

UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

VICTOR HUGO ALCÂNTARA CAMPOS

**CONCEPÇÃO E DIMENSIONAMENTO DE UMA ESTAÇÃO DE
TRATAMENTO DE ÁGUA DE CICLO COMPLETO PARA ABASTECIMENTO
DO DISTRITO DE MIRAPORANGA, EM UBERLÂNDIA/MG.**

Uberlândia – MG.

2018.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

VICTOR HUGO ALCÂNTARA CAMPOS

**CONCEPÇÃO E DIMENSIONAMENTO DE UMA ESTAÇÃO DE
TRATAMENTO DE ÁGUA DE CICLO COMPLETO PARA ABASTECIMENTO
DO DISTRITO DE MIRAPORANGA, EM UBERLÂNDIA/MG.**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Curso de Engenharia
Civil da Universidade Federal de
Uberlândia, sendo sua aprovação um
requisito para a conclusão da
graduação e obtenção do título de
Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Iridalques
Fernandes de Paula

Uberlândia – MG.

2018.

RESUMO

Dimensionamento de uma Estação de Tratamento de Água (ETA) é a realização de um projeto de engenharia fazendo todos os cálculos necessários e seguindo todas as orientações e regras impostas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas. Esse que é muito importante para a vida em sociedade nos dias atuais, já que uma água devidamente tratada implica no controle de doenças e em uma saúde melhor do indivíduo, pois, a água é um bem indispensável para a vida do ser humano.

Este trabalho irá realizar um dimensionamento de uma ETA, mostrando assim todos os empecilhos e os caminhos a serem seguidos para realizá-lo e que para a realização do projeto não deve se focar somente em cálculos, mas também na operação e manutenção.

Para realizar o dimensionamento foi utilizada como principal referência a ABNT NBR 12216:1992, que normatiza através de sugestões e regras como realizar tal projeto, desde a chegada de água bruta até a água estar devidamente tratada, pronta para consumo. No presente trabalho foi realizado o dimensionamento das unidades de clarificação e desinfecção da ETA de ciclo completo, que poderá compor o sistema de abastecimento de água do distrito de Miraporanga, em Uberlândia/MG, para a vazão de projeto de 24 L/s. Realizado este dimensionamento é possível visualizar todas as dimensões da ETA através de esquemas ilustrativos apresentados.

Por fim, conclui-se a importância de seguir as normas técnicas da ABNT, onde são especificados padrões para o desenvolvimento do projeto. Padrões esses que facilitam o andamento antes durante e depois do projeto.

Palavras chave: Dimensionamento, Estação de Tratamento de Água de Ciclo Completo, ABNT NBR 12216.

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classificação de águas naturais para abastecimento público.....	16
Tabela 2 - Características Parshall	17
Tabela 3 - Constantes K_1 e N_1 do Parshall.....	18
Tabela 4 - Valores adotados para v_1	29
Tabela 5 - Valores calculados para SC	29
Tabela 6 - Valores encontrados de e	30
Tabela 7 - Valores calculados para número de chicanas por trecho	30
Tabela 8 - Valores determinados para v_2	31
Tabela 9 - Valores determinados para DC	32
Tabela 10 - Valores encontrados para C_1	32
Tabela 11 - Valores de perda de carga para os trechos.....	34
Tabela 12 - Gradiente de velocidade calculados para cada trecho	35
Tabela 13 - Valores de dimensionamento para floculadores	35
Tabela 14 - Características do leito filtrante	49
Tabela 15 - Característica da camada suporte.....	50
Tabela 16 - Comprimento equivalente para filtro mais distante.	58
Tabela 17 - Comprimento equivalente para terceiro filtro	58
Tabela 18 - Comprimento equivalente tubulação filtro-reservatório de água filtrada	62
Tabela 19 - Tempo de contato mínimo (minutos) a ser observado para a desinfecção por meio da cloração, de acordo com concentração de cloro residual livre, com a temperatura e o pH da água ⁽¹⁾	67

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Distribuição territorial do município de Uberlândia e seus distritos..	10
Figura 2 - Distrito de Miraporanga e Ribeirão da Estiva	11
Figura 3 - Disponibilidade hídrica superficial	13
Figura 4 - Foto de satélite com corte do terreno de Miraporanga	14
Figura 5 - Esquema do Parshall sem dimensões e sem escala	24
Figura 6 - Parshall com dimensões	25
Figura 7 - Esquema de floculadores com chicanas em planta baixa.	36
Figura 8 - Disposição dos vertedores triangulares de 90° ajustáveis.....	44
Figura 9 - Esquema de decantadores sem dimensões.....	47
Figura 10 - Esquema descarga de lodo em planta, sem dimensões.	48
Figura 11 - Disposição dos filtros	51
Figura 12 - Disposição de tubulação principal e laterais no fundo do filtro.	52
Figura 13 - Tubulação lateral e orifícios	53
Figura 14 - Expansão do leito filtrante	55
Figura 15 - Esquema dos filtros em planta baixa.....	65
Figura 16 - Esquema dos filtros com reservatórios de lavagem e de água filtrada	66
Figura 17 - Esquema em planta das unidades componentes da fase de clarificação da ETA.	69

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	7
2	OBJETIVO	9
2.1	Objetivo Geral	9
2.2	Objetivos Específicos	9
3	FASES PRELIMINARES.....	10
4	DIMENSIONAMENTO	17
4.1	Vertedor Parshall.....	17
4.1.1	Seleção do Vertedor Parshall.....	17
4.1.2	Altura da lâmina líquida na seção de medição de vazões ...	18
4.1.3	Velocidade de escoamento da água na seção de medição de vazões	19
4.1.4	Ângulo fictício θ em função da energia total disponível	19
4.1.5	Velocidade de escoamento e altura da água no início do ressalto	20
4.1.6	Número de Froude	20
4.1.7	Altura do ressalto no final do trecho divergente.....	21
4.1.8	Velocidade de escoamento no final do trecho divergente ...	21
4.1.9	Tempo médio de detenção da água no trecho divergente...	22
4.1.10	Perda de carga no vertedor Parshall	22
4.1.11	Dimensionamento do canal de água coagulada	23
4.2	Floculadores.....	25
4.2.1	Dimensionamento das medidas dos filtros	25
4.2.2	Dimensionamento das medidas dos decantadores	26
4.2.3	Dimensionamento Floculadores	27
4.3	Decantadores.....	36
4.3.1	Tempo de operação	37
4.3.2	Comportas de acesso ao decantador.....	37

4.3.3	Canal de água floculada	38
4.3.4	Cortina distribuidora	39
4.3.5	Velocidade longitudinal	41
4.3.6	Coleta de água decantada	42
4.3.7	Descarga de lodo	45
4.4	Filtros	49
4.4.1	Canal de água decantada	51
4.4.2	Sistema de drenagem	52
4.4.3	Tubulação de água filtrada.....	54
4.4.4	Lavagem dos filtros	54
4.5	Desinfecção	67
5	MANUAL DE OPERAÇÕES PARA ETA.....	70
5.1	Misturador Parshall	70
5.2	Floculadores.....	70
5.2.1	Limpeza dos Floculadores	70
5.3	Decantadores	71
5.4	Filtros	71
5.4.1	Lavagem dos filtros	72
5.5	Desinfecção	73
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	75
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	76

1 INTRODUÇÃO

Desde as primeiras civilizações humanas, quando seres humanos interromperam suas práticas nômades, a poluição faz parte da sociedade, assim, uma população se instalando em certo local a produção e concentração de lixo mantinha-se neste lugar. Lixo esse que aumentou gradativamente com o crescimento das populações além do crescimento industrial e tecnológico. Com isso, o acúmulo de lixo na água tornou-se um problema social, causando uma série de doenças devido a esta água infectada, logo, em 1874 na Inglaterra foi implantada a primeira Estação de Tratamento de Água, essa que é um princípio básico de saneamento para qualquer sociedade dos dias atuais.

ETA é um conjunto de unidades destinadas a garantir a potabilidade da água para o consumo. Neste trabalho será realizado um dimensionamento de uma ETA de ciclo completo contendo as seguintes unidades: um vertedor Parshall como unidade de mistura rápida e de medição de vazões; canal de água coagulada a jusante do Parshall; floculadores hidráulicos com chicanas e escoamento horizontal, constituídos de três trechos, esses que são as unidades do tratamento de água destinadas a promover a agregação das partículas que foram formadas na mistura rápida; canal de água floculada a jusante dos floculadores, que encaminha a água floculada aos decantadores; dois decantadores convencionais que são as unidades destinadas a remover as partículas floculentas (flocos) produzidas nos floculadores por ação da gravidade; canal de água decantada que encaminha a água decantada aos filtros; quatro filtros rápidos por gravidades com camada filtrante dupla de antracito e areia que são as unidades destinadas a remover as partículas floculentas (flocos) produzidas nos floculadores, que mesmo após a decantação ainda permanecem em suspensão.; sistema de lavagem de filtros a contracorrente utilizando reservatório elevado de água para lavagem e sistema de desinfecção.

A ETA a ser dimensionada será para Miraporanga, maior distrito do município de Uberlândia – MG. Todos os dados do distrito de Miraporanga utilizados para o dimensionamento da ETA foram retirados do Banco de Dados

Integrados (BDI) do município de Uberlândia no ano de 2017. As especificações de projeto seguirão as recomendações da ABNT NBR 12216:1992 e as preconizações da portaria nº 2914/2011, do Ministério da Saúde.

O dimensionamento desta ETA será compreenderá as fases de clarificação e desinfecção , etapas responsáveis pela adequação da cor e turbidez ao Padrão de Potabilidade definido na portaria nº 2914/2011 e por conferir qualidade microbiológica à água tratada, definida nesta portaria, respectivamente. A desinfecção é o processo destinado a remover todos os microrganismos patogênicos remanescentes na água clarificada (pós-filtração), sendo desenvolvida na unidade denominada Tanque de Contato, onde são efetuadas também a Fluoretação e a Correção do pH, tornando a água tratada própria para adução, reserva e distribuição ao consumidor. Por fim, será elaborado um Manual de Operações simplificado para orientar ações básicas de operações desenvolvidas na ETA.

Assim, nota-se a importância de uma ETA para a sociedade atual, pois, essa contribui consideravelmente para solucionar os problemas de saúde pública prevenindo diversas doenças e oferecendo não somente uma água tratada, mas também uma melhor qualidade de vida para toda uma população que é beneficiada. Toda essa importância começa no dimensionamento realizado por um engenheiro, já que sem este dimensionamento não seria possível realizar a execução da ETA de forma adequada e, por consequência, não se um sistema de tratamento de água adequado.

2 OBJETIVO

2.1 Objetivo Geral

Propor concepção das unidades constituintes e dimensionar uma estação de tratamento de ciclo completo para o distrito de Miraporanga, utilizando o ribeirão da Estiva como manancial de abastecimento.

2.2 Objetivos Específicos

Dimensionar as unidades do sistema de clarificação da ETA de ciclo completo proposta.

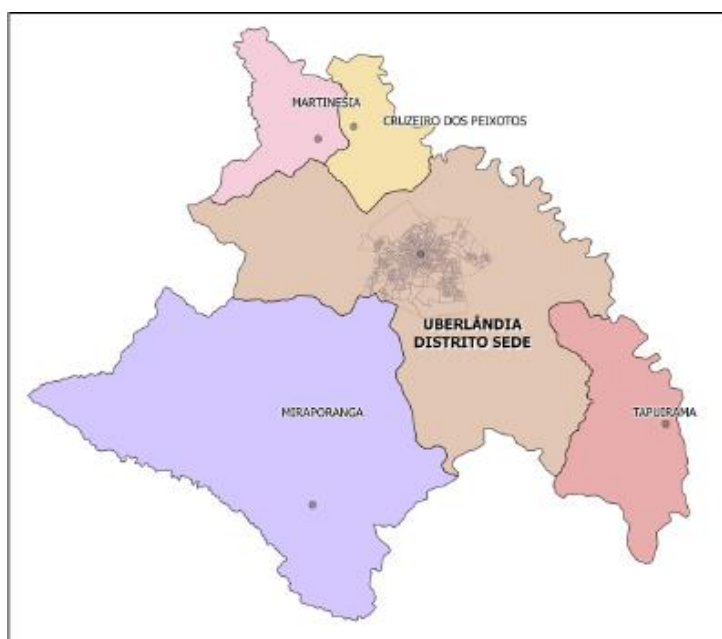
Dimensionar a unidade de desinfecção da ETA de ciclo completo proposta.

Citar tópicos relevantes do Manual de Operações simplificado para operação da ETA.

3 FASES PRELIMINARES

Com a escolha do distrito de Miraporanga para a realização do dimensionamento da Estação de Tratamento de Água (ETA), é necessário realizar a coleta de dados do local a qual a ETA atenderá. Estes dados estão disponíveis no Banco de Dados Integrados (BDI) do município de Uberlândia para o ano de 2017, documento disponível no *site* da Prefeitura Municipal de Uberlândia. Para uma melhor visualização da localização deste distrito a Figura 1 apresenta a distribuição geográfica do município de Uberlândia e seus distritos.

Figura 1 - Distribuição territorial do município de Uberlândia e seus distritos



Fonte: Prefeitura Municipal de Uberlândia – 2017.

Para início do dimensionamento é necessário a informação da população que será atendida pela ETA, dado que está disponível no BDI. Segundo o censo de 2010 do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística a população para o distrito de Miraporanga era de 6708 habitantes.

Com a população de Miraporanga em mãos ainda é necessário fazer a escolha do manancial, que através do *site Google Maps*, foi escolhido o Ribeirão da Estiva que é o curso de água superficial mais próximo à

Miraporanga, que no *síte* está nomeado de forma incorreta como Rio da Estiva como ilustra a Figura 2.

Figura 2 - Distrito de Miraporanga e Ribeirão da Estiva



Fonte: Google – 2018.

Com o Ribeirão da Estiva escolhido calcula-se a vazão de adução através da Equação 1.

$$Q_{adução} = P . q . K1 . Ceta$$

Equação 1, em que:

P – população de projeto (hab)

q – cota média per capita (L/hab.dia)

K1 – coeficiente de maior consumo diário (adimensional).

Ceta – coeficiente que leva em conta o consumo de água para lavagem dos filtros na ETA. Como referência para projeto, $Ceta \leq 1,05$.

Para o cálculo da população de projeto, estimou-se o horizonte de projeto de 30 anos a partir de 2018 e uma taxa média de crescimento anual da população total em 0,005 do distrito (0,5%). Assim, com base na população de 2010, a população de projeto (P 2038) é calculada como:

$$P_{2038} = 6708 . (1,005)^{48} = 8522 \text{ hab.}$$

Para esta comunidade, foi adotada a cota média per capita de 200 L/hab.dia e $K1 = 1,20$, considerando o elevado índice de perdas e desperdícios observados nos sistemas de abastecimento de água, no Brasil, incluindo a perda de água

tratada que ocorre na ETA, por ocasião da lavagem dos filtros, além da possibilidade da ocorrência de consumos imprevistos no horizonte de projeto.

