, no fim;
- o gradiente hidráulico está compatível aos valores máximo permitidos, sendo no primeiro compartimento de $70s^{-1}$ e mínimo, no último, de $10s^{-1}$, assegurando uma diminuição progressiva do gradiente hidráulico, para que não haja quebra dos flocos formados.
- o tempo de detenção resultou em 30 minutos, assim atendendo ao intervalo normativo de 20 a 30 minutos.

b) 2ª Etapa

Para atender a vazão de dimensionamento da segunda etapa será necessário a ampliação da capacidade de floculação. Para isso, a proposta de projeto foi manter o floculador existente, no qual possui estrutura para atender a uma vazão de 150 L/s, aqui

denominado como floculador 1, e dimensionar um outro dispositivo, denominado como floculador 2, para atender a vazão excedente, conforme planta de vista superior representado no Apêndice B deste trabalho.

Critérios e parâmetros adotados - 2ª Etapa - Floculador 1	{	- Vazão para dimensionamento da geometria: 0,150 m ³ /s;
		- Vazão para determinação dos parâmetros hidráulicos: 0,150 m ³ /s;
		- Tempo de detenção mínima: 20 minutos;
		- 3 séries com 8 câmaras;
		- Coeficiente de descarga: 0,61
		- η : 0,013;
	}	- Aceleração da gravidade: 9,8 m/s ²

Diante dessa proposta, os resultados do desempenho hidráulico obtido para a vazão de capacidade máxima (150 Ls) do floculador 1 estão apresentados na tabela 48.

Tabela 48 - Determinação das velocidades e gradientes hidráulicos nas passagens do floculador 1 para a 2ª etapa

Série	Nº de câmaras	Passagens			
		\varnothing (m)	h_f (m)	V (m/s)	G (s ⁻¹)
1ª	8	0,70	0,013	0,30	23
2ª	8	0,72	0,011	0,29	21
3ª	8	0,75	0,010	0,28	18

Fonte: o autor.

As variáveis hidráulicas provenientes das readequações realizadas nas câmaras e séries estão apresentados na tabela 49.

Tabela 49 - Determinação das velocidades e gradientes hidráulicos nas passagens do floculador 1 para a 2ª etapa

Série	Nº de câmaras	Dimensões das câmaras				Séries			
		Comprimento (m)	Largura (m)	Altura d'água	Volume (m ³)	Volume (m ³)	Tempo de detenção (s)	h_f (m)	G (s ⁻¹)
1ª	8	1,7625	1,35	3,20	7,614	60,91	406,08	0,103	50
2ª	8	1,6063	1,55	3,20	7,967	63,74	424,91	0,092	46
3ª	8	1,9188	1,55	3,20	9,517	76,14	507,57	0,078	39
Total						200,78	1338,56	0,273	46

Fonte: o autor.

Para o dimensionamento e determinação das variáveis do dispositivo proposto (floculador 2), os critérios e dados de dimensionamento do floculador 2 estão descritos abaixo:

Critérios e parâmetros adotados - 2ª Etapa - Floculador 2	- Vazão para dimensionamento da geometria: 0,075 m ³ /s;
	- Vazão para determinação dos parâmetros hidráulicos: 0,075 m ³ /s;
	- Tempo de detenção mínima: 20 minutos;
	- Coeficiente de descarga: 0,61;
	- Aceleração da gravidade: 9,8 m/s ² ;

Portanto, através das expressões mencionadas, os resultados das variáveis hidráulicas provenientes do dimensionamento realizado para as passagens estão apresentados na tabela 50.

Tabela 50 - Determinação das velocidades e gradientes hidráulicos nas passagens do floculador 2 para a 2ª etapa

Série	Nº de câmaras	Passagens			
		Ø (m)	h_f (m)	V (m/s)	G (s ⁻¹)
1ª	8	0,50	0,012	0,30	28
2ª	8	0,60	0,006	0,21	15
3ª	8	0,65	0,004	0,18	11

Fonte: o autor.

Vale destacar que objetivando manter padrões arquitetônicos das câmaras do sistema como um todo, assim, como proposta de projeto, optou-se em manter as mesmas dimensões dos floculadores existentes, exceto a altura.

As variáveis hidráulicas provenientes das readequações realizadas nas câmaras e séries estão apresentados na tabela 51.

Tabela 51 - Determinação das velocidades e gradientes hidráulicos nas passagens do floculador 2 para a 2ª etapa

Série	Nº de câmaras	Dimensões das câmaras				Séries			
		Comprimento (m)	Largura (m)	Altura d'água	Volume (m ³)	Volume (m ³)	Tempo de detenção (s)	h_f (m)	G (s ⁻¹)
1ª	8	1,7625	1,35	2,15	5,116	40,93	546,76	0,098	42
2ª	8	1,6063	1,55	2,15	5,353	42,82	572,11	0,047	28
3ª	8	1,9188	1,55	2,15	6,394	51,15	683,42	0,034	22
Total						134,90	1802,29	0,180	28

Fonte: o autor.

Na segunda etapa, os resultados obtidos para os floculadores 1 e 2, obteve-se a verificação e apoio nos parâmetros hidráulicos normativos, ou seja:

- a velocidade da água esta compreendida entre 0,30 m/s, no início da floculação e 0,10 m/s, no fim;
- o gradiente hidráulico compatível aos valores máximo permitidos, sendo no primeiro compartimento de $70s^{-1}$ e mínimo, no último, de $10s^{-1}$;
- o tempo de detenção atendeu ao intervalo de 20 a 30 minutos.

Assim, objetivando representar os sistemas de captação e tratamento de água readequados, através do Apêndice C foi apresentado um croqui identificando cada dispositivo e sua localização no sistema como um todo.