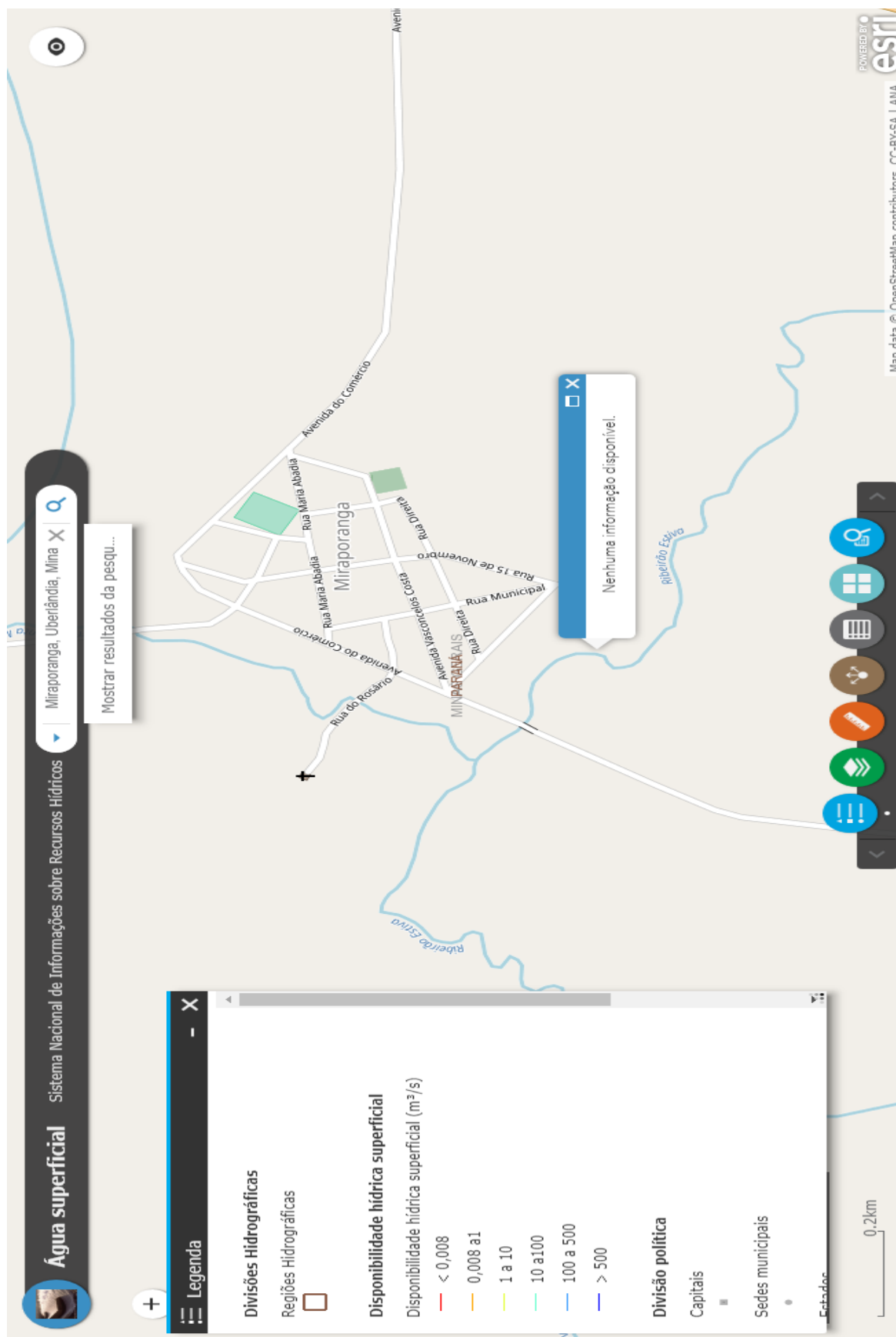
De acordo com os dados e as considerações apresentadas, a vazão de adução é determinada com base na equação 1:

$Q_{\text{adução}} = 8522 \cdot 200 \cdot 1,20 = 2045280 \text{ L/dia} = 23,67 \text{ L/s}$, considerando o funcionamento do sistema de 24 h/dia.

Para dimensionamento das unidades componentes da ETA será utilizada a vazão de projeto de 24 L/s.

Tendo a vazão de captação calculada, faz-se necessário verificar se é possível utilizar do Ribeirão da Estiva para fazer essa adução. Para que seja possível utilizá-lo a vazão total desse deverá ser de no mínimo três vezes a vazão de adução, ou seja, 72,00 L/s. Para fazer essa verificação basta entrar no *website* da Agência Nacional de Águas (ANA), onde é possível encontrar um mapa com toda disponibilidade hídrica superficial nacional. Uma pequena parte desse mapa é mostrado na Figura 3.

Figura 3 - Disponibilidade hídrica superficial



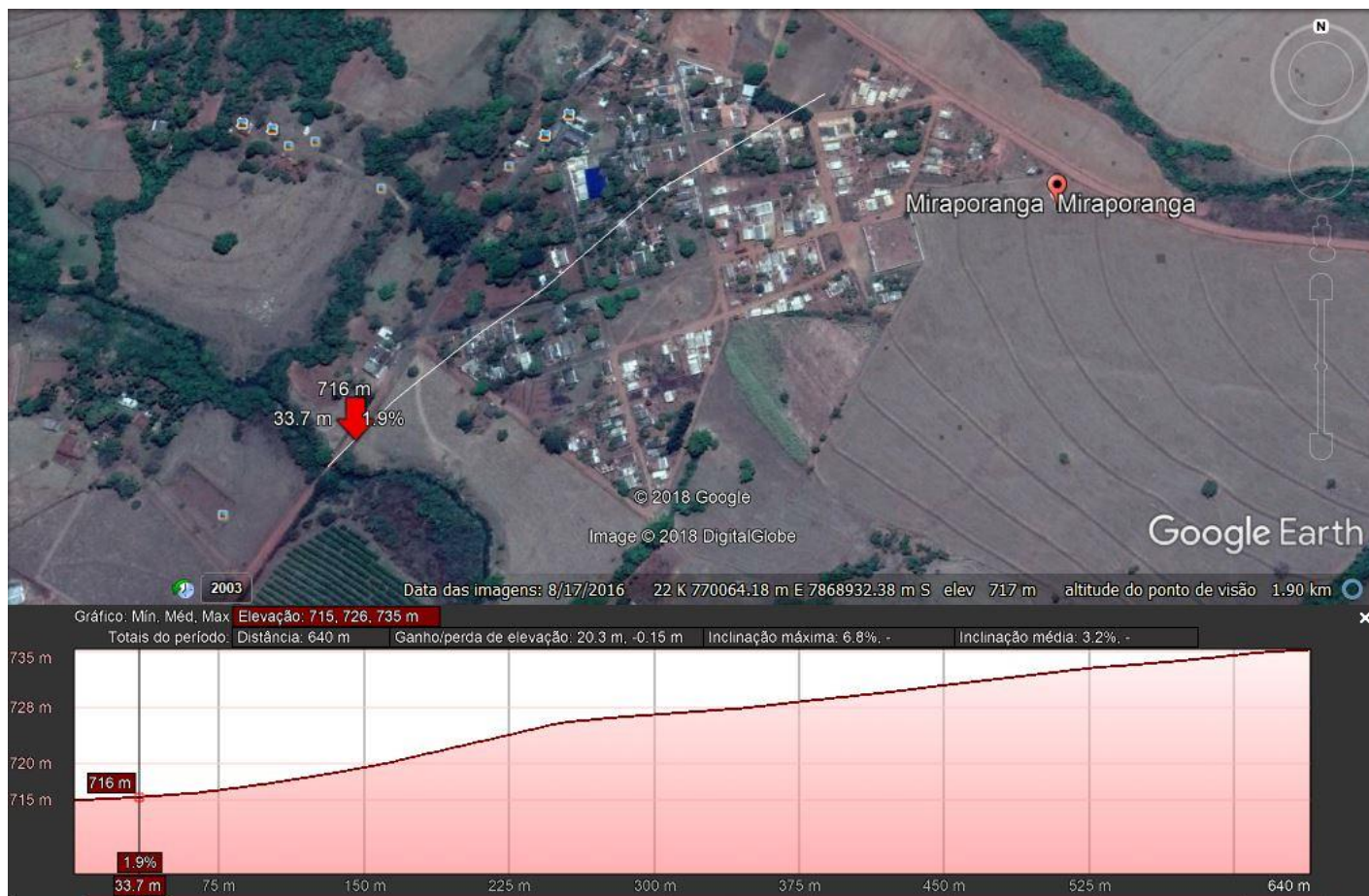
Fonte: Agência Nacional de Águas – 2018.

Visualizando a Figura 3 pode-se fazer uma leitura incorreta dos dados do Ribeirão da Estiva devido à cor da legenda e a cor que esse está representado e concluir que a vazão do Ribeirão da Estiva está entre 100 e 500 m³/s, porém, esta vazão é extremamente alta para um ribeirão destas dimensões. Assim, observando melhor Figura 3 nota-se que a ANA não possui informações sobre a disponibilidade hídrica superficial deste ribeirão.

Tendo isso e com a informação de que a vazão de captação é de 24 L/s, valor razoavelmente baixo para uma ETA, continua-se utilizando o Ribeirão da Estiva como manancial para adução de água bruta.

Embora o dimensionamento da elevatório de água bruta e distribuição de água tratada não faça parte do projeto deste trabalho, a Figura 4, obtida com auxílio do *software Google Earth*, ilustra um possível traçado da elevatória de água bruta e altitude do terreno.

Figura 4 - Foto de satélite com corte do terreno de Miraporanga



Fonte: Google Earth – 2018

A Figura 4 nos fornece alguns dados: Altitude no Ribeirão da Estiva de 715 m, altitude ao final de Miraporanga 735 m, distância do caminho demonstrado na imagem de 640 m, inclinação média de 3,2% e inclinação máxima de 6,8%.

Antes do dimensionamento ainda se faz necessário definir os processos de tratamento, que para fins da ABNT NBR 12216:1992 os mananciais de águas naturais podem ser classificados dentre 4 categorias.

- Tipo A – águas subterrâneas ou superficiais, provenientes de bacias sanitariamente protegidas, com características básicas definidas na Tabela 1, e as demais satisfazendo aos padrões de potabilidade;
- Tipo B – águas subterrâneas ou superficiais, provenientes de bacias não-protegidas, com características básicas definidas na Tabela 1, e que possam enquadrar-se nos padrões de potabilidade, mediante processo de tratamento que não exija coagulação;
- Tipo C – águas superficiais provenientes de bacias não protegidas, com características básicas definidas na Tabela 1, e que exijam coagulação para enquadrar-se nos padrões de potabilidade;
- Tipo D – águas superficiais provenientes de bacias não-protegidas, sujeitas a fontes de poluição, com características básicas definidas na Tabela 1, e que exijam processos especiais de tratamento para que possam enquadrar-se nos padrões de potabilidade.

Tabela 1 - Classificação de águas naturais para abastecimento público

Tipos	A	B	C	D
DBO 5 dias (mg/L):				
- média	até 1,5	1,5 - 2,5	2,5 - 4,0	> 4,0
- máxima, em qualquer amostra	1 - 3	3 - 4	4 - 6	> 6
Coliformes (NMP/100 mL)				
- média mensal em qualquer mês	50 - 100	100 - 5000	5000 - 20000	> 20000
- máximo	> 100 cm menos de 5% das amostras	> 5000 cm menos de 20% das amostras	> 20000 cm menos de 5% das amostras	-
pH	5 - 9	5 - 9	5 - 9	3,8 - 10,3
Cloretos	< 50	50 - 250	250 - 600	> 600
Fluoretos	< 1,5	1,5 - 3,0	> 3,0	-

NMP - Número mais provável

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas – 1992

Para cada classificação o tratamento mínimo é o seguinte:

- Tipo A – desinfecção e correção do pH;
- Tipo B – desinfecção e correção do pH, e além disso:
 - decantação simples, para águas contendo sólidos sedimentáveis, quando, por meio desse processo suas características se enquadrem nos padrões de potabilidade; ou
 - filtração, precedida ou não de decantação, para águas de turbidez natural, medida na entrada do filtro, sempre inferior a 40 Unidades Nefelométricas de Turbidez (UNT) e cor sempre inferior a 20 unidades, referidas aos Padrões de Platina;
- Tipo C – coagulação, seguida ou não de decantação, filtração em filtros rápidos, desinfecção e correção do pH;
- Tipo D – tratamento mínimo do tipo C e tratamento complementar apropriado a cada caso.

O manancial escolhido foi classificado com do tipo C. Assim, será feito o dimensionamento/seleção do vertedor Parshall, floculadores, decantadores e filtros rápidos e sistema de desinfecção.

4 DIMENSIONAMENTO

Com as fases preliminares completas parte-se para o dimensionamento/seleção/avaliação de funcionamento das unidades componentes da ETA.

4.1 Vertedor Parshall

Unidade da ETA que será utilizada como misturador do coagulante e medidor de vazões.

4.1.1 Seleção do Vertedor Parshall

Para o dimensionamento, primeiro é necessário fazer a escolha do Vertedor Parshall através da Tabela 2.

Tabela 2 - Características Parshall

W (pol)	W (cm)	A	B	C	D	E	F	G	K	N	X	Y	VAZÃO COM ESCOAMENTO LIVRE (L/s)
1"	2,5	36,3	35,6	9,3	16,8	22,9	7,6	20,3	1,9	2,9	-	-	0,3 - 5,0
3"	7,6	46,6	45,7	17,8	25,9	45,7	15,2	30,5	2,5	5,7	2,5	3,8	0,8 - 53,8
6"	15,2	61,0	61,0	39,4	40,3	61,0	30,5	61,0	7,6	11,4	5,1	7,6	1,4 - 110,4
9"	22,9	88,0	86,4	38,0	57,5	76,3	30,5	45,7	7,6	11,4	5,1	7,6	2,5 - 252,0
1'	30,5	137,2	134,4	61,0	84,5	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	5,1	7,6	3,1 - 455,9
1 1/2'	45,7	144,9	142,0	76,2	102,6	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	5,1	7,6	4,2 - 696,6
2'	61,0	152,5	149,6	91,5	120,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	5,1	7,6	11,9 - 937,3
3'	91,5	167,7	164,5	122,0	157,2	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	5,1	7,6	17,3 - 1427,2
4'	122,0	183,0	179,5	152,5	193,8	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	5,1	7,6	36,8 - 1922,7
5'	152,5	198,3	194,1	183,0	230,3	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	5,1	7,6	45,3 - 2423,9
6'	183,0	213,5	209,0	213,5	266,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	5,1	7,6	73,6 - 2930,8
7'	213,5	228,8	224,0	244,0	303,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	5,1	7,6	85,0 - 3437,7
8'	244,0	244,0	239,2	274,5	349,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	5,1	7,6	99,1 - 3950,2
10'	305,0	274,5	427,0	366,0	475,9	122,0	91,5	183,0	15,3	34,3	-	-	200,0 - 5660,0

Fonte: Paula, I. F. – 2018

Com a Tabela 2 e a informação da vazão de adução da ETA de 24 L/s foi escolhido o vertedor Parshall com a garganta de 1' (30,5 cm) que trabalha com vazões nos valores de 3,1 a 455,9 L/s. Esta largura de garganta foi escolhida após a realização de todos os cálculos necessários e dispostos nesse capítulo com auxílio do software MS Excel, cálculos esses realizados

para largura de garganta de 1" a 9" e 1 ½ ' a 3', assim, o único valor de garganta para o qual o vertedor Parshall funcionará como misturador rápido é de 1'. Todos os valores calculados a seguir serão demonstrados ao final dos cálculos com o esquema da calha Parshall. A sequência de cálculos, as equações, as notações, os símbolos e as abreviaturas seguem a sua exposição na bibliografia consultada.

4.1.2 Altura da lâmina líquida na seção de medição de vazões

Feita a escolha do vertedor Parshall realiza-se o cálculo da altura da lâmina líquida na seção de medição de vazões. Para isso é necessário o valor de duas constantes K_1 e N_1 , específicos para cada calha Parshall. O valor das constantes é mostrado na Tabela 3.

Tabela 3 - Constantes K_1 e N_1 do Parshall

W		K_1 (*)	N_1 (*)
pol,pé	m		
3"	0,075	3,072	0,646
6"	0,150	1,842	0,633
9"	0,229	1,505	0,654
1'	0,305	1,276	0,657
1 ½ '	0,460	0,966	0,650
2'	0,610	0,795	0,645
3'	0,915	0,607	0,639
4'	1,220	0,505	0,634
5'	1,525	0,436	0,630
6'	1,830	0,389	0,627
7'	2,135	0,352	0,625
8'	2,440	0,324	0,623

Fonte: Paula, I. F. – 2018.

Com o vertedor Parshall escolhido e a Tabela 3, tem-se que para uma garganta $W = 1'$, $K_1 = 1,276$, $N_1 = 0,657$. Assim, a partir da Equação 2 calcula-se a altura da lâmina líquida na seção da medição de vazões.

$$H_a = K_1 \times Q^{N_1}$$

Equação 2

Em que:

Q = vazão da ETA = 24,00 L/s ou 0,024 m³/s

$$H_a = 1,276 \times 0,024^{0,657} = 0,110 \text{ m}$$

4.1.3 Velocidade de escoamento da água na seção de medição de vazões

Com H_a calculado, parte-se para o cálculo da velocidade de escoamento da água na seção de medição de vazões (v_a), a partir da Equação 3 e Equação 4.

$$D' = \frac{2}{3} \times (D - W) + W \quad \text{Equação 3}$$

$$v_a = \frac{Q}{H_a \times D'} \quad \text{Equação 4}$$

Em que:

D – constante do Parshall em m obtida na Tabela 2.

W – Largura da garganta do Parshall em m obtida na Tabela 2.

Assim:

$$D' = \frac{2}{3} \times (0,845 - 0,305) + 0,305 = 0,665 \text{ m}$$

$$v_a = \frac{0,024}{0,110 \times 0,665} = 0,328 \text{ m/s}$$

4.1.4 Ângulo fictício θ em função da energia total disponível

Tendo a velocidade de escoamento da água na seção de medição de vazões parte-se para o cálculo do ângulo fictício θ em função da energia total disponível através da Equação 5 e Equação 6.

$$E_a = H_a + \frac{v_a^2}{2g} + N \quad \text{Equação 5}$$

$$\cos \theta = - \frac{g \times Q}{W \times \left(\frac{2g \times E_a}{3} \right)^{3/2}} \quad \text{Equação 6}$$

Em que:

N – constante obtida a partir da Tabela 2.

g – aceleração da gravidade.

$$E_a = 0,110 + \frac{0,328^2}{2 \times 9,81} + 0,229 = 0,345 \text{ m}$$

$$\cos\theta = -\frac{9,81 \times 0,024}{0,457 \times \left(\frac{2 \times 9,81 \times 0,32}{3}\right)^{3/2}} = -0,22822$$

$$\theta = 103,19^\circ$$

4.1.5 Velocidade de escoamento e altura da água no início do ressalto

Tendo θ e E_a calcula-se a velocidade de escoamento e a altura da água no início do ressalto, v_1 e Y_1 respectivamente, através da Equação 7 e Equação 8.

$$v_1 = 2 \cos\left(\frac{\theta}{3}\right) \times \left(2 \times g \times \frac{E_a}{3}\right)^{1/2} \quad \text{Equação 7}$$

$$Q = v_1 \times Y_1 \times W \quad \text{Equação 8}$$

$$v_1 = 2 \cos\left(\frac{103,19}{3}\right) \times \left(\frac{2 \times 9,81 \times 0,345}{3}\right)^{1/2} = 2,477 \text{ m/s}$$

$$0,024 = 2,477 \times Y_1 \times 0,305$$

$$Y_1 = 0,032 \text{ m}$$

4.1.6 Número de Froude

Com Y_1 e v_1 calcula-se o número de Froude, que representa a relação entre as forças de inércia e gravitacionais, a partir da Equação 9.

$$FR = \frac{v_1}{\sqrt{g \times Y_1}} \quad \text{Equação 9}$$

$$FR = \frac{2,477}{\sqrt{9,81 \times 0,032}} = 4,438$$

O número de Froude encontrado representa um ressalto oscilante apresentando uma superfície livre com ondulações e ocorre a formação de ondas que podem se propagar para jusante sobre longas distâncias.

4.1.7 Altura do ressalto no final do trecho divergente

Assim, parte-se para o cálculo da altura do ressalto no final do trecho divergente (Y_2), a partir da Equação 10 e Equação 11.

$$Y_3 = \frac{Y_1}{2} \left[(1 + 8 \times FR^2)^{1/2} - 1 \right] \quad \text{Equação 10}$$

$$Y_2 = Y_3 - (N - K) \quad \text{Equação 11}$$

Em que:

Y_3 – distância vertical entre ponto mais abaixo no início do ressalto e ponto mais acima ao final do trecho divergente.

N e K – constantes específicas para cada Parshall obtidas a partir da Tabela 2.

$$Y_3 = \frac{0,032}{2} \left[(1 + 8 \times 4,438^2)^{1/2} - 1 \right] = 0,184 \text{ m}$$

$$Y_2 = 0,184 - (0,229 - 0,076) = 0,031 \text{ m}$$

4.1.8 Velocidade de escoamento no final do trecho divergente

Assim, calcula-se a velocidade de escoamento no final do trecho divergente (v_2), a partir da Equação 12.

$$v_2 = \frac{Q}{Y_2 \times C} \quad \text{Equação 12}$$

Em que:

C – constante específica de cada Parshall que representa a largura na saída desse e entrada no canal de água coagulada, obtidas a partir da Tabela 2.

$$v_2 = \frac{0,024}{0,031 \times 0,61} = 1,265 \text{ m/s}$$

4.1.9 Tempo médio de detenção da água no trecho divergente

Assim, calcula-se o tempo médio de detenção da água no trecho divergente (T), a partir da Equação 13.

$$T = \frac{G}{\frac{(v_1 + v_2)}{2}} \quad \text{Equação 13}$$

Em que:

G – constante específica de cada Parshall que representa o comprimento horizontal do trecho divergente.

$$T = \frac{0,915}{\frac{(2,477 + 1,265)}{2}} = 0,489 \text{ s}$$

4.1.10 Perda de carga no vertedor Parshall

Com isso, calcula-se a perda de carga no vertedor Parshall (h) e posteriormente o gradiente médio de velocidade no trecho divergente (G_m), através da Equação 14 e Equação 15.

$$h = H_a + N - Y_3 \quad \text{Equação 14}$$

$$G_m = \sqrt{\frac{\gamma \times h}{\mu \times T}} \quad \text{Equação 15}$$

Em que:

γ – peso específico da água, aproximadamente 1000 kgf/m³, em condições normais de temperatura e pressão.

μ – viscosidade dinâmica da água, aproximadamente $1,029 \times 10^{-4}$ kgf×s/m², em condições normais de temperatura e pressão.

$$h = 0,110 + 0,229 - 0,184 = 0,155 \text{ m}$$

$$G_m = \sqrt{\frac{1000 \times 0,155}{1,029 \times 10^{-4} \times 0,489}} = 1754,887 \text{ s}^{-1}$$

4.1.11 Dimensionamento do canal de água coagulada

Assim, faz-se o dimensionamento do canal retangular a jusante do Parshall, através da Equação 16 e Equação 17.

$$Q = V_J \times S_J \quad \text{Equação 16}$$

$$S_J = C \times H_J \quad \text{Equação 17}$$

Em que:

V_J – velocidade da água no canal a jusante do Parshall (entre 0,4 e 0,8 m/s), adotando 0,5 m/s.

S_J – área da lâmina de água no canal a jusante do Parshall.

H_J – altura da lâmina de água no canal a jusante do Parshall.

$$0,024 = 0,5 \times 0,61 \times H_J$$

$$H_J = 0,079 \text{ m}$$

Tendo o valor de H_J adota-se o valor da altura do canal a jusante do Parshall de 15 cm, assumindo as seguintes dimensões 61 cm por 15 cm. Logo, calcula-se a altura do rebaixo no início do canal retangular a jusante do Parshall (ΔH), através da Equação 18.

$$\Delta H = H_J - Y_2 \quad \text{Equação 18}$$

$$\Delta H = 0,079 - 0,031 = 0,048 \text{ m}$$

Portanto, a altura do rebaixo no início do canal a jusante do Parshall é de 4,8 cm. Assim, através da Equação 19 e Equação 20, determina-se a altura máxima de elevação da comporta a jusante do Parshall (H_c).

$$Q = 1,838 \times L_v \times H_v^{2/3} \quad \text{Equação 19}$$

$$H_c = H_J - H_v \quad \text{Equação 20}$$

Em que:

H_v – distância da comporta ao nível da água no canal a jusante do Parshall.

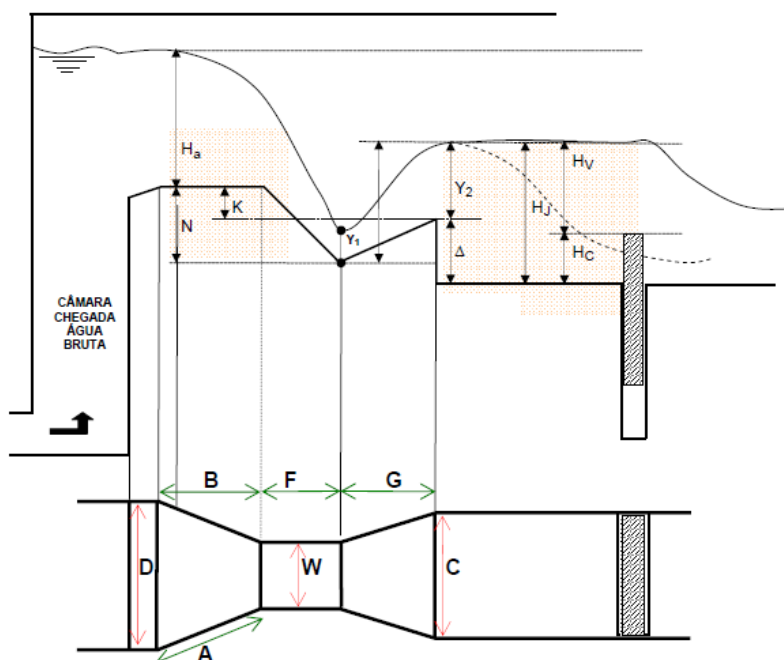
$$0,024 = 1,838 \times 0,61 \times H_v^{2/3}$$

$$H_v = \left(\frac{0,024}{1,838 \times 0,61} \right)^{3/2} = 0,077 \text{ m}$$

$$H_c = 0,079 - 0,077 = 0,002 \text{ m}$$

Portanto, a altura máxima de elevação da comporta é de 2 mm, valor que pode ser desconsiderado, deixando-a totalmente abaixada (comporta que será instalada para uma eventual manutenção a jusante, caso tenha necessidade de elevação total da mesma). Na sequência, na Figura 5 é possível observar um esquema do Parshall com todos os valores calculados e utilizados ilustrados, este esquema está em planta baixa e corte, sem dimensões e sem escala.

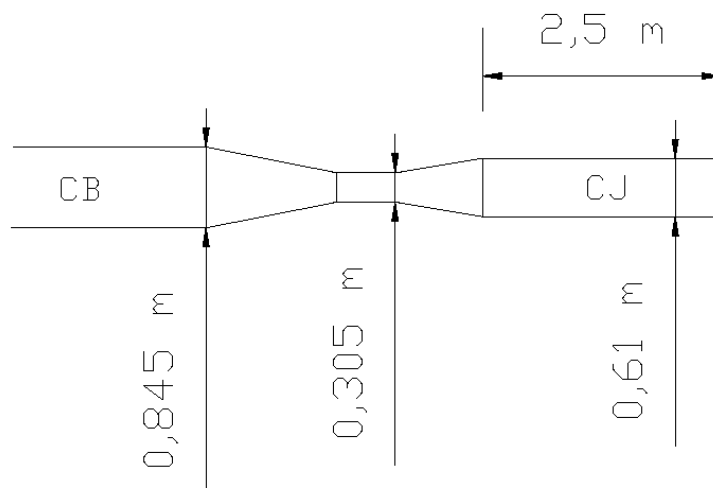
Figura 5 - Esquema do Parshall sem dimensões e sem escala



Fonte: Paula, I. F. – 2018.

A seguir na Figura 6, é ilustrado um esquema do vertedor Parshall com suas medidas de largura de garganta, largura de chegada do canal de água bruta (CB)

Figura 6 - Parshall com dimensões



Fonte: Autor - 2018.

4.2 Floculadores

Floculadores são unidades do tratamento destinadas a promover a agregação das partículas que são formadas na mistura rápida.

Para o dimensionamento dos floculadores, primeiramente, deve-se determinar suas dimensões, porém, a fim de dimensionar uma ETA modular será realizado a seguir o dimensionamento das medidas dos filtros e decantadores, para que a largura final de todas as unidades sejam as mesmas, formando assim, a ETA modulada desejada.

4.2.1 Dimensionamento das medidas dos filtros

Os filtros que serão utilizados na ETA serão filtros rápidos com camada dupla, sendo uma de antracito e uma de areia, também terão 4 unidades desses, pois, ao interromper a operação de um filtro para lavagem os filtros restantes em operação não ficarão com uma sobrecarga muito elevada, não prejudicando assim o seu funcionamento. Em filtros de camada dupla. Quando

não é possível realizar as experiências com filtro-piloto, a ABNT NBR 12216:1992 recomenda utilizar uma taxa máxima de filtração de 360 m³/m²×dia. Adotou-se uma taxa de filtração (TF) de 230 m³/m²×dia. A área superficial de cada filtro será calculada através da Equação 21.

$$As_{filtro} = \frac{Q_{ETA} \times 86400 \frac{s}{dia}}{n^{\circ} filtros \times TF} \quad \text{Equação 21}$$

$$As_{filtro} = \frac{0,024 \times 86400}{4 \times 230} = 2,25 m^2$$

Assim, tem-se o cálculo da largura e comprimento de cada filtro a seguir:

$$\frac{Largura\ filtro(LF)}{Comprimento\ filtro(CF)} = \frac{N + 1}{2N} = \frac{4 + 1}{2 \times 4} = 0,625$$

$$LF = \sqrt{2,25 \times 0,625} = 1,185 \sim 1,2 m$$

$$CF = \frac{LF}{0,625} = 1,92 \sim 1,9 m$$

4.2.2 Dimensionamento das medidas dos decantadores

Os decantadores escolhidos para esta ETA são decantadores convencionais, não mecanizados, trabalhando 24 h/dia com uma vazão de 24 L/s, e segundo a ABNT NBR 12216:1992 para ETA's com capacidade maior de 1000 m³/dia (11,57 L/s), em operação contínua, devem contar com pelo menos 2 unidades de decantação. Assim, temos a vazão de cada decantador a partir da Equação 22:

$$Q_{decantador} = \frac{Q_{ETA}}{n^{\circ} decantadores} \times 86400 \frac{s}{dia} \quad \text{Equação 22}$$

$$Q_{decantador} = \frac{0,024 m^3/s}{2} \times 86400 \frac{s}{dia} = 1036,8 m^3/dia$$

Segundo a ABNT NBR 12216:1992, não sendo possível realizar ensaios de laboratório, as velocidades de sedimentação para o cálculo das taxas de aplicação devem ser as seguintes:

- Estações com capacidade de até 1000 m³/dia, 1,74 cm/min (25 m³/m²×dia);
- Estações com capacidade entre 1000 e 10000 m³/dia em que garantir bom controle operacional, 2,43 cm/min (35 m³/m²×dia); caso contrário 1,74 cm/min (25 m³/m²×dia);
- Estações com capacidade superior a 10000 m³/dia, 2,80 cm/min (40 m³/m²×dia).

A ETA em questão se encontra na segunda situação podendo adotar 2 valores para Taxa de Aplicação Superficial (TAS), como esse é responsável apenas pelo projeto e manual de operações, não há garantias de que a ETA funcionará com um bom controle operacional, assim a TAS adotada é de 25 m³/m²×dia ou velocidade de sedimentação da partícula crítica = 1,74 cm/min. Assim, calcula-se a área superficial de um decantador através da Equação 23.

$$As = \frac{Q_{ETA} \times 86400 \text{ s/dia}}{n^{\circ} \text{decantadores} \times TAS} \quad \text{Equação 23}$$

Em que a TAS é utilizada em m³/m²×dia. Logo:

$$As = \frac{0,024 \times 86400}{2 \times 25} = 41,47 \text{ m}^2$$

Logo, com a área superficial de um decantador calculada e tendo que o comprimento total dos filtros de 4,8 m, ainda prevendo 0,3 m de espaçamento entre cada filtro para coleta de água de lavagem totalizando 6 m, portanto, cada decantador será dimensionado com uma largura de 3 m, logo:

$$3 \times \text{Comp}_{\text{decantador}} = 41,47$$

$$\text{Comp}_{\text{decantador}} = 13,82 \text{ m}$$

4.2.3 Dimensionamento Floculadores

A partir dos cálculos dos itens 4.2.1 e 4.2.2 e tendo que serão 3 câmaras de floculação, determina-se uma largura de 2 m para cada floculador.

4.2.3.1 Volume de cada câmara de floculação

Para a determinação do tempo de detenção a ABNT NBR 12216:1992 especifica que no caso de não ser possível realizar os ensaios destinados a determinar o período de detenção deve-se adotar valores entre 20 e 30 minutos para floculadores hidráulicos. Assim adota-se $T = 30$ minutos sendo 10 minutos para cada câmara de floculação. Logo, calcula-se o volume de cada câmara de floculação através da Equação 24.

$$V = Q \times T \quad \text{Equação 24}$$

$$V = 0,024 \frac{m^3}{s} \times 10 \text{ min} \times 60 \frac{s}{\text{min}} = 14,4 m^3$$

4.2.3.2 Profundidade de lâmina líquida e comprimento de cada câmara

Assim, é preciso adotar uma profundidade de lâmina líquida, através das dimensões reduzidas da ETA e para facilitar a operação e limpeza e torna-lo mais seguro adota-se uma altura útil $H_u = 0,5$ m. Logo, calcula-se a área superficial de cada câmara a partir da Equação 25.

$$A_s = \frac{V}{H_u} \quad \text{Equação 25}$$

$$A_s = \frac{14,4}{0,5} = 28,8 m^2$$

Como já dito anteriormente a largura de cada câmara será $L = 2,0$ m. Assim, o comprimento de será de:

$$C = \frac{28,8}{2,0} = 14,4 m$$

4.2.3.3 Velocidade da água nos trechos retos

Até este momento, todos os cálculos feitos para os floculadores são equivalentes para os 3 trechos de floculação, porém posteriormente, a partir do próximo item, será realizado o dimensionamento para cada câmara de floculação separadamente.