5 CONCLUSÃO

Diante das pesquisas realizadas e levantamento de dados obtidos, cumprindo com os objetivos do referente trabalho, a avaliação aprofundada do desempenho hidráulico em função dos parâmetros normativos para os sistemas de captação e tratamento de água do sistema de abastecimento público atual de Machado/MG, propiciou um diagnóstico de grande relevância, pois permitiu constatar de maneira singular os dispositivos que não apresentaram capacidade hidráulica e eficiência operacional adequada para o período de projeto de 20 anos, vazão dimensionada e período de bombeamento descontínuo.

Assim, de modo geral, pode-se concluir que o medidor Parshall e os filtros rápidos são os únicos dispositivos do sistema que não necessitarão de readequações, pois apresentaram um desempenho satisfatório. No entanto, as demais unidades deverão passar por readequações de forma a operarem eficientemente, propiciando ao SAA como um todo, funcionamento de forma sistêmica e integrada e conseqüentemente capacidade de fornecimento de forma ininterrupta, com quantidade e qualidade conforme consumo de demanda.

No entanto, diante do estudo realizado, pode-se concluir que a ausência de revisões nos sistemas, bem como, os longos períodos para a realização das readequações necessárias tendem a trazer sérios problemas a todos os envolvidos, pois diante de um sistema ineficaz, sua incapacidade hidráulica deverá ser preenchida, seja através de maior consumo de materiais químicos, mão de obra ou desperdícios, onerando tanto a população atendida, quanto a concessionária responsável pela operação e manutenção do serviço.

Relacionado especificamente as readequações dos dispositivos, bem como, seus dimensionamentos, com a elaboração do referido trabalho possibilitou compreender o nível de complexidade envolvida para a definição dos critérios de projeto e o grau de dependência aos parâmetros normativos. Diante dessa colocação, cabe ao profissional da área e a equipe envolvida, um estudo aprofundado do assunto, de maneira a possibilitar concepções de SAA eficazes hidráulicamente, propiciando conhecimento necessário para diagnosticar possíveis falhas e incapacidade dos dispositivos.

Diante desse estudo, o trabalho cumpriu com seu objetivo geral possibilitando agregação de conhecimentos na área e visão técnica para avaliações e readequações de sistemas em funcionamento, os quais serão de grande valia para a vida profissional.

REFERÊNCIAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12211**: Estudos de concepção de sistemas públicos de abastecimento de água. Rio de Janeiro: [S.n.], 1992.

_____. **NBR 12213**: Projeto de captação de água de superfície para abastecimento público. Rio de Janeiro: [S.n.], 1992.

_____. **NBR 12214**: Projeto de sistema de bombeamento de água para abastecimento público. Rio de Janeiro: [S.n.], 1992.

_____. **NBR 12216**: Projeto de estação de tratamento de água para abastecimento público. Rio de Janeiro: [S.n.], 1992.

ANA - Agência Nacional de Águas. **Hidroweb Sistema de Informações Hidrológicas: séries históricas**. Disponível em:

<<http://hidroweb.ana.gov.br/Estacao.asp?Codigo=61568000&CriaArq=true&TipoArq=1>>. Acesso em 05 nov. 2016.

ANDRADE, João Bosco de. **Saneamento básico: sistema de abastecimento de água**. Goiás: Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Católica de Goiás, 2004. 94 f. Notas de aula.

AZEVEDO NETTO *et al.* Hidráulica aplicada a sistemas urbanos: sistemas de abastecimento de água, sistemas de esgoto sanitário e sistemas de água pluvial. In: _____. **Manual de hidráulica**. 8. ed. São Paulo: Blucher, 1998. cap. 18, p. 465-562.

AZEVEDO NETTO, José M. de. Filtros rápidos de gravidade. In: Azevedo Netto *et. al.* **Técnica de abastecimento e tratamento de água**. 3. ed. São Paulo: CETESP/ASCETESB, 1987. V. 2, cap. 22, p. 197-226.

_____. Decantação. In: Azevedo Netto *et. al.* **Técnica de abastecimento e tratamento de água**. 3. ed. São Paulo: CETESP/ASCETESB, 1987. V. 2, cap. 21, p. 169-195.

BRASIL. **Portaria MS n.º 2914, de 12 de dezembro de 2011**. Dispõe sobre os procedimentos de controle e de vigilância da qualidade da água para consumo humano e seu padrão de potabilidade. 2011. Disponível em: <http://www.comitepcj.sp.gov.br/download/Portaria_MS_2914-11.pdf>. Acesso em: 23 abril 2016 às 13:32.

CARVALHO, Daniel Fonseca de; SILVA, Leonardo Duarte Batista da. **Instalações elevatórias**: Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro. 2006. p. 77-113. Apostila.

CBH GRANDE - Comitê de Bacia Hidrográfica do Rio Grande. **Comitê de Bacia Hidrográfica do Rio Sapucaí - GD5**.2010. Disponível em: <<http://www.grande.cbh.gov.br/GD5.aspx>>. Acesso em: 14 maio 2016.

ÇENGEL, Yunus A; CIMBALA, John M. **Mecânica dos Fluídos: fundamentos e aplicações**. Mcgraw Hill, 2007. 787 p.

COELHO, Márcia Maria Lara Pinto; BAPTISTA, Márcio Benedito. Adução. In: HELLER, Léo; PÁDUA, Valter Lúcio de (Org). **Abastecimento de água para consumo humano**. Belo Horizonte: UFMG, 2010. V.2, cap. 10, p. 441-477.

_____, Márcia Maria Lara Pinto. Estações elevatórias. In: HELLER, Léo; PÁDUA, Valter Lúcio de (Org). **Abastecimento de água para consumo humano**. Belo Horizonte: UFMG, 2010. V.2, cap. 11, p. 483-522.