O cálculo para cada trecho, iniciando-se pela velocidade da água nos trechos retos (v_1), que será um valor adotado, devendo estar entre 10 e 30 cm/s, o que é mostrado na Tabela 4.

Tabela 4 - Valores adotados para v_1

	Trecho 1	Trecho 2	Trecho 3
v_1 (m/s)	0,23	0,19	0,13

Fonte: Autor – 2018.

4.2.3.4 Seção de escoamento entre chicanas

Com a velocidade de escoamento no trecho reto adotada, calcula-se a seção de escoamento entre chicanas a partir da Equação 26

$$SC = \frac{Q}{v_1} \quad \text{Equação 26}$$

$$SC_{trecho1} = \frac{0,024}{0,23} = 0,1043 \text{ m}^2$$

$$SC_{trecho2} = \frac{0,024}{0,19} = 0,1263 \text{ m}^2$$

$$SC_{trecho3} = \frac{0,024}{0,13} = 0,1846 \text{ m}^2$$

Os valores de SC são apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 - Valores calculados para SC

	Trecho 1	Trecho 2	Trecho 3
SC(m ²)	0,1043	0,1263	0,1846

Fonte: Autor – 2018

4.2.3.5 Espaçamento entre chicanas

Tendo os valores da seção de escoamento entre chicanas é possível calcular o espaçamento entre chicanas (SC) para cada trecho, através da Equação 27.

$$e = \frac{SC}{Hu} \quad \text{Equação 27}$$

$$e_{trecho1} = \frac{0,1043}{0,5} = 0,2086 \text{ m}$$

$$e_{trecho2} = \frac{0,1263}{0,5} = 0,2526 \text{ m}$$

$$e_{trecho3} = \frac{0,1846}{0,5} = 0,3692 \text{ m}$$

Os valores de espaçamento entre chicanas encontrados para cada trecho são apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 - Valores encontrados de e

	Trecho 1	Trecho 2	Trecho 3
$e \text{ (m)}$	0,2086	0,2526	0,3692

Fonte: Autor - 2018

4.2.3.6 Número de chicanas

Assim, calcula-se o número de chicanas (N) através da Equação 28.

$$N = \frac{C}{e} - 1$$

Equação 28

$$N_{trecho1} = \frac{14,4}{0,2086} - 1 = 68$$

$$N_{trecho2} = \frac{14,4}{0,2526} - 1 = 56$$

$$N_{trecho3} = \frac{14,4}{0,3692} - 1 = 38$$

Os valores encontrados para o número de chicanas por trecho são apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 - Valores calculados para número de chicanas por trecho

	Trecho 1	Trecho 2	Trecho 3
N	68	56	38

Fonte: Autor – 2018.

4.2.3.7 Velocidade nas curvas

A velocidade nas curvas (v_2) é determinada através da Equação 29.

$$v_2 = \frac{2v_1}{3} \quad \text{Equação 29}$$

$$v_{2trecho1} = \frac{2 \times 0,23}{3} = 0,153 \text{ m/s}$$

$$v_{2trecho2} = \frac{2 \times 0,19}{3} = 0,127 \text{ m/s}$$

$$v_{2trecho3} = \frac{2 \times 0,13}{3} = 0,087 \text{ m/s}$$

A velocidade nas curvas encontradas para cada trecho está presente na Tabela 8.

Tabela 8 - Valores determinados para v_2

	Trecho 1	Trecho 2	Trecho 3
$v_2(\text{m/s})$	0,153	0,127	0,087

Fonte: Autor – 2018.

4.2.3.8 Distância da chicana à parede do floculador

Na sequência se determina a distância da chicana à parede do floculador (DC) através da Equação 30.

$$DC = \frac{Q}{Hu \times v_2} \quad \text{Equação 30}$$

$$DC_{trecho1} = \frac{0,024}{0,5 \times 0,153} = 0,314 \text{ m}$$

$$DC_{trecho2} = \frac{0,024}{0,5 \times 0,127} = 0,378 \text{ m}$$

$$DC_{trecho3} = \frac{0,024}{0,5 \times 0,087} = 0,554 \text{ m}$$

Os valores encontrados para a distância da chicana à parede em cada trecho está presente na Tabela 9.

Tabela 9 - Valores determinados para DC

	Trecho 1	Trecho 2	Trecho 3
DC(m)	0,314	0,378	0,554

Fonte: Autor – 2018

4.2.3.9 Comprimento percorrido pela água

Assim, calcula-se o comprimento percorrido pela água (C_1), através da Equação 31.

$$C_1 = v_1 \times T$$

Equação 31

$$C_{1trecho1} = 0,23 \times 10 \times 60 = 138 \text{ m}$$

$$C_{1trecho2} = 0,19 \times 10 \times 60 = 114 \text{ m}$$

$$C_{1trecho3} = 0,13 \times 10 \times 60 = 78 \text{ m}$$

Os valores encontrados para o comprimento percorrido pela água nos trechos estão disponíveis na Tabela 10.

Tabela 10 - Valores encontrados para C_1

	Trecho 1	Trecho 2	Trecho 3
C_1 (m)	138	114	78

Fonte: Autor – 2018.

4.2.3.10 Perda de carga

Com isso, calcula-se a perda de carga nas curvas (localizada) e por atrito (distribuída) nos flocladores através da Equação 32 e Equação 33.

$$h_{curvas} = \frac{((N+1) \times v_1^2 + N \times v_2)}{2g} \quad \text{Equação 32}$$

$$h_{atrito} = \frac{(v_1 \times n)^2 \times C_1}{RH^{4/3}} \quad \text{Equação 33}$$

Em que:

n – coeficiente de rugosidade = 0,012

g – aceleração da gravidade = 9,81 m/s²

RH – raio hidráulico entre chicanas que será calculado através da Equação 34

$$h_{curvas\ trecho1} = \frac{((68 + 1) \times 0,23^2 + 68 \times 0,153^2)}{2 \times 9,81} = 0,267$$

$$h_{curvas\ trecho2} = \frac{((56 + 1) \times 0,19^2 + 56 \times 0,127^2)}{2 \times 9,81} = 0,151$$

$$h_{curvas\ trecho3} = \frac{((38 + 1) \times 0,13^2 + 38 \times 0,087^2)}{2 \times 9,81} = 0,048$$

$$RH = \frac{(e \times Hu)}{(e + 2Hu)} \quad \text{Equação 34}$$

$$RH_{trecho1} = \frac{(0,2086 \times 0,5)}{(0,2086 + 2 \times 0,5)} = 0,086 \text{ m}$$

$$RH_{trecho2} = \frac{(0,2526 \times 0,5)}{(0,2526 + 2 \times 0,5)} = 0,101 \text{ m}$$

$$RH_{trecho3} = \frac{(0,3692 \times 0,5)}{(0,3692 + 2 \times 0,5)} = 0,135 \text{ m}$$

Logo:

$$h_{atri\ to\ trecho1} = \frac{(0,23 \times 0,012)^2 \times 138}{0,086^{4/3}} = 0,028 \text{ m}$$

$$h_{atri\ to\ trecho2} = \frac{(0,19 \times 0,012)^2 \times 114}{0,101^{4/3}} = 0,013 \text{ m}$$

$$h_{atri\ to\ trecho3} = \frac{(0,13 \times 0,012)^2 \times 78}{0,135^{4/3}} = 0,003 \text{ m}$$

Os valores encontrados para perda de carga localizada, perda de carga distribuída e perda de carga total nos trechos estão disponíveis na Tabela 11.

Tabela 11 - Valores de perda de carga para os trechos

	Trecho 1	Trecho 2	Trecho 3
hcurvas (m)	0,267	0,151	0,048
hatrito (m)	0,028	0,013	0,003
htotal (m)	0,295	0,164	0,051

Fonte: Autor – 2018.

4.2.3.11 Gradiente de velocidade

Por fim, faz-se o cálculo do gradiente de velocidade (G) para cada trecho, os valores são determinados através da Equação 35 e esses estão apresentados para cada trecho na Tabela 12.

$$G = \left(\frac{\gamma \times h_{total}}{\mu \times T} \right)^{1/2} \quad \text{Equação 35}$$

Em que:

γ – peso específico da água, aproximadamente 1000 kgf/m³ em condições normais de temperatura e pressão.

μ – viscosidade dinâmica da água, aproximadamente 1,029×10⁻⁴ kgf×s/m² em condições normais de temperatura e pressão.

T – tempo total de floculação por trecho = 10 min.

htotal – perda de carga total na câmara de floculação.

$$G_{trecho1} = \left(\frac{1000 \times 0,295}{1,029 \times 10^{-4} \times 10 \times 60} \right)^{1/2} = 69,12 \text{ s}^{-1}$$

$$G_{trecho2} = \left(\frac{1000 \times 0,164}{1,029 \times 10^{-4} \times 10 \times 60} \right)^{1/2} = 51,54 \text{ s}^{-1}$$

$$G_{trecho3} = \left(\frac{1000 \times 0,051}{1,029 \times 10^{-4} \times 10 \times 60} \right)^{1/2} = 28,74 \text{ s}^{-1}$$

Tabela 12 - Gradiente de velocidade calculados para cada trecho

	Trecho 1	Trecho 2	Trecho 3
$G(s^{-1})$	69,12	51,54	28,74

Fonte: Autor – 2018.

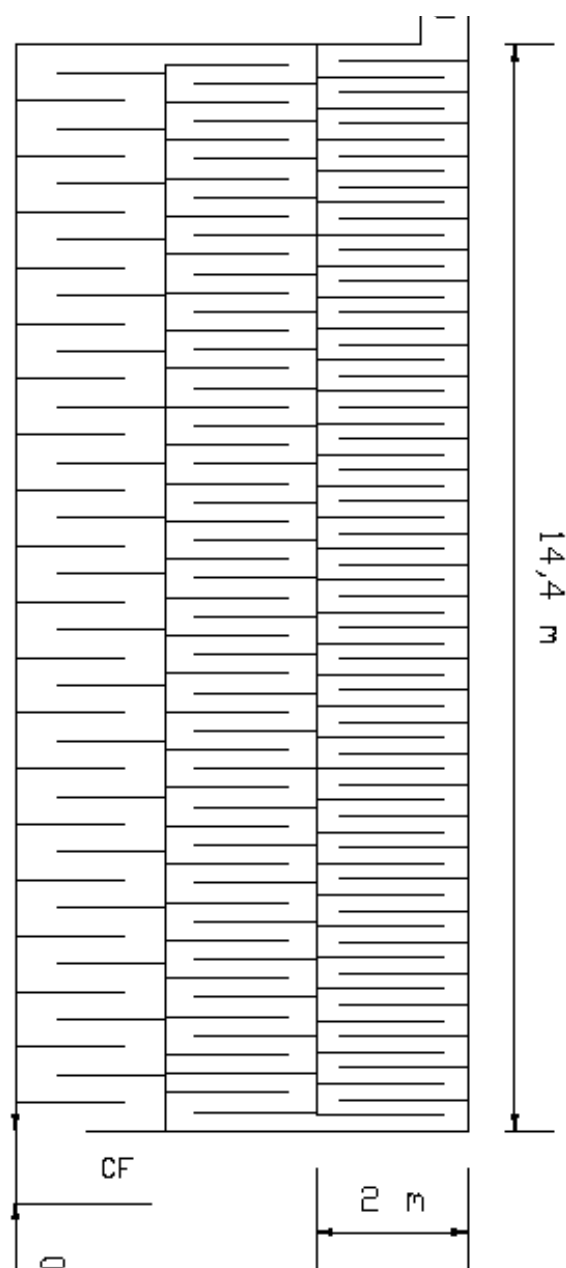
Na sequência será possível observar os flocladores em planta com as chicanas na Figura 7, além de todos os valores calculados no dimensionamento dos mesmos na Tabela 13.

Tabela 13 - Valores de dimensionamento para flocladores

Tempo de floclação		20 a 30	min
		30	min
Profundidade lâmina Líquida		0,5	m
	Trecho 1	Trecho 2	Trecho 3
$V(m^3)$	14,40	14,40	14,40
$As(m^2)$	28,80	28,80	28,80
$L(m)$	2,00	2,00	2,00
$C(m)$	14,40	14,40	14,40
$v_1(m/s)$	0,230	0,190	0,130
$SC(m^2)$	0,104	0,133	0,200
$e(m)$	0,2086	0,2526	0,3692
N	68	56	38
$v_2(m/s)$	0,153	0,127	0,087
$DC(m)$	0,314	0,378	0,552
$C1(m)$	138	114	78
$h_{curvas}(m)$	0,267	0,151	0,048
$RH(m)$	0,086	0,105	0,14
$h_{atrito}(m)$	0,028	0,013	0,003
$h_{total}(m)$	0,295	0,164	0,051
$G(s^{-1})$	69,12	51,54	28,74

Fonte: Autor – 2018.

Figura 7 - Esquema de floculadores com chicanas em planta baixa.



Fonte: Autor – 2018.

CJ – canal a jusante do Parshall de água coagulada.

CF – canal de água floculada.

4.3 Decantadores

Segundo a ABNT NBR 12216:1992, decantadores são as 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. Para a ETA em questão serão utilizados 2 decantadores convencionais não mecanizados.

Com o dimensionamento do Parshall e dos floculadores concluídos, parte-se para o dimensionamento dos decantadores cujas dimensões laterais já foram calculadas no item 3.2.2, sendo $L = 3,0$ m e $C = 13,84$ m.

4.3.1 Tempo de operação

Tendo as dimensões laterais foi arbitrado uma altura útil $H_u = 1,8$ m para se calcular o tempo de operação (T) através da Equação 36.

$$T = \frac{H_u \times A_s}{\frac{Q}{N_{\text{decantadores}}} \times 3600} \quad \text{Equação 36}$$

$$T = \frac{1,8 \times 41,47}{\frac{0,024}{2} \times 3600} = 1,73 \text{ h}$$

O tempo de operação encontrado foi de 1,73 h. Como não está definido em norma um valor mínimo ou máximo para o tempo de operação, o valor mais comumente utilizado é de 1 hora a 4 horas, mantendo-se, assim, a altura útil de 1,8 m

4.3.2 Comportas de acesso ao decantador

Sendo determinadas o tempo de operação e a altura útil parte-se para o dimensionamento das comportas de acesso ao decantador presentes no canal de água floculada. Estas comportas serão 3 comportas de seção quadrada $L_c \times L_c$ por decantador, igualmente espaçadas, a largura é encontrada através da equação de gradiente de velocidade, Equação 37, partindo assim para a Equação 38.

$$G = \sqrt{\frac{32 \times \gamma \times f \times Q^3}{\mu \times g \times \pi^3 \times D_H^7}} \quad \text{Equação 37}$$

$$D_H = L_c = \left(\frac{32 \times \gamma \times f \times Q^3}{\mu \times g \times \pi^3 \times G^2} \right)^{1/7} \quad \text{Equação 38}$$

Em que:

γ – peso específico da água, aproximadamente 1000 kgf/m³ em condições normais de temperatura e pressão.

f – coeficiente de atrito = 0,03.

Q – vazão para cada comporta = 0,024/(2×3) = 0,004 m³/s.

μ - viscosidade dinâmica da água, aproximadamente 1,029×10⁻⁴ kgf×s/m², à temperatura de 20° C.

g – aceleração da gravidade, aproximadamente 9,81 m/s²

G – gradiente de velocidade na comporta, adota-se $G = 20 \text{ s}^{-1}$.

$$L_c = \left(\frac{32 \times 1000 \times 0,03 \times 0,004^3}{1,029 \times 10^{-4} \times 9,81 \times \pi^3 \times 20^2} \right)^{1/7} = 0,17 \text{ m}$$

Portanto, cada decantador contará com 3 comportas de 0,17 m × 0,17 m.

4.3.3 Canal de água floculada

Logo, parte-se para o dimensionamento do canal de água floculada que é feito através da Equação 39.

$$L_c = \left(\frac{(comp_{rest} / N_{comp}) \times Q}{v_c \times H_c} \right) \quad \text{Equação 39}$$

Em que:

v_c – velocidade da água no canal de água floculada, adotada 10 cm/s, sendo que no trecho final dos floculadores a velocidade é de 12 cm/s.

H_c – altura da água no canal de água floculada, adotada 25 cm.