DAMBROS, Ildisneya Velasco. **Análise crítica do sistema de abastecimento de água da cidade de Cuiabá - MT**. 2013. 86 f. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos) - Universidade Federal de Mato Grosso, Cuiabá.

FERNANDES, Vera Maria Cartana; SCORTEGAGNA, Vinícius. **Sistemas urbanos de abastecimento de água**. Passo Fundo: Faculdade de Engenharia e Arquitetura da Universidade de Passo Fundo. 2012. 85 f. Notas de aula.

FERNANDES NETTO, Maria de Lourdes. **Avaliação de parâmetros intervenientes no consumo per capita de água: estudo para 96 municípios do estado de Minas Gerais**. 2003. 133 f. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) - Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

FLOCULAÇÃO. Floculação. In: Hidráulica. **Hidráulica aplicada às ETA's**. [S.l.]: [s.n.]. [199-?]. Cap. 8, p. 1-52.

GARCEZ, Lucas Nogueira. **Elementos de engenharia hidráulica e sanitária**. 2 ed. São Paulo: Blucher, 1976. 346 f.

GIANSANTE, A. E. **Estudo de demandas do sistema de abastecimento de água**. [S.l.: s.n], 2009. "não paginada". Notas de aula.

GOIÁS. Superintendência de Recursos Humanos: Gerência de Desenvolvimento de Pessoal - Saneamento de Goiás S/A- SANEAGO. **Operação de estação de tratamento de água**. Goiás, 2006, p.136 (Série Manuais).

GOOGLE. **Google earth website**. 2014. Disponível em: < <https://www.google.com/maps/@-21.6958652,-45.9089077,313m/data=!3m1!1e3>>. Acesso em: 01 jun. 2016 às 17hs03min.

HELLER, Léo. Abastecimento de água, sociedade e ambiente. In: HELLER, Léo; PÁDUA, Valter Lúcio de (Org). **Abastecimento de água para consumo humano**. Belo Horizonte: UFMG, 2010. V.1, cap. 1, p. 29-61.

_____. Concepção de instalações para o abastecimento de água. In: HELLER, Léo; PÁDUA, Valter Lúcio de (Org). **Abastecimento de água para consumo humano**. Belo Horizonte: UFMG, 2010. V.1, cap. 2, p.65-104.

HELLER, Léo et al. Consumo de água. In: HELLER, Léo; PÁDUA, Valter Lúcio de (Org). **Abastecimento de água para consumo humano**. Belo Horizonte: UFMG, 2010. V.1, cap. 3, p.107-144.

IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Estimativas de população**. 2015 Disponível em: <http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/estimativa2015/estimativa_dou.shtm>. Acesso em 14 maio 2016.

_____. **Censos demográficos: sinopse do censo demográfico 2010**. 2010. Disponível em: <http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/censo2010/default_resultados_universo.shtm>. Acesso em 15 maio 2016 às 00hs37min.

IMBIL: soluções de bombeamento. **Downloads: catálogo de produtos**. 2016. Disponível em: <http://www.imbil.com.br/Imbil/Ingles/Upload/Catalogos/E_EP.pdf>. Acesso em 05 nov. 2016.

LIMA, Claudiane Sales Ribeiro de. **Água de abastecimento público no município de Recife-PE: uma revisão**. 2008. 57 f. Monografia (Especialização em gestão da qualidade vigilância sanitária em alimentos) - Universidade Federal Rural do Semi-árido, Recife.

MEDEIROS FILHO, Carlos Fernandes de. **Abastecimento de água**. Campina Grande: Universidade Federal de Campina Grande, [20-?]. 147 f.

MELO, José Fernando de. **Déficit no abastecimento de água: uma análise do Distrito de Taquaruçu, Palmas-TO**. 2014. 47 f. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) - Centro Universitário Luterano de Palmas. Palmas.

MENESES, Ronaldo Amâncio. **Diagnóstico operacional de um sistema de abastecimento de água: o caso de Campina Grande**. 2011. 144 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) - Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande.

OLIVEIRA, Misael Dieimes. **Desenvolvimento, aplicação e avaliação de sistema de indicadores de desempenho de estações de tratamento de água**. 2014. 136 f. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

OLIVEIRA, Robson Alves de. **Sistema de água II: floculação**. Ji-Paraná: Departamento de Engenharia Ambiental da Universidade Federal de Rondônia, 2014. 114 p. Notas de aula.

PRINCE, Aloísio de Araújo. Captação de água de superfície. In: HELLER, Léo; PÁDUA, Valter Lúcio de (Org). **Abastecimento de água para consumo humano**. Belo Horizonte: UFMG, 2010. V.1, cap. 8, p.325-371.

RICHTER, Carlos A; AZEVEDO NETTO. Tratamento de água: tecnologia atualizada. São Paulo: Edgard Blucher, 1991. 331 p.

SAAE - Serviço Autônomo de Água e Esgoto. **Relatório Anual da Qualidade da Água ano de referência: 2015**. 2016. Machado.

_____. **Estação de tratamento de água: relatórios**, 2014. 2f. Relatório.

_____. **Relatórios técnico do contas e consumo por período de 2013 a 2015**. 2016. 9 f. Machado. Relatório.

SANAG - Engenharia de Saneamento. **Memória descritiva: sistema de abastecimento de água, projeto executivo de estação de tratamento de água**. 1995. V 1. p. 1-56.

SIGMMA. **Manual de bombas horizontais reautoeskorvantes**. 2015. Disponível em: <<http://www.sigmmario.com.br/sigma-esco/bombas-horizontais-reautoeskorvantes/>>. Acesso em 19 maio 2016.

SILVA, Tairone Santiago. **Concepção autossustentável de um estação de tratamento de água para o município de Campina Grande - PB**. 2014. 101 f. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental) - Universidade Estadual da Paraíba, Campina Grande.

SOUZA, Roseane Maria Garcia Lopes de; PERRONE, Maria Adelaide. **Sistema de abastecimento de água - Volume 1**. [20-?]. Disponível em: <<http://www.cvs.saude.sp.gov.br/antigo/pvol1.html>>. Acesso em: 24 abril 2016 às 03:08.

TSUTIYA, Milton Tomoyuki. Concepção de sistemas de abastecimento de água. In: _____. **Abastecimento de água**. 3 ed. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006, cap. 2, p. 9-34.

VASCONCELOS, Ivana Prado de. **Sistemas elevatórios**. Varginha: Unidade de Gestão das Engenharias, Arquitetura e Tecnologia - GEAT do Centro Universitário do Sul de Minas-MG, 2014. Notas de aula.

VIANNA, Marcos Rocha. **Hidráulica aplicada às estações de tratamento de água**. Belo Horizonte: Instituto de Engenharia Aplicada, 1992, 329 p.

YASSUDA, Eduardo R.; NOGAMI, Paulo S. Consumo de água. In: PEREIRA, Benedito E. Barbosa et al. **Técnica de abastecimento e tratamento de água**. 2 ed. rev. São Paulo: CETESB/ASCETESB, 1987. Cap. 4, p. 107-134.

_____. Captação de águas superficiais. In: PEREIRA, Benedito E. Barbosa et al. **Técnica de abastecimento e tratamento de água**. 2 ed. rev. São Paulo: CETESB/ASCETESB, 1987. Cap. 7, p. 237-252.

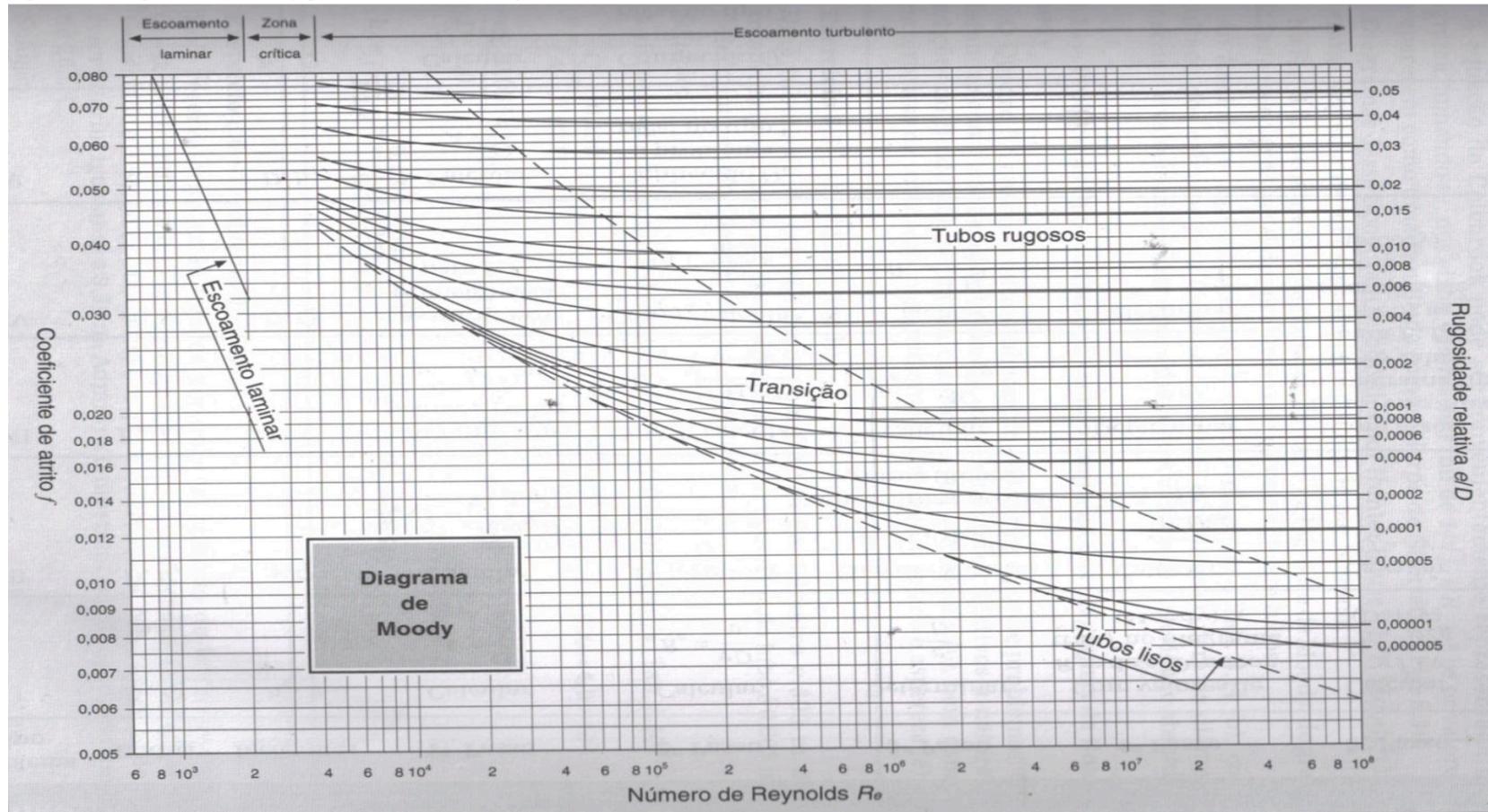
APÊNDICE A - PROJETO: VISTA SUPERIOR DO DESARENADOR

**APÊNDICE B - PROJETO - VISTA SUPERIOR DOS FLOCULADORES E
DECANTADORES**

APÊNDICE C - PLANTA DE LOCAÇÃO DOS SISTEMAS DE CAPTAÇÃO E TRATAMENTO DE ÁGUA

ANEXO A - DIAGRAMA DE MOODY

Figura 1 - Diagrama de Moody para fatores de atrito (f).