Assim:

- Antes da 1ª comporta;

$$L_{c_1} = \left(\frac{6/6 \times 0,024}{0,1 \times 0,25} \right) = 0,960 \text{ m}$$

- Antes da 2ª comporta;

$$L_{c_2} = \left(\frac{5/6 \times 0,024}{0,1 \times 0,25} \right) = 0,800 \text{ m}$$

- Antes da 3ª comporta;

$$L_{c_3} = \left(\frac{4/6 \times 0,024}{0,1 \times 0,25} \right) = 0,640 \text{ m}$$

- Antes da 4ª comporta;

$$L_{c_4} = \left(\frac{3/6 \times 0,024}{0,1 \times 0,25} \right) = 0,480 \text{ m}$$

- Antes da 5ª comporta;

$$L_{c_5} = \left(\frac{2/6 \times 0,024}{0,1 \times 0,25} \right) = 0,320 \text{ m}$$

- Antes da 6ª comporta.

$$L_{c_6} = \left(\frac{1/6 \times 0,024}{0,1 \times 0,25} \right) = 0,160 \text{ m}$$

4.3.4 Cortina distribuidora

Segundo a ABNT NBR 12216:1992 a entrada de água nos decantadores convencionais pode ser feita por uma cortina perfurada que atenda às condições:

- a) ter o maior número possível de orifícios uniformemente espaçados segundo a largura e a altura útil do decantador; a distância entre orifícios deve ser igual ou inferior a 0,50 m;
- b) estar situada a uma distância “d” da entrada, calculada por (Equação 40):

$$d = 1,5 \frac{a}{A} H \quad \text{Equação 40}$$

Em que:

a : área total dos orifícios, em m²

A : área da seção transversal do decantador, em m²

H : altura útil do decantador, em m

- c) gradiente de velocidade nos orifícios iguais ou inferiores a 20 s⁻¹;
- d) quando a parede da cortina tem espessura inferior à dimensão que caracteriza as aberturas de passagem de água, devem receber bocais de comprimento pelo menos igual a referida dimensão;
- e) a câmara de entrada que antecede a cortina deve ser projetada de modo a facilitar sua limpeza
- f) a relação a/A igual ou inferior a 0,5.

Assim, adota-se 10 filas horizontais através da altura de 1,8 m, totalizando 11 espaçamentos e 18 fileiras verticais através da largura útil de 3,0 m totalizando 19 espaçamentos cada. Portanto a cortina distribuidora contará com 136 orifícios, sendo o diâmetro calculado através da Equação 38.

Em que:

D_H – diâmetro hidráulico, que será o diâmetro de cada orifício.

G – gradiente hidráulico em cada orifício, adotado $G = 15s^{-1}$, respeitando o item c) citado anteriormente.

Q – vazão por orifício que será calculada em seguida:

$$Q_{orifício} = \frac{Q}{(N_{decantadores} \times N_{orifícios})} = \frac{0,024}{2 \times 180} = 0,00007 \frac{m^3}{s} = 0,07 \frac{L}{s}$$

$$D_H = D_{orifício} = \left(\frac{32 \times 1000 \times 0,03 \times 0,00007^3}{1,029 \times 10^{-4} \times 9,81 \times \pi^3 \times 15^2} \right)^{1/7} = 0,03 \text{ m} = 3 \text{ cm}$$

Logo, com o diâmetro do orifício calculado, tem-se que os espaçamentos das fileiras horizontais serão de 13,6 cm, já os das fileiras verticais serão de 13 cm e através da Equação 40 calcula-se a distância a qual a cortina distribuidora deverá estar da entrada do decantador.

$$d = 1,5 \frac{\left(\frac{\pi \times 0,04^2}{4} \times 136 \right)}{(3 \times 1,8)} \times 1,8 = 0,154$$

Portanto, a cortina distribuidora deverá estar situada a uma distância de 15,4 cm da entrada do decantador, mas para a operação esta distância é inviável, pois não há espaço suficiente para que o operador se situe entre a entrada do decantador e a cortina distribuidora para efetuar a limpeza deste espaço, portanto o valor adotado para a esta distância será de 1,0 m, facilitando assim a operação. Verifica-se a seguir se a relação $a/A \leq 0,5$.

$$\frac{a}{A} = \frac{\left(\frac{\pi \times 0,04^2}{4} \times 136 \right)}{(3 \times 1,8)} = 0,03 < 0,5$$

Então, tem-se que a cortina distribuidora segue corretamente esta regulamentação da norma.

4.3.5 Velocidade longitudinal

Segundo a ABNT NBR 12216:1992, caso não for possível realizar ensaios de laboratório para determinar a velocidade de sedimentação, a velocidade longitudinal máxima V_0 em decantadores horizontais convencionais

deve ser de 0,50 cm/s em estações com capacidade de até 10000 m³/dia. A velocidade longitudinal em cm/s é dada pela Equação 41.

$$v_{longitudinal} = \frac{Q_{ETA}}{N_{decantadores} \times S_{transversal}} \times 100 \quad \text{Equação 41}$$

$$v_{longitudinal} = \frac{0,024}{2 \times 3 \times 1,8} \times 100 = 0,222 \frac{cm}{s}$$

Assim, determinou-se que a velocidade longitudinal é de 0,222 cm/s respeitando as especificações da ABNT NBR 12216:1992. A seguir calcula-se o número de Reynolds para determinar se o movimento é laminar ou turbulento. O número de Reynolds é calculado pela Equação 42.

$$Re = \frac{4 \times V \times RH}{\nu} \quad \text{Equação 42}$$

Em que:

V – velocidade média do fluido.

ν – viscosidade cinemática do fluido = $1,004 \times 10^{-6}$ m²/s.

RH – raio hidráulico, dado pela Equação 43.

$$RH = \frac{S_{molhada}}{P_{molhado}} \quad \text{Equação 43}$$

$$RH = \frac{1,8 \times 3}{(2 \times 1,8 + 3)} = 0,818 \text{ m}$$

Logo:

$$Re = \frac{4 \times 0,00222 \times 0,818}{1,004 \times 10^{-6}} = 7234,9$$

Portanto, com o número de Reynolds determinado tem-se que haverá um movimento turbulento.

4.3.6 Coleta de água decantada

A coleta de água decantada será realizada por calhas longitudinais, centrais e igualmente espaçadas, cada decantador contará com duas calhas de

1,5 m de comprimento. Assim, calcula-se a vazão por metro linear de borda de calha, que segundo a ABNT NBR 12216:1992, caso não seja possível realizar ensaios para a determinação da velocidade de sedimentação, a vazão por metro linear de borda de calha deverá ser igual ou inferior a 1,8 L/(s × m), valor esse que será determinado através da Equação 44.

$$Q_B = \frac{Q_{ETA} / N_{decantadores}}{(N_{calhas / decantador} \times N_{bordas / calha} \times N_{decantadores} \times C_{calha})} \quad \text{Equação 44}$$

$$Q_B = \frac{0,024 / 2}{2 \times 2 \times 2 \times 1,5} = 0,001 \frac{m^3}{s \times m} = 1,0 \frac{L}{s \times m}$$

Determinado o valor de Q_B , observa-se que é um valor inferior a 1,8 L/(s×m), atendendo assim as especificações normativas. Assim, faz-se o cálculo da altura de água no início da calha (H_I), adotando uma calha de 30 cm de largura. Valor esse que é encontrado a partir da Equação 45.

$$Q_{calha} = 1,38 \times b \times H_I^{3/2} \quad \text{Equação 45}$$

Em que:

b – largura interna da calha.

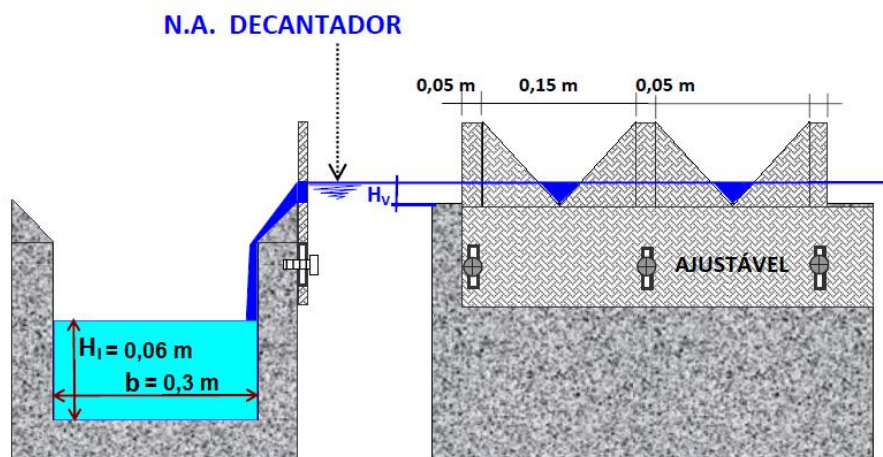
$$\frac{0,024}{4} = 1,38 \times 0,3 \times H_I^{3/2}$$

$$H_I = 0,06 \text{ m}$$

Portanto, a altura da água no início da calha é de 6 cm.

Cada calha terá de vertedores triangulares de 90° ajustáveis que serão dispostos da maneira que se mostra a Figura 8

Figura 8 - Disposição dos vertedores triangulares de 90° ajustáveis



Fonte: Paula, I. F. – 2018.

Na sequência é calculado o número de vertedores triangulares de 90° por metro linear de calha:

$$N_{vertedores/m} = \frac{1,0}{0,20} = 5$$

Portanto, cada metro linear de calha contará com 5 vertedores triangulares de 90°. Assim, parte-se para o cálculo da vazão de água por vertedor triangular de 90, através da Equação 46.

$$Q_{vertedor} = \frac{Q_B}{N_{vertedores / m}} \quad \text{Equação 46}$$

$$Q_{vertedor} = \frac{1}{5} = 0,2 \text{ L/s}$$

Com a vazão por vertedor calculada, é determinada a altura de água no vertedor triangular de 90°, que é realizada através da Equação 47.

$$Q_{vertedor} = 1,4 \times H_{vertedor}^{5/2} \quad \text{Equação 47}$$

$$0,2 \times 10^{-3} = 1,4 \times H_{vertedor}^{5/2}$$

$$H_{vertedor} = \left(\frac{0,2 \times 10^{-3}}{1,4} \right)^{2/5} = 0,029 \text{ m}$$

Por fim, determina-se a distância entre bordas de calha, se atentando para essa, pois o operador poderá ter que passar entre as calhas para realizar a limpeza interna do decantador, assim, a distância entre bordas deve ser uma distância razoável para que o operador consiga passar entre as mesmas. Distância que é dada pela Equação 48.

$$D_B = \frac{(L_{\text{decantador}} - N_{\text{calhas / decantador}} \times L_{\text{calha}})}{N_{\text{espaçamentos_entre_calhas}}} \quad \text{Equação 48}$$

Em que:

$$N_{\text{espaçamentos_entre_calhas}} = N_{\text{calhas/decantador}} + 1$$

$$D_B = \frac{(3 - 2 \times 0,3)}{(2 + 1)} = 0,8 \text{ m}$$

Distância que está geralmente entra 0,75 e 1,8 m. Logo constata-se que está dentro da normalidade.

4.3.7 Descarga de lodo

Cada decantador será provido de descarga hidráulica de lodo, portanto, o fundo do decantador será inclinado com um ângulo superior a 50°, formando um poço em forma de tronco de pirâmide ou de cone invertido na extremidade inferior do qual deve situar-se a abertura de descarga, isso para seguir as determinações da ABNT NBR 12216:1992.

Para a descarga de lodo deve-se estimar uma altura adicional do tanque para acúmulo e compactação desse. Por se tratar de uma ETA de pequenas vazões e dimensões, estima-se uma altura adicional de 0,3 m.

A descarga de lodo será realizada por uma tubulação de descarga, localizada no fundo do tanque junto à parede de saída do decantador e será provida de adufa. A periodicidade desta descarga será definida de acordo com a qualidade da água bruta. Todo lodo descarregado será encaminhado para um tanque onde o lodo poderá ser analisado, já que, segundo a ABNT NBR 12216:1992, deve ser previsto um dispositivo para observação das características do lodo descarregado, verificando assim a quantidade de

matéria orgânica presente, este tanque também será utilizado para o acúmulo e posteriormente o devido descarte.

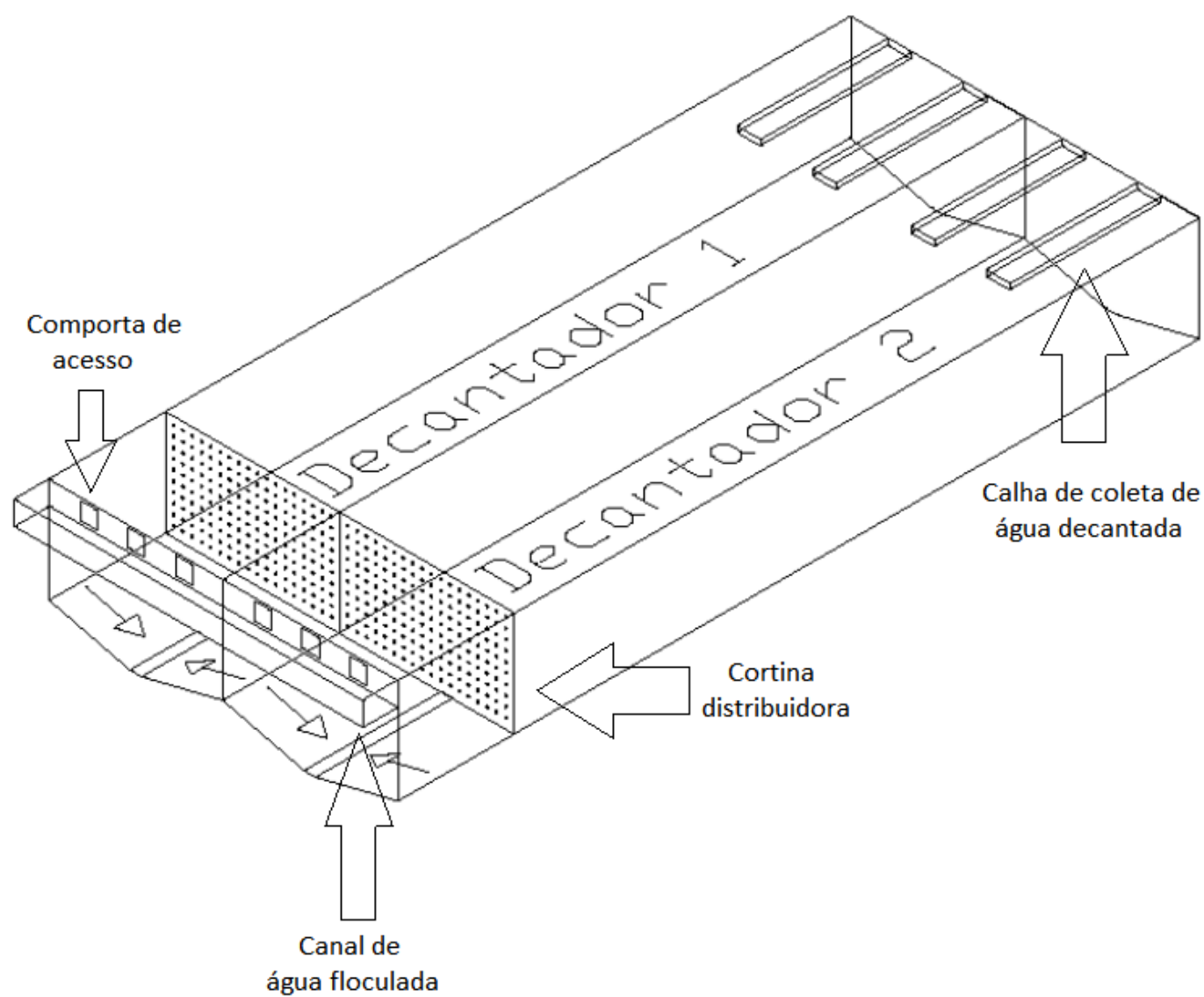
Segundo a ABNT NBR 12216:1992, a canalização para descarga de lodo, com comprimento de até 10 m, deve ter diâmetro mínimo de 150 mm e, quando situada sob estruturas ou locais de difícil acesso, ou ainda, com comprimento superior a 10 m, o diâmetro mínimo deve ser de 200 mm. Assim, adota-se uma tubulação com o diâmetro de 200 mm, atendendo ambas as situações. Com isso calcula-se o tempo de descarga do lodo, verificando se este diâmetro de tubulação realmente pode ser utilizado.

$$T = \left(\frac{4 \times 41,47 \times \sqrt{1,8}}{\pi \times 0,2^2 \times 4850} \right) = 0,365h = 21 \text{ min } 54 \text{ s}$$

O tempo de descarga encontrado está dentro das especificações normativas, portanto, segue-se utilizando um diâmetro de 200 mm.