Fonte: (AZEVEDO NETTO *ET AL.*, 1998, p. 167)

ANEXO B - VALORES PARA RUGOSIDADE DOS TUBOS

Tabela 1 - Valores para rugosidade dos tubos (valores de e em metros ⁽¹⁾).

<i>Material</i>	<i>Tubos novos</i>	<i>Tubos velhos</i> ⁽²⁾
Aço galvanizado	0,00015 a 0,00020	0,0046
Aço rebitado	0,0010 a 0,0030	0,0060
Aço revestido	0,0004	0,0005 a 0,0012
Aço soldado	0,00004 a 0,00006	0,0024
Chumbo	lisos	lisos
Cimento-amianto	0,000025	
Cobre ou latão	lisos	lisos
Concreto bem acabado	0,0003 a 0,0010	
Concreto ordinário	0,0010 a 0,0020	
Ferro forjado	0,0004 a 0,0006	0,0024
Ferro fundido	0,00025 a 0,00050	0,0030 a 0,0050
Ferro fundido com revestimento asfáltico	0,00012	0,0021
Madeira em aduelas	0,0002 a 0,0010	
Manilhas cerâmicas	0,0006	0,0030
Vidro	lisos ⁽³⁾	lisos ⁽³⁾
Plástico	lisos	lisos
Borracha suavizada	0,00001 ⁽⁴⁾	

Fonte: (Adaptado de AZEVEDO NETTO *ET AL.*, 1998, p. 172).

Notas: ⁽¹⁾Para os tubos lisos, o valor de e é 0,00001 ou menos.

⁽²⁾Dados indicados por R.W.Powell.

⁽³⁾Correspondem aos maiores valores de D/e .

⁽⁴⁾Dados indicados por Çengel e Cimbala, 2007, p. 783.

ANEXO C - VALORES PARA A VISCOSIDADE DA ÁGUA

Tabela 1 - Valores para a viscosidade da água

<i>Temperatura (°C)</i>	<i>Viscosidade cinemática (m²/s)</i>	<i>Temperatura (°C)</i>	<i>Viscosidade cinemática (m²/s)</i>
0	0,000001792	20	0,000001007
2	0,000001673	22	0,000000960
4	0,000001567	24	0,000000917
6	0,000001473	26	0,000000876
8	0,000001386	28	0,000000839
10	0,000001308	30	0,000000804
12	0,000001237	32	0,000000772
14	0,000001172	34	0,000000741
16	0,000001112	36	0,000000713
18	0,000001059	38	0,000000687

Fonte: (Adaptado de AZEVEDO NETTO *ET AL.*, 1998, p. 172).

ANEXO D - VALORES DE K POR PEÇAS

Tabela 1 - Valores de K para o cálculo das perdas localizadas.

Peças	K	Peças	K
Ampliação gradual	0,30 ⁽¹⁾	Junção	0,40
Bocais	2,75	Medidor venturi	2,50 ⁽²⁾
Comporta aberta	1,00	Redução gradual	0,15 ⁽²⁾
Controlador de vazão	2,50	Saída de canalização	1,00
Cotovelo de 90°	0,90	Tê, passagem direta	0,60
Cotovelo de 45°	0,40	Tê, saída de lado	1,30
Crivo	0,75	Tê, saída bilateral	1,80
Curva de 90°	0,40	Válvula de ângulo aberta	5,00
Curva de 45°	0,20	Válvula de gaveta aberta	0,20
Curva de 22,5°	0,10	Válvula borboleta aberta	0,30
Entrada normal de canalização	0,50	Válvula de pé	1,75
Entrada de borda	1,00	Válvula de retenção	2,50
Existência de pequena derivação	0,03	Válvula de globo aberta	10,00
		Velocidade	1,00

Fonte: (Adaptado de AZEVEDO NETTO *ET AL.* 1998 apud TSUTIYA, 2006, p. 164).

Notas: ⁽¹⁾ Com base na velocidade maior (seção menor)

⁽²⁾ Relativa à velocidade na canalização

ANEXO E - VALORES PARA A PRESSÃO DE VAPOR DA ÁGUA EM FUNÇÃO DA TEMPERATURA

Tabela 1 - Pressão de vapor da água em função da temperatura

<i>Temperatura (°C)</i>	<i>$P_{vapor}/\gamma^{(1)}$ (m H₂O)</i>
0	0,062
2	0,072
4	0,083
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, p. 246),

Nota: ⁽¹⁾ P_{vapor}/γ = altura equivalente de coluna de água.

ANEXO F - VALORES PARA A PRESSÃO ATMOSFÉRICA EM FUNÇÃO DA ALTITUDE

Tabela 1 - Pressão atmosférica em função da altitude

<i>Altitude (m)</i>	<i>$P_{atm}/\gamma^{(1)}$ (m H₂O)</i>
0	10,33
300	9,96
600	9,59
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, p. 246).

Nota: ⁽¹⁾ P_{atm}/γ = altura de coluna de água equivalente a pressão atmosférica.

ANEXO G - PARÂMETROS PARA DETERMINAÇÃO DE MEDIDORES PARSHALL COM ESCOAMENTO LIVRE

Tabela 01 - Limites de aplicação

<i>W</i>		<i>Capacidade (L/s)</i>	
<i>pol.</i>	<i>cm</i>	<i>Mínima</i>	<i>Máxima</i>
3"	7,6	0,85	53,8
6"	15,2	1,42	110,4
9"	22,9	2,55	251,9
1'	30,5	3,11	455,6
1 1/2'	45,7	4,25	696,2
2'	61,0	11,89	936,7
3'	91,5	17,26	1426,3
4'	122,0	36,79	1921,5
5'	152,5	45,30	2422,0
6'	183,0	73,60	2929,0
7'	213,5	84,95	3440,0
8'	244,0	99,10	3950,0
10'	305,0	200,0	5660,0

Fonte: (Adaptado de AZEVEDO NETTO *ET AL.*, 1998, p. 458).

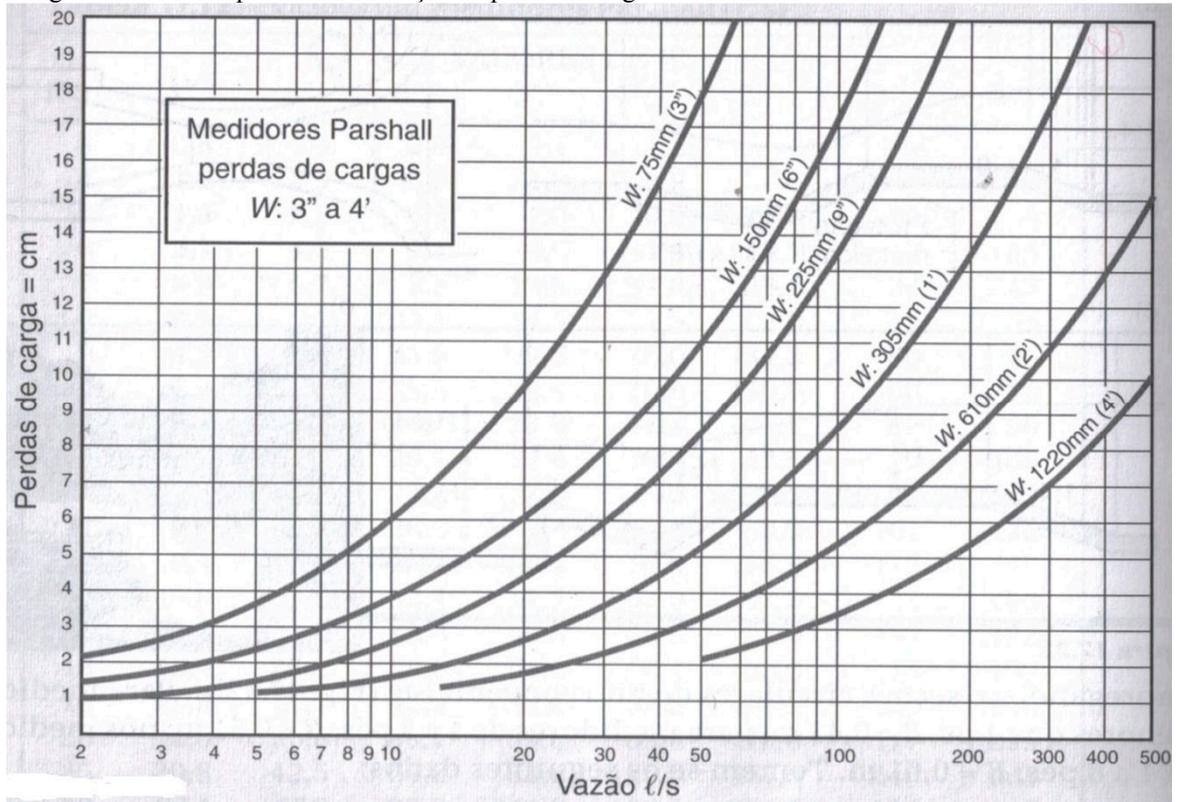
Tabela 02 - Dimensões padronizadas (cm)

	<i>W</i>	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>	<i>E</i>	<i>F</i>	<i>G</i>	<i>K</i>	<i>N</i>	λ	<i>n</i>
1"	2,5	36,3	35,6	9,3	16,8	22,9	7,6	20,3	1,9	2,9	-	-
3"	7,6	46,6	45,7	17,8	25,9	38,1	15,2	30,5	2,5	5,7	0,176	1,547
6"	15,2	62,3	61,0	39,4	40,3	61,0	30,5	61,0	7,6	11,4	0,381	1,580
9"	22,9	88,1	86,4	38,1	57,5	76,2	30,5	45,7	7,6	11,4	0,535	1,530
1'	30,5	137,1	134,4	61,0	84,5	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	0,690	1,522
1 1/2'	45,7	144,8	142,0	76,2	102,6	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	1,054	1,538
2'	61,0	152,3	149,3	91,5	120,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	1,426	1,550
3'	91,5	167,5	164,2	122,0	157,2	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	2,182	1,566
4'	122,0	182,8	179,2	152,5	193,8	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	2,935	1,578
5'	152,5	198,0	194,1	183,0	230,3	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	3,728	1,587
6'	183,0	213,3	209,1	213,5	266,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	4,515	1,595
7'	213,5	228,6	224,0	244,0	303,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	5,306	1,601
8'	244,0	244,0	239,0	274,5	340,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	6,101	1,606
10'	305,0	274,5	260,8	366,0	475,9	122,0	91,5	183,0	15,3	34,3	-	-

Fonte: (Adaptado de AZEVEDO NETTO *ET AL.*, 1998, p.455).