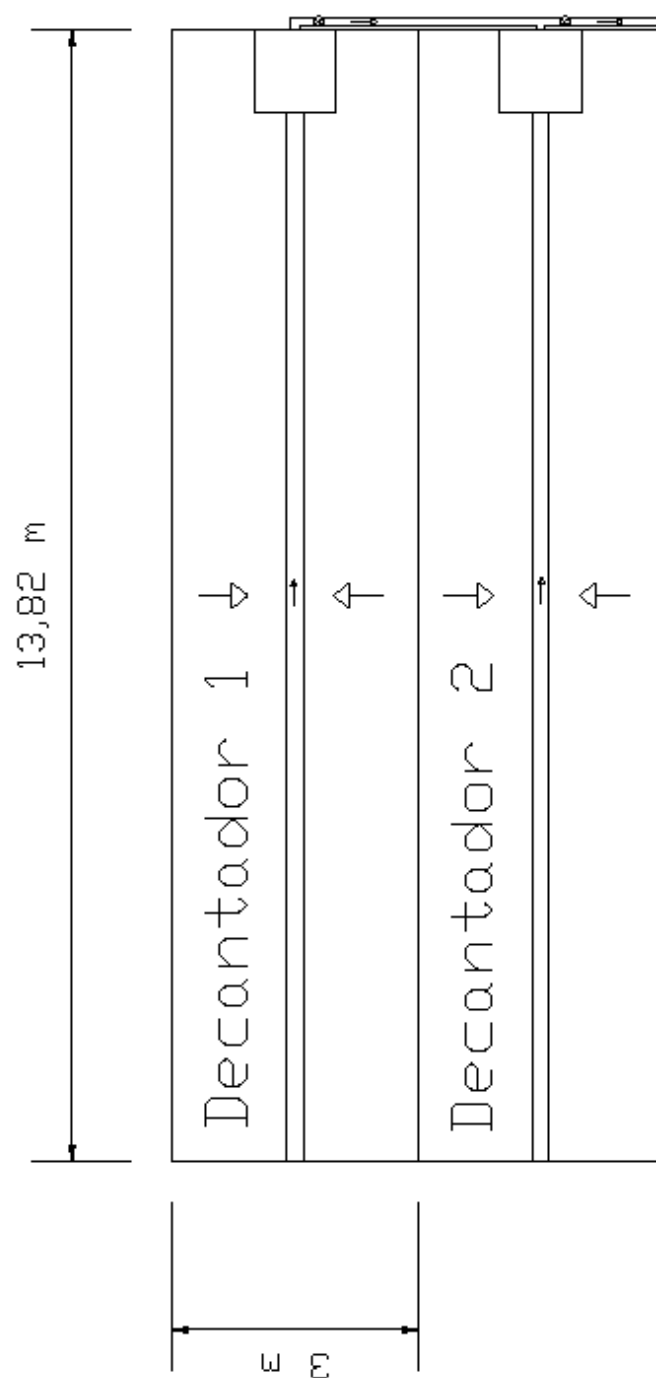
A Figura 9 ilustra um esquema representativo do decantador dimensionado neste item. e a Figura 10 um esquema em planta baixa do método de descarga do lodo.

Figura 9 - Esquema de decantadores sem dimensões.



Fonte: Autor – 2018.

Figura 10 - Esquema descarga de lodo em planta, sem dimensões.



Fonte: Autor – 2018.

4.4 Filtros

Os filtros realizam a última etapa do processo de clarificação de uma ETA. São unidades destinadas a remover as partículas em suspensão após o processo de decantação. Os filtros a serem utilizados nesta ETA serão filtros rápidos por gravidade, com camada filtrante dupla e de fluxo descendente.

A camada filtrante dupla será constituída por camadas de areia e antracito que de acordo com a ABNT NBR 12216, quando não for possível realizar ensaios em um filtro piloto, as camadas devem seguir as seguintes especificações:

- areia:
 - espessura mínima da camada de 25 cm;
 - tamanho efetivo, de 0,40 mm a 0,45 mm;
 - coeficiente de uniformidade, de 1,4 a 1,6;
- antracito:
 - espessura mínima da camada de 45 cm;
 - tamanho efetivo, de 0,8 mm a 1,0 mm;
 - coeficiente de uniformidade, inferior ou igual a 1,4

Tendo isso, os valores adotados como característica das camadas de leito filtrante estão presentes na Tabela 14

Tabela 14 - Características do leito filtrante

	Tamanho efetivo (mm)	U (mm)	e (m)
Antracito	0,9	1,4	0,45
Areia	0,45	1,5	0,25

Fonte: Autor – 2018.

Os filtros contarão com uma camada suporte que segundo a ABNT NBR 12216:1992 deve ser constituída de seixos rolados, com as seguintes características:

- material distribuído em estratos com granulometria decrescente no sentido ascendente, espessura de cada estrato igual ou superior a duas vezes e meia a dimensão característica dos seixos maiores que o constituem, não inferior, porém, a 5 cm;
- cada estrato deve ser formado por seixos de tamanho máximo superior ou igual ao dobro do tamanho dos menores;
- os seixos maiores de um estrato devem ser iguais ou inferiores aos menores do estrato situado imediatamente abaixo;
- o estrato situado diretamente sobre os bocais deve ser constituído de material cujos seixos menores tenham tamanho pelo menos igual ao dobro dos orifícios dos bocais e dimensão mínima de 1 cm;
- o estrato em contato direto com a camada filtrante deve ter material de tamanho mínimo igual ou inferior ao tamanho máximo da camada filtrante adjacente.

Tendo estas especificações normativas, a seguir na Tabela 15 é demonstrado a característica dos seixos rolados da camada suporte.

Tabela 15 - Característica da camada suporte

Tamanho (mm)	Espessura (cm)
2,4 a 4,8	7,5
4,8 a 12,5	7,5
12,5 a 19,0	10,0
19,0 a 38,0	10,0
38,0 a 63,0	15,0

Fonte: Richter e Azevedo Neto – 2002.

4.4.1 Canal de água decantada

Para o dimensionamento do canal de água decantada assume-se uma velocidade de 0,1 m/s da água que nele percorre, com isso a área útil deste canal é calculada a partir da Equação 49.

$$A_{canal} = \frac{Q_{ETA}}{v_{canal}} \quad \text{Equação 49}$$

$$A_{canal} = \frac{0,024}{0,1} = 0,24 \text{ m}^2$$

Assim admitindo uma largura de 60 cm, o canal terá uma lâmina de água de altura 40 cm. Logo, adota-se um canal de dimensões quadradas 60 cm × 60 cm. Canal esse que encaminhará a água para os filtros, que contarão com um vertedor retangular de soleira 1,2 m (largura do filtro), localizado na parede de entrada, acima do nível de água máximo de filtração. Cada um destes vertedores contarão com uma comporta stop-log e a água estará situada a uma altura H_v , calculada através da Equação 50.

$$Q_{filtro} = 1,838 \times L_{filtro} \times H_v^{3/2} \quad \text{Equação 50}$$

$$\frac{0,024}{4} = 1,838 \times 1,2 \times H_v^{3/2}$$

$$H_v = \left(\frac{0,006}{1,838 \times 1,2} \right)^{2/3} = 0,02 \text{ m}$$

Portanto, a água estará a uma altura de 2 cm no vertedor de entrada para os filtros. A disposição dos filtros, vertedores e canal de água decantada é ilustrada na Figura 11.

Figura 11 - Disposição dos filtros



Fonte: Paula, I. F. – 2018

4.4.2 Sistema de drenagem

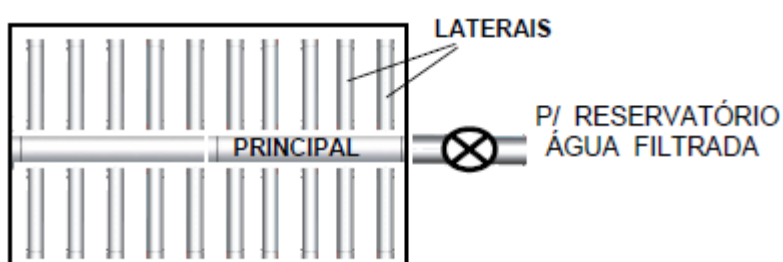
Com as características do leito filtrante e da camada suporte já definidas, além das dimensões do filtro determinadas no item 4.2.1, em que:

$$LF = 1,2 \text{ m.}$$

$$CF = 1,9 \text{ m.}$$

Admitindo assim uma área superficial de projeto de 2,28 m². Faz-se o dimensionamento do sistema de drenagem dos filtros, que será constituído por um sistema de tubulações perfuradas (Manifolds), que é lustrado na Figura 12.

Figura 12 - Disposição de tubulação principal e laterais no fundo do filtro.



Fonte: Paula, I. F. – 2018.

A tubulação principal será em MPVC DEFoFo Tigre, que segundo a mesma essa linha atende a norma de fabricação que passou por uma revisão, ABNT NBR 7665:2007, além de que tem função e aplicação em condução de água potável à temperatura de 20°C a 1 Mpa para a execução de sistemas de adução e distribuição em sistemas enterrados de abastecimento de água. Foi escolhido um diâmetro de 100 mm para a tubulação principal, já que é o menor DN fornecido por esta linha, este diâmetro será verificado a seguir com o calculo da velocidade que de acordo com Hazen v_{PRINC} deverá estar entre 0,4 e 1,7 m/s. A velocidade da tubulação principal é dada pela Equação 51.

$$v_{PRINC} = \frac{Q_{filtro}}{S_{tubulação}}$$

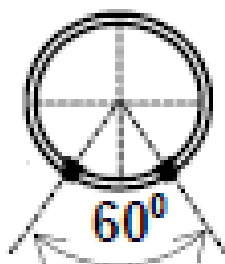
Equação 51

$$v_{PRINC} = \frac{\left(\frac{0,024}{4}\right)}{\left(\frac{\pi \times 0,1^2}{4}\right)} = 0,76 \text{ m/s}$$

Portanto, será mantida a tubulação de DN 100 mm como principal.

A tubulação lateral será em PVC PBA Tigre, que está presente no mesmo catálogo da MPVC DEFoFo, catálogo de infraestrutura de água da Tigre. A tubulação em PVC PBA tem função e aplicação de condução de água potável a 20°C em sistemas de adução e distribuição de água. Será adotada uma tubulação com DN 50 mm, serão 10 tubos de 54 cm espaçados igualmente em 27,5 cm. Cada tubulação lateral contará com 2 fileiras de orifícios laterais com 6,3 mm de diâmetro, cada fileira terá 10 orifícios espaçados igualmente em 4,9 cm sendo contados a partir do centro de cada orifício. Esses que se localizarão na parte inferior do tubo, formando um ângulo de 60° entre si, como ilustra a Figura 13.

Figura 13 - Tubulação lateral e orifícios



Fonte: Paula, I. F – 2018.

Há uma recomendação de que a área destes orifícios se situe entre 0,2% e 0,33% da área total do filtro. Assim:

$$\frac{A_{orifícios}}{A_{filtro}} = \frac{10 \times 2 \times 10 \frac{\pi \times (6,3 \times 10^{-3})^2}{4}}{2,28} = 0,0027 = 0,27\%$$

Portanto, os orifícios dimensionados seguem esta recomendação.

4.4.3 Tubulação de água filtrada

A velocidade recomendada a adotar-se em tubulações de água filtrada é de 1,25 m/s, a partir disso é calculada o diâmetro da tubulação de água filtrada, através da Equação 52

$$Q_{\text{filtro}} = v_F \times A_F \quad . \text{Equação 52}$$

Em que:

Q_{filtro} – vazão por filtro.

v_F – velocidade de água filtrada.

A_F – área da tubulação de água filtrada.

$$\frac{0,024}{4} = 1,25 \times \frac{\pi D_F^2}{4}$$

$$D_F = 0,078 \text{ m}$$

Logo, $D_{F(\text{PROJ})} = 100 \text{ mm}$.

4.4.4 Lavagem dos filtros

Para o dimensionamento do sistema de lavagem dos filtros, primeiramente deve-se calcular a vazão de lavagem. Para efetuar este cálculo deve-se adotar uma velocidade de ascensão, que será verificada posteriormente, segundo a ABNT NBR 12216:1992 a velocidade mínima de ascensão é de 60 cm/min, logo, adota-se uma velocidade de ascensão de 72 cm/min = 0,012 m/s. Assim, determina-se a vazão de lavagem através da Equação 53.

$$Q_{\text{lavagem}} = v_{\text{asc}} \times A_{\text{filtro}} \quad \text{Equação 53}$$

Em que :

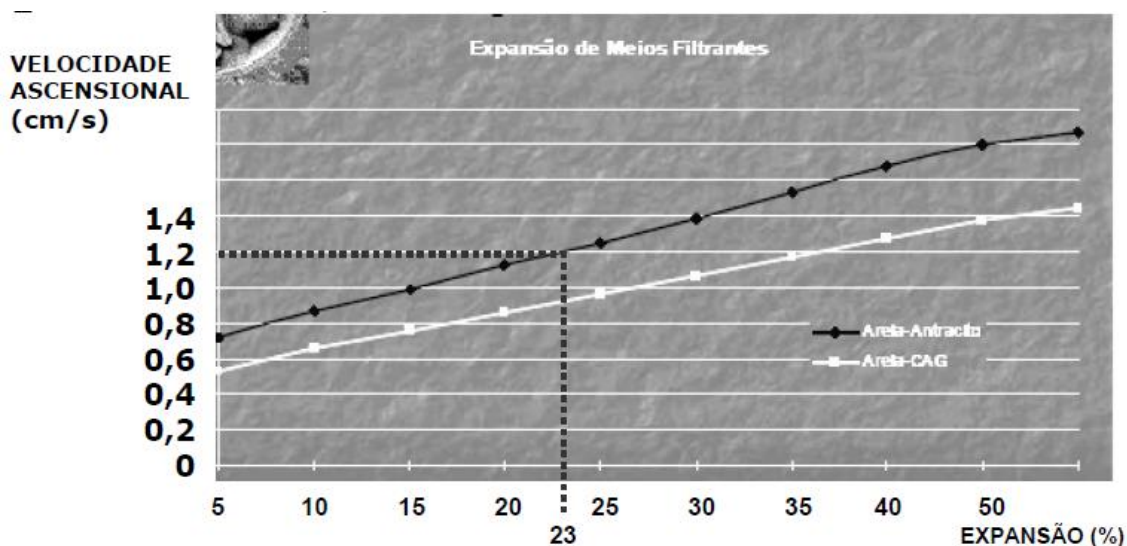
v_{asc} – velocidade de ascensão da água.

A_{filtro} – área superficial do filtro.

$$Q_{lavagem} = 0,012 \times 2,28 = 0,027 \text{ m}^3/\text{s}$$

Assim, verifica-se a velocidade de ascensão através da Figura 14 é possível determinar a expansão do leito filtrante que de acordo com a ABNT NBR 12216:1992 deve estar em 20% e 30%.

Figura 14 - Expansão do leito filtrante



Fonte: Paula, I. F. – 2018.

Portanto a expansão do leito filtrante com a velocidade de ascensão de 72 cm/min é de 23%, logo, será utilizada para o dimensionamento.

Em seguida, parte-se para o dimensionamento do reservatório de água filtrada, que é feito a partir da Equação 54.

$$V_L = N_F \times Q_{lavagem} \times T_{lavagem} \quad \text{Equação 54}$$

Em que:

V_L – volume do reservatório de água de lavagem.

N_F – número- de filtros a serem lavados ao mesmo tempo, que de acordo com a ABNT NBR 12216:1992 deve ser no mínimo de 2.

$T_{lavagem}$ – tempo de lavagem do filtro, que de acordo com a ABNT NBR 12216:1992 deve ser no mínimo de 10 min.

$$V_L = 2 \times 0,027 \times 10 \times 60 = 32,4m^3$$

Com o volume mínimo para o reservatório de lavagem determinado, adota-se um volume de projeto de 36 m³, podendo assim executar um reservatório com as dimensões 4 m × 3 m × 3 m.

Com o reservatório dimensionado parte-se para o cálculo da tubulação de água para lavagem. Primeiramente adota-se a velocidade da água na tubulação, que deve estar entre 2 m/s e 4 m/s, assim adota-se uma velocidade de 3 m/s, para assim determinar o diâmetro da tubulação a partir da Equação 55.

$$Q_{lavagem} = v_{LAV} \times \frac{\pi D_{LAV}^2}{4} \quad \text{Equação 55}$$

Em que:

v_{LAV} – velocidade da água na tubulação para lavagem.