ANEXO H - ÁBACO PARA PERDA DE CARGA DOS MEDIDORES PARSHALL

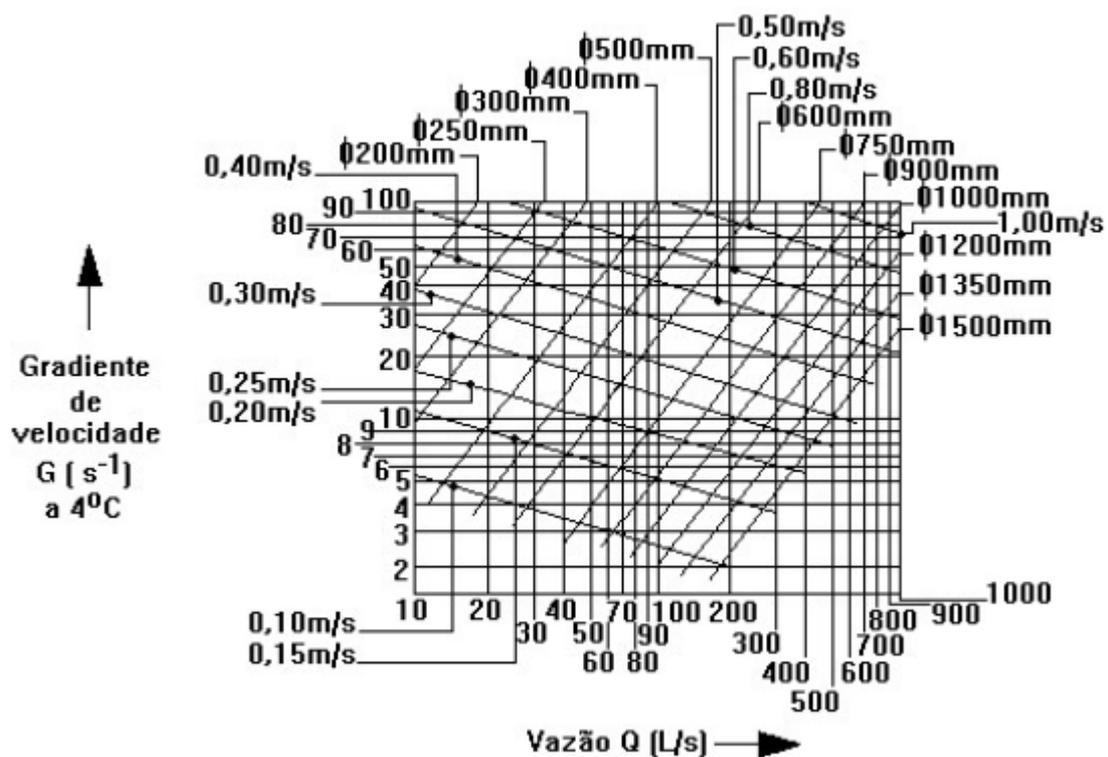
Figura 01 - Ábaco para a determinação da perda de carga no medidor Parshall



Fonte: (Adaptado de AZEVEDO NETTO *ET AL.*, 1998, p.455).

ANEXO I - GRADIENTES DE VELOCIDADE EM TUBULAÇÕES E PASSAGENS

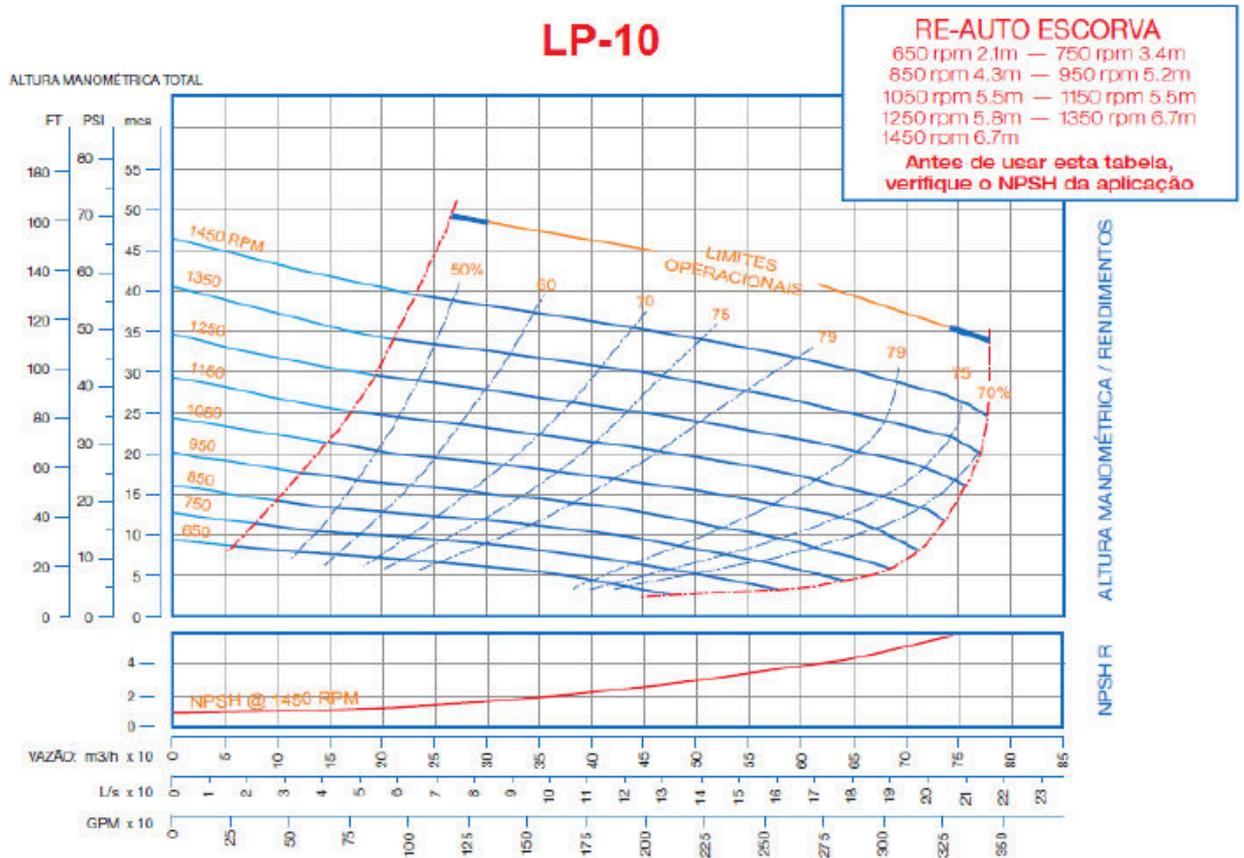
Figura 01 - Gráfico para a determinação do gradiente hidráulico em tubulações e passagens ($10 < Q < 1000 \text{ L/s}$)⁸



Fonte: (PARLATORE, 1974 apud FLOCULAÇÃO [199-?]).

ANEXO J - CURVA DE PERFORMANCE OU CURVA CARACTERÍSTICA DA BOMBA

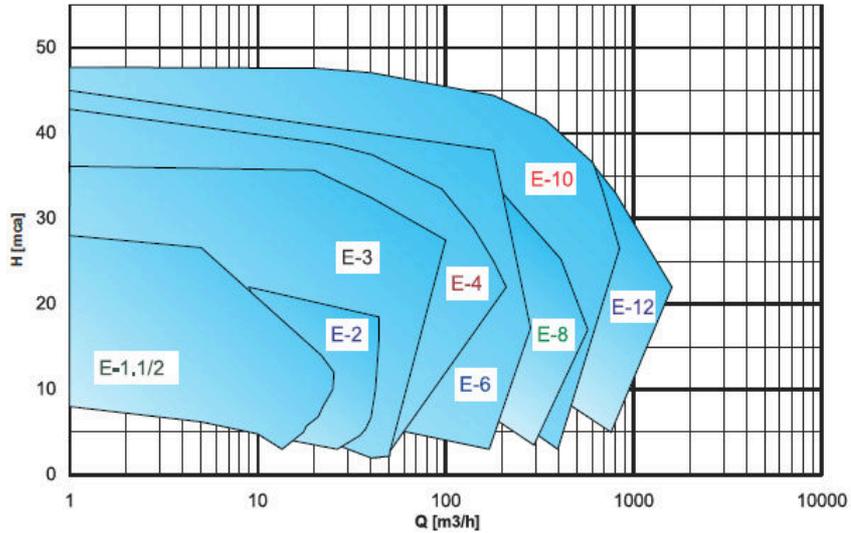
Figura 01 - Curva característica da bomba centrífuga RE-Escorvante LP-10



Fonte: (SIGMMA, 2015).

ANEXO K - CARTA DE APLICAÇÃO E CURVA DE PERFORMANCE OU CURVA CARACTERÍSTICA DA BOMBA E 12

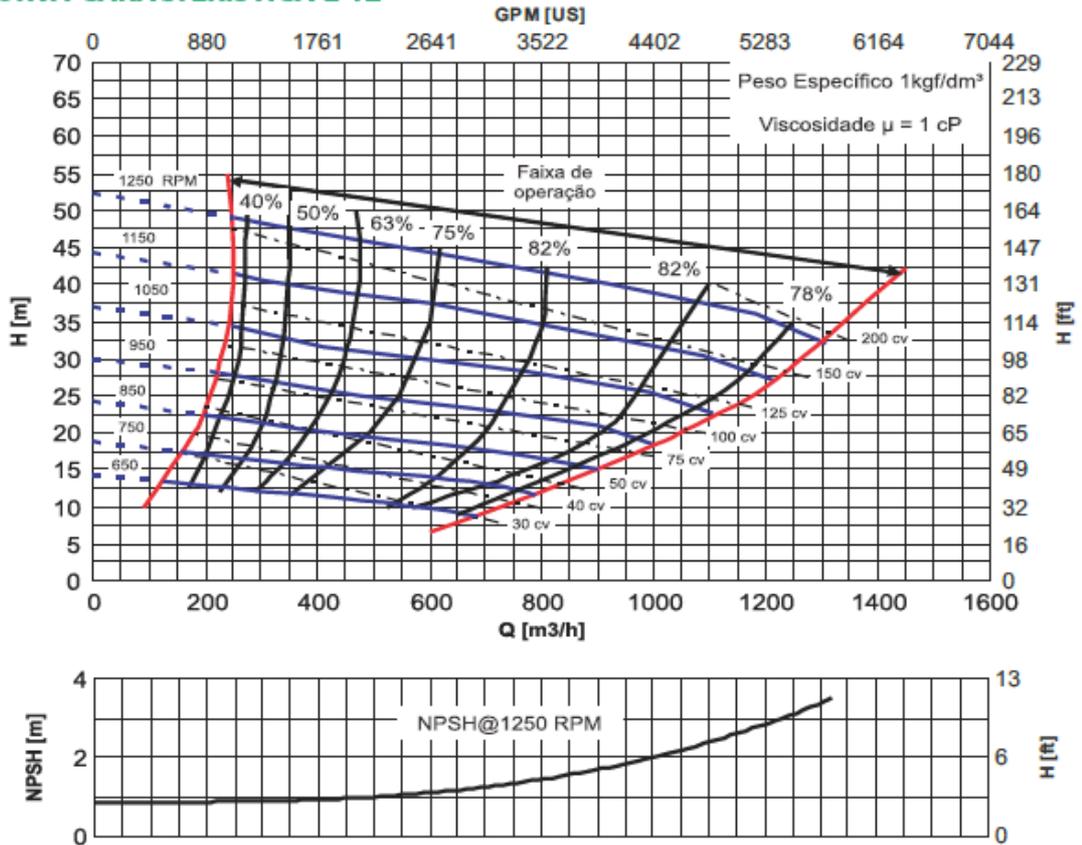
Figura 01 - Carta de aplicação para as bombas da linha E.



Fonte: (Adaptado de IMBIL, 2016.).

Figura 02 - Carta de aplicação para as bombas da linha E.

CURVA CARACTERÍSTICA E 12



Fonte: (Adaptado de IMBIL, 2016.).