D_{LAV} – diâmetro da tubulação para lavagem.

$$0,027 = 3 \times \frac{\pi D_{LAV}^2}{4}$$

$$D_{LAV} = \sqrt{\frac{0,027 \times 4}{3\pi}} = 0,107 \text{ m}$$

Assim, $D_{LAV,PROJ} = 100 \text{ mm}$ e $v_{LAV,PROJ} = 3,44 \text{ m/s}$

A coleta de água de lavagem será realizada por uma calha transversal de chapa metálica fina que direcionará a água para uma calha lateral e finalmente para um canal atrás de cada filtro. O dimensionamento da calha transversal sob o filtro será feito a partir da Equação 56, mas primeiramente adota-se uma largura de 40 cm para a calha.

$$Hi = \left(\frac{Q_{lavagem}}{1,38L_C} \right)^{2/3} \quad \text{Equação 56}$$

Em que:

H_i – altura de água no início da calha.

L_c – largura da calha.

$$H_i = \left(\frac{0,027}{1,38 \times 0,4} \right)^{2/3} = 0,13m$$

Portanto, a altura de água no início da calha é de 13 cm, assim, adota-se uma calha de dimensões 40 cm × 30 cm.

Assim, calcula-se o desnível H_1 , que será ilustrado na Figura 16 ao final deste item, este desnível é o desnível do fundo do reservatório de lavagem ao topo do filtro, para realizar a determinação do mesmo deve se calcular a perda de carga no caminho percorrido pela água durante a lavagem, que é determinado pela Equação 57.

$$H_1 = h_{\text{tubulação}} + h_{\text{camada suporte}} + h_{\text{antracito}} + h_{\text{areia}} + h_{\text{tubulação principal}} + h_{\text{tubulação lateral}} + h_{\text{orifício}} + h_{\text{atrito filtro}} \quad \text{Equação 57}$$

Para o cálculo da perda de carga na tubulação será utilizado o método de Hazen-Williams, Equação 58. Será feito o cálculo da perda de carga na tubulação dos últimos 2 filtros, verificando-se assim qual o mais crítico.

$$h = L \frac{10,641 Q^{1,85}}{C^{1,85} D^{4,87}} \quad \text{Equação 58}$$

Em que :

L – comprimento da tubulação, em m.

Q – vazão na tubulação em m³/s

C – coeficiente dependente da natureza do material empregado na fabricação dos tubos e das condições de suas paredes internas, sendo 135 para PVC de até 100 mm.

D – diâmetro da tubulação, em m.

Para a perda de carga localizada será utilizado o método do comprimento equivalente, sendo apresentados os dos mais críticos em que o quarto filtro é mostrado na Tabela 16 e no terceiro filtro na Tabela 17.

Tabela 16 - Comprimento equivalente para filtro mais distante.

Conexões	Leq (m)	Quantidade
Entrada	2,2	1
Curva 90°	1,6	2
Registro de gaveta aberto	1	1
Tê 90° passagem direta	2,6	4
Total	16,8	-

Fonte: Autor - 2018

Tabela 17 - Comprimento equivalente para terceiro filtro

Conexões	Leq (m)	Quantidade
Entrada	2,2	1
Curva 90°	1,6	1
Registro de gaveta aberto	1	1
Tê 90° passagem direta	2,6	3
Tê 90° passagem lateral	8,3	1
Total	20,9	-

Fonte: Autor – 2018.

Quanto ao comprimento da tubulação será de 15,1 m para o filtro mais distante e 13,6 para o terceiro filtro, adotando um desnível de 6 m da saída do decantador ao fundo do filtro, podendo ser observado na Figura 16 ao final deste capítulo. Sabendo que o diâmetro da tubulação de lavagem é de 100 mm, como já foi demonstrado anteriormente, tem-se.

$$h_{tubul\ \alpha\tilde{a}o,quarto} = (15,1 + 16,8) \frac{10,641 \times 0,027^{1,85}}{135^{1,85} \times 0,1^{4,87}} = 3,634m$$

$$h_{tubul\ \alpha\tilde{a}o,terceiro} = (13,6 + 20,9) \frac{10,641 \times 0,027^{1,85}}{135^{1,85} \times 0,1^{4,87}} = 3,906\ m$$

Portanto, observa-se que o trecho mais crítico é o que leva ao terceiro filtro, logo, o desnível terá como base a perda de carga ocorrida no trecho percorrido entre o reservatório de água de lavagem e o final do leito filtrante.

Com isso, parte-se para o cálculo da perda de carga no leito filtrante expandido. Para isso será utilizada a Lei de Darcy, demonstrada na Equação 59

$$Q = kiA \quad \text{Equação 59}$$

Em que:

Q – vazão.

k – coeficiente de permeabilidade, que pode ser determinado através da fórmula de Hazen (1948), Equação 60

i – gradiente hidráulico, que pode ser determinado através da Equação 61.

A – Área da seção de percolação.

$$k = C \times d_{\text{efetivo}}^2 \quad \text{Equação 60}$$

Em que:

C – coeficiente de Hazen que varia de 50 a 200 de acordo com cada autor, assim, se adotará o valor intermediário de 125.

d_{efetivo} – diâmetro efetivo, em cm, valor que pode ser pego na Tabela 14

k – coeficiente de permeabilidade em cm/s

$$i = \frac{h}{l} \quad \text{Equação 61}$$

Em que:

h – perda de carga na percolação

l – trajetória de percolação onde se dissipa h.

- Perda de carga para areia expandida.

$$k = 125 \times 0,045^2 = 0,253 \text{ cm/s} = 2,53 \times 10^{-3} \text{ m/s}$$

$$0,027 = 2,53 \times 10^{-3} \times \frac{h}{0,25 \times 1,23} \times 2,28$$

$$h_{\text{areia}} = 1,439 \text{ m}$$

- Perda de carga para antracito expandido.

$$k = 125 \times 0,09^2 = 1,013 \text{ cm/s} = 1,013 \times 10^{-2} \text{ m/s}$$

$$0,027 = 1,013 \times 10^{-2} \times \frac{h}{0,45 \times 1,23} \times 2,28$$

$$h_{\text{antracito}} = 0,647 \text{ m}$$

- Perda de carga na camada suporte

Como não tem-se valor do diâmetro efetivo da camada suporte e $d_{\text{efetivo}} = d_{10}$, adota-se o valor de 12,5 mm para diâmetro efetivo, conforme os dados da Tabela 15.

$$k = 125 \times 1,25^2 = 195,313 \text{ cm/s} = 1,953 \text{ m/s}$$

$$0,027 = 1,953 \times \frac{h}{0,5} \times 2,28$$

$$h_{\text{camada_suporte}} = 0,003 \text{ m}$$

A perda de carga na tubulação principal e tubulação lateral é calculada através da Equação 58, enquanto a perda de carga dos orifícios é calculada através da Equação 62.

$$Q = AC_D \sqrt{2gh}$$

Equação 62

Em que:

Q – vazão em m³/s.

A – área do orifício em m/s.

C_D – coeficiente de descarga = 0,6.

$$h_{tubul\ \alpha\tilde{c}\tilde{a}o_pri\ nci\ pal} = 1,9 \times \frac{10,641 \times 0,027^{1,85}}{135^{1,85} \times 0,1^{4,87}} = 0,215\ m$$

$$h_{tubul\ \alpha\tilde{c}\tilde{a}o_l\ ateral} = 0,54 \times \frac{10,641 \times \left(\frac{0,027}{10}\right)^{1,85}}{125^{1,85} \times 0,05^{4,87}} = 0,029\ m$$

$$\frac{0,027}{(10 \times 10 \times 2)} = \frac{\pi \times (6,3 \times 10^{-3})^2}{4} \times 0,6 \sqrt{2 \times 9,81 \times h_{ori\ fici\ o}}$$

$$h_{ori\ fici\ o} = \frac{\left(\frac{4 \times 0,027}{200\pi \times (6,3 \times 10^{-3})^2 \times 0,6}\right)^2}{2 \times 9,81} = 2,655\ m$$

A perda de carga por atrito no filtro é feita através da Equação 63

$$h_{atri\ to\ fi\ l\ tro} = \frac{(v \times n)^2}{RH^{4/3}} \quad \text{Equação 63}$$

Em que:

v – velocidade de ascensão da água de lavagem.

n – coeficiente de rugosidade = 0,012

RH – raio hidráulico, que pode ser determinado através da Equação 34

$$RH = \frac{1,2 \times 1,9}{2 \times (1,2 + 1,9)} = 0,368\ m$$

$$h_{atri\ to\ fi\ l\ tro} = \frac{(0,012 \times 0,012)^2}{0,368^{4/3}} = 7,87 \times 10^{-6}\ m$$

Valor esse que pode ser desconsiderado. Com isso, determina-se o valor de H_1 através da Equação 57

$$H_1 = 3,906 + 1,439 + 0,647 + 0,003 + 0,215 + 0,029 + 2,655 = 8,894\ m$$

Logo, o desnível entre o início do leito filtrante e o fundo do reservatório de lavagem é de 8,894 m. Com isso parte-se para o cálculo de H_2 , desnível entre início do leito filtrante e antecâmara no reservatório de água filtrada, podendo ser observada na Figura 16, ao final deste capítulo. Antecâmara essa que tem como função deixar o filtro em condições de funcionamento ao abrir a ligação entre reservatório de água filtrada e filtros após a lavagem dos mesmos. O cálculo de H_2 é realizado através da Equação 64.

Equação 64

$$H_2 = h_{\text{tubulação}} + h_{\text{areia}} + h_{\text{antracito}} + h_{\text{camada_suporte}} + h_{\text{tubulação_principal}} + h_{\text{tubulação_lateral}} + h_{\text{orifício}} + h_{\text{vertedor}}$$

Perda de carga tubulação, determinada através da Equação 58, porém é necessário primeiro determinar os comprimentos equivalentes da tubulação, o que é feito na Tabela 18

Tabela 18 - Comprimento equivalente tubulação filtro-reservatório de água filtrada

Conexões	Leq (m)	Quantidade
Curva 90°	1,6	1
Registro de gaveta aberto	1	1
Tê 90° passagem lateral	8,3	1
Saída	3,9	1
Total	14,8	-

Fonte: Autor- 2018.

Assim, é feito o cálculo da perda de carga, que contará com 6 m de tubulação mais o comprimento equivalente encontrado.

$$h_{\text{tubulação}} = (6 + 14,8) \times \frac{10,641 \times \left(0,024/4\right)^{1,85}}{135^{1,85} \times 0,1^{4,87}} = 0,146 \text{ m}$$

- Perda de carga na areia

Para o cálculo da perda de carga na areia utiliza-se a Equação 59, Equação 60 e Equação 61, sendo que o coeficiente de permeabilidade da mesma já foi encontrado através da Equação 60. Assim:

$$\frac{0,024}{4} = 2,53 \times 10^{-3} \times \frac{h_{areia}}{0,25} \times 2,28$$

$$h_{areia} = 0,260 \text{ m}$$

- Perda de carga no antracito

Para o cálculo da perda de carga no antracito utiliza-se a Equação 59, Equação 60 e Equação 61, sendo que o coeficiente de permeabilidade da mesma já foi encontrado através da Equação 60. Assim:

$$\frac{0,024}{4} = 1,013 \times 10^{-2} \times \frac{h_{antracito}}{0,45} \times 2,28$$

$$h_{antracito} = 0,116 \text{ m}$$

- Perda de carga na camada suporte

Para o cálculo da perda de carga no antracito utiliza-se a Equação 59, Equação 60 e Equação 61, sendo que o coeficiente de permeabilidade da mesma já foi encontrado através da Equação 60. Assim:

$$\frac{0,024}{4} = 1,953 \times \frac{h_{camada_suporte}}{0,5} \times 2,28$$

$$h_{camada_suporte} = 0,0007 \text{ m}$$

A perda de carga na tubulação principal e tubulação lateral também é determinada através da Equação 58.

$$h_{tubulação_principal} = 1,9 \times \frac{10,641 \times \left(\frac{0,024}{4}\right)^{1,85}}{135^{1,85} \times 0,1^{4,87}} = 0,013 \text{ m}$$

$$h_{tubulação_lateral} = 0,54 \times \frac{10,641 \times \left(\frac{0,024}{4 \times 10}\right)^{1,85}}{125^{1,85} \times 0,05^{4,87}} = 0,0018 \text{ m}$$

Para determinar a perda de carga no orifício é utilizada a Equação 62

$$\frac{0,024/4}{(10 \times 10 \times 2)} = \frac{\pi \times (6,3 \times 10^{-3})^2}{4} \times 0,6 \sqrt{2 \times 9,81 \times h_{orifício}}$$

$$h_{orifício} = \frac{\left(\frac{0,024}{200\pi \times (6,3 \times 10^{-3})^2 \times 0,6} \right)^2}{2 \times 9,81} = 0,131 \text{ m}$$

Para determinar a perda de carga no vertedor é utilizada a Equação 65. Considerando que o reservatório de água filtrada possui 6 m de comprimento como os demais elementos da ETA, essa também será o tamanho da soleira do vertedor.

$$Q = 1,71 \times L \times h^{3/2} \text{ (adaptada da fórmula de Francis para vertedores)}$$

Equação 65

Em que:

Q – vazão, em m³/s.

L – tamanho da soleira, em m.

$$0,024 = 1,71 \times 6 \times h_{vertedor}^{3/2}$$

$$h_{vertedor} = \left(\frac{0,024}{1,71 \times 6} \right)^{2/3} = 0,018 \text{ m}$$

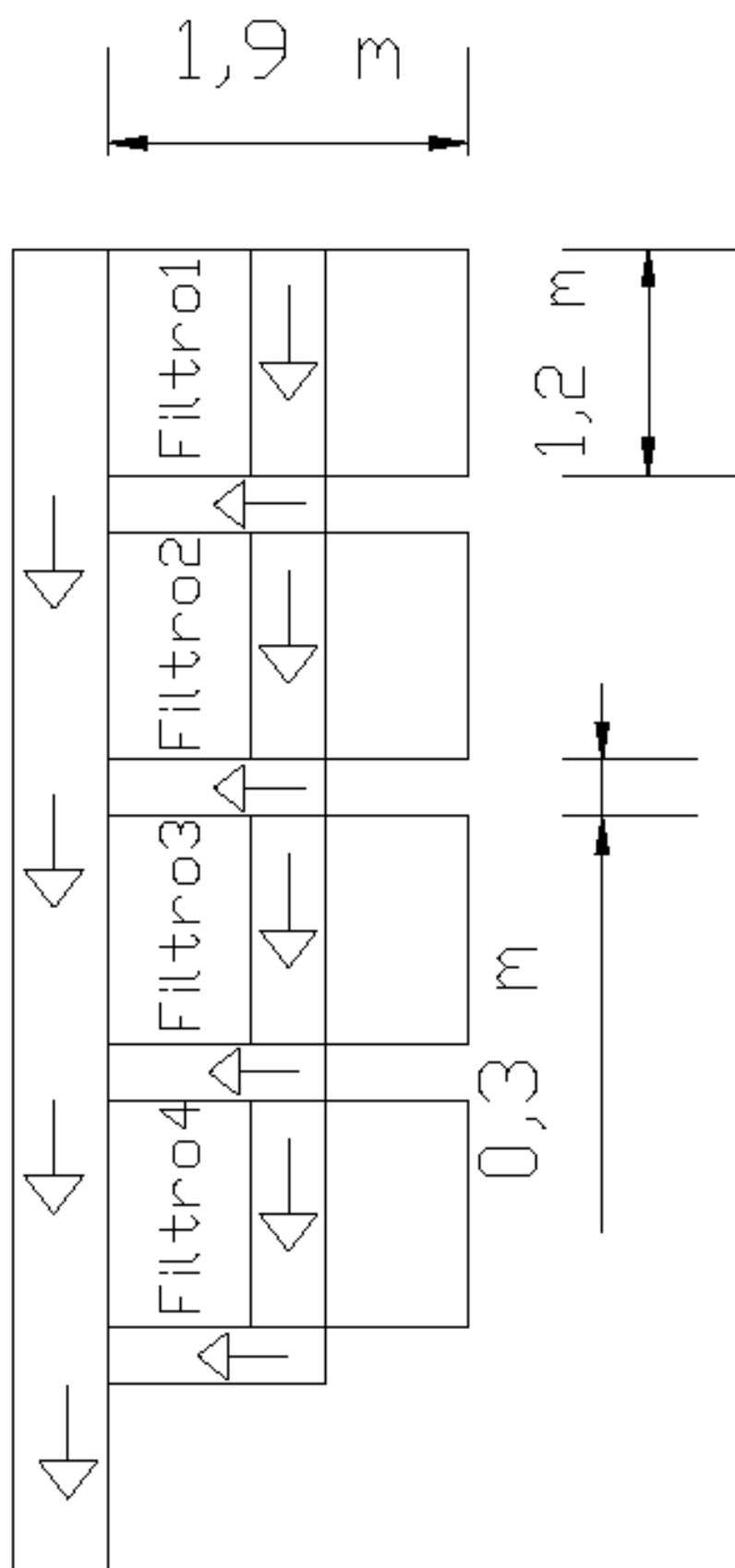
Portanto, o valor de H₂ é calculado a seguir:

$$H_2 = 0,146 + 0,260 + 0,116 + 0,0007 + 0,013 + 0,0018 + 0,131 = 0,6685 \text{ m}$$

Logo, o desnível entre a altura da antecâmara e o início do leito filtrante é de 66,85 cm.

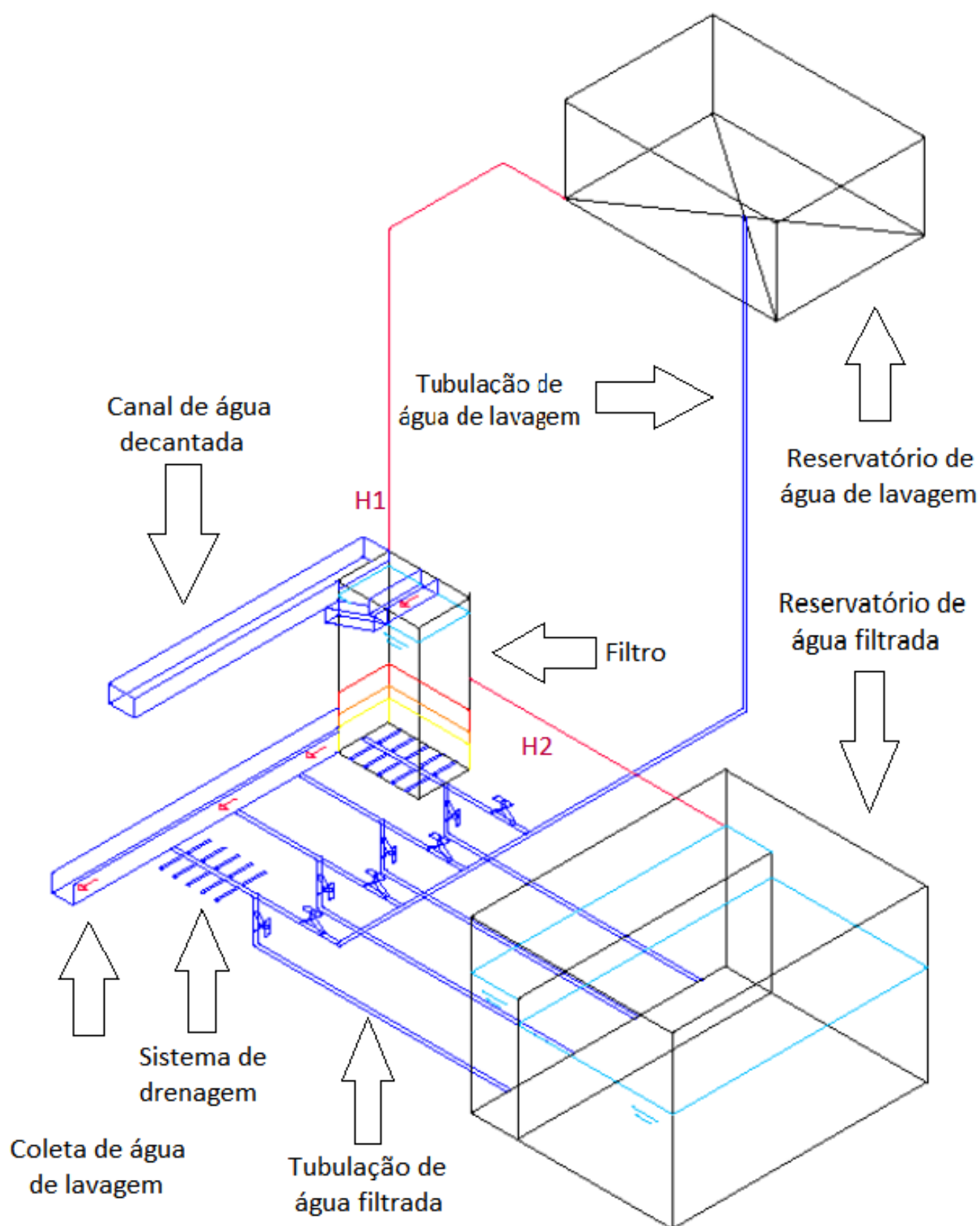
Todo o dimensionamento dos filtros será ilustrado nos esquemas a seguir, Figura 15 e Figura 16.

Figura 15 - Esquema dos filtros em planta baixa



Fonte: Autor – 2018.

Figura 16 - Esquema dos filtros com reservatórios de lavagem e de água filtrada



Fonte: Autor – 2018.

4.5 Desinfecção

Para desinfecção será feito o dimensionamento do tanque de contato, seguindo todos os preceitos da Portaria N°2914:2011, a qual dispõe sobre qualidade e procedimentos de potabilidade da água para o consumo humano. Para a desinfecção será utilizado um residual de cloro livre de 0,4 mg/L na saída do tanque de contato, pois o mínimo exigido é de 0,2 mg/L, e com o valor de 0,4 mg/L é possível garantir que para qualquer ponto do sistema de distribuição de água tratada o residual de cloro livre será de 0,2 mg/L. Com os valores obtidos no Anexo VI da Portaria N°2914:2011, tem-se que para um valor residual de cloro livre de 0,4 mg/L na saída do tanque de contato e a uma temperatura de 20°C o valor do pH é 7,0.

Com os valores adotados e utilizando o Anexo IV da Portaria N°2914:2011, tem-se que o tempo mínimo de permanência no tanque de contato será de 20 minutos, valor obtido através da Tabela 19.

Tabela 19 - Tempo de contato mínimo (minutos) a ser observado para a desinfecção por meio da cloração, de acordo com concentração de cloro residual livre, com a temperatura e o pH da água⁽¹⁾.

C ⁽²⁾	Temperatura = 20°C								Temperatura = 25°C								Temperatura = 30°C							
	Valores de pH								Valores de pH								Valores de pH							
	≤6,0	6,5	7,0	7,5	8,0	8,5	9,0	≤6,0	6,5	7,0	7,5	8,0	8,5	9,0	≤6,0	6,5	7,0	7,5	8,0	8,5	9,0			
≤ 0,4	14	17	20	25	29	34	40	9	12	14	18	21	24	28	6	8	10	12	15	17	20			
0,6	10	12	14	17	21	24	28	7	8	10	12	15	17	20	5	6	7	9	10	12	14			
0,8	7	9	11	14	16	19	22	5	6	8	10	11	13	16	3	5	6	7	8	10	11			
1,0	6	8	9	11	13	16	18	4	5	6	8	9	11	13	3	4	5	6	7	8	9			
1,2	5	7	8	10	11	13	16	4	5	5	7	8	10	11	3	3	3	5	6	7	8			
1,4	5	6	7	9	10	11	14	3	4	5	6	7	8	10	2	3	3	4	5	6	7			
1,6	4	5	6	8	9	11	12	3	4	4	5	6	7	9	2	3	3	4	4	5	6			
1,8	4	5	6	7	8	10	12	3	3	4	5	6	7	8	2	2	3	3	4	5	6			
2,0	3	4	5	6	7	9	10	2	3	4	4	5	6	7	2	2	3	3	4	4	5			
2,2	3	4	5	6	7	8	9	2	3	3	4	5	6	7	2	2	2	3	3	4	5			
2,4	3	4	4	5	6	8	9	2	3	3	4	4	5	6	2	2	2	3	3	4	4			
2,6	3	3	4	5	6	7	8	2	2	3	3	4	5	6	1	2	2	3	3	4	4			
2,8	3	3	4	5	6	7	8	2	2	3	3	4	5	5	1	2	2	2	3	3	4			
3,0	2	3	4	4	5	6	7	2	2	3	3	4	4	5	1	2	2	3	3	3	4			

NOTAS:

(1) Valores intermediários aos constantes na tabela podem ser obtidos por interpolação.

(2) C: residual de cloro livre na saída do tanque de contato (mg/L).

Fonte: Ministério de Estado da Saúde – 2011.

Assim, adotando 30 minutos como tempo de contato, obtém-se o valor o tempo de contato (T_{contato}), a partir da Equação 65.

$$V_{\text{contato}} = Q \times T_{\text{contato}}$$

Equação 66

Em que:

V_{contato} – volume do tanque de contato.

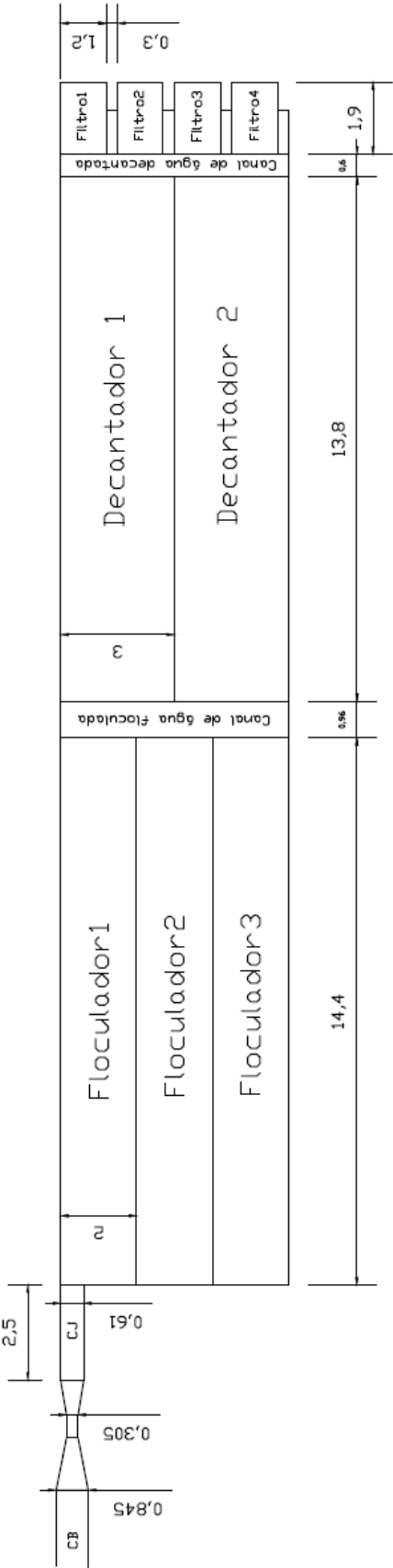
Q – vazão da ETA.

$$V_{\text{contato}} = 0,024 \times 30 \times 60 = 43,2 \text{ m}^3$$

Portanto, o volume do tanque de contato será de 43,2 m³. Adotando uma altura útil de 0,5 m e a relação C/L=2, tem-se que o tanque terá uma área superficial de 86,4 m², sendo seu comprimento de 13,2 m e largura 6,6 m. Assim o volume de projeto do tanque de contato é de 43,56 m³.

A seguir na Figura 17 é possível observar um esquema da ETA em planta baixa, sem escala, porém com as dimensões, em metro, de cada elemento.

Figura 17 - Esquema em planta das unidades componentes da fase de clarificação da ETA.



Fonte: Autor – 2018.

5 MANUAL DE OPERAÇÕES PARA ETA

A Estação de Tratamento de Água em questão é uma ETA convencional constituída de:

- Canal de chegada de água bruta
- Misturador Parshall;
- Floculadores
- Decantadores
- Filtros
- Sistema de Desinfecção.

5.1 Misturador Parshall

É um dispositivo que funciona com queda livre que está localizada na entrada da ETA à jusante do canal de captação de água bruta. O Misturador Parshall utilizado para essa ETA especificamente será com garganta de 1 pé (aproximadamente 30,5 cm). O Parshall é utilizado para fazer medição de vazões (efetuadas e anotadas ao longo do dia pelo operador, em função da medida da altura lâmina líquida na seção de medição de vazões - seção "a") e mistura do coagulante (sulfato de alumínio, $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$) que é aplicado no início do ressalto hidráulico.

5.2 Floculadores

5.2.1 Limpeza dos Floculadores

Por se tratar de uma ETA de dimensões reduzidas visando uma melhor operação de limpeza os floculadores serão dotados de chicanas removíveis com perfil metálico em U. Ficará a cargo do operador fazer a remoção das chicanas e a realocação das mesmas após a limpeza. O operador se localizará

do lado de fora da câmara durante a limpeza e deverá usar todos os equipamentos de segurança necessários.

A limpeza dos floculadores deverá ser programada de modo que não prejudique o abastecimento de água. Para iniciar a limpeza deverá abrir o registro de descarga localizado ao fundo do floculador, realizar a retirada das chicanas e remover todo o lodo localizado nas paredes do floculador com jatos de água de uma mangueira de alta pressão. É recomendado passar neutrol nas paredes do floculador uma vez por ano.

Fica sob responsabilidade do operador retirar diariamente a espuma formada no floculador, devido à dosagem de sulfato de alumínio ou algum outro coagulante.

5.3 Decantadores

Pode haver o mau funcionamento do decantador em 3 situações: má decantação devido à floculação errada, devido a erros de projeto e devido ao excesso de lodo. No primeiro e terceiro caso cabe ao operador corrigir. Onde no terceiro será realizado a lavagem, que deverá ser realizada antes que o decantador atinja tal condição, quando a porcentagem de remoção da turbidez for inferior a 90%. Essa que deve ser medida ao início e ao final do processo de decantação.

Para a lavagem do decantador, inicialmente deve-se paralisar a operação desses. Deve-se abrir a descarga localizada no fundo para esvaziar o decantador. Retirar todo o lodo localizado na parede do tanque com jato de água. Escovar a borda das canaletas com escova de aço. Retirar o lodo do fundo com jato de água. Todo o procedimento de lavagem deve ser feito com equipamento e seguindo todo o procedimento de segurança.

5.4 Filtros

A turbidez da água filtrada deverá ser medida frequentemente para que seja verificado se o filtro está em plenas condições de funcionamento. Essa que deve ser 0,5 uT (Unidades de Turbidez) em 95% das amostras recolhidas

de acordo com o Art. 30 § 2º da Portaria 2914:2011. Caso o filtro não estejam funcionando em plenas condições podem ser ocasionados pelas seguintes ocasiões:

- Dosagem incorreta de solução coagulante colmatando antracito e areia;
- Mau funcionamento da floculação e decantação também colmatando antracito e areia;
- Desprendimento de bolha de ar presente na água devido a uma excessiva perda de carga, formação de bola de lodo;
- Surgimento de algas e microrganismos que podem atingir os filtros e se desenvolverem nesses.

As seguintes providencias devem ser tomadas para correção de eventuais problemas, dependendo de cada caso:

- Corrigir dosagem de coagulação;
- Verificar e corrigir funcionamento de floculadores e decantadores;
- Lavagem de antracito e areia com a velocidade de ascensão indicada em projeto (72 cm/s) para uma boa expansão;
- Remoção de lodo da areia através de peneiramento;
- Em caso de eventual necessidade pode-se realizar uma lavagem química nas camadas do leito filtrante com solução de hipoclorito de sódio;
- Em casos extremos realizar a substituição das camadas do leito filtrante, que deve ser coordenada pelo técnico de tratamento.

5.4.1 Lavagem dos filtros

Para se realizar a lavagem o filtro na qual será realizada deverá sair de operação e essa lavagem deverá ser realizada quando:

- A água filtrada apresentar uma turbidez maior que 0,5 unidade de turbidez;
- Oxigênio consumido for maior que 1,8 mg/L;
- Alumina residual maior que 0,18 mg/L;
- Obter uma perda de carga entre 1,8 e 2,5 m;
- Redução menor de 90% da contagem de colônias da água bruta em comparação com a água filtrada.

Para se dar início a lavagem deve-se fechar a comporta stop-log presente no vertedor de entrada dos filtros, interrompendo assim o abastecimento dos filtros. Feito isso, deve-se abrir a descarga de água e fechar o registro da tubulação que distribui a água filtrada para o reservatório de água filtrada. Com o filtro vazio e auxílio de um escovão e jato d'água, limpar as paredes do filtro retirando a sujeira acumulada, feito essa limpeza deve se realizar uma lavagem superficial com um forte jato d'água no leito de antracito. Logo após, deve-se abrir o registro da tubulação proveniente do reservatório de água de lavagem, essa abertura deve ser feita lentamente, verificando-se não há a formação de bolhas, caso ocorra essa formação o registro deve ficar entreaberto até o total desaparecimento destas bolhas para assim abrir totalmente o registro. Assim deve se verificar repetidamente se a água de lavagem estiver totalmente límpida, sem a presença de flocos e marcar o tempo de lavagem que deve ser no mínimo de 10 minutos. Com o filtro limpo deve se fechar o registro da tubulação proveniente do reservatório de água de lavagem, após seu esvaziamento fechar o registro de descarga e abrir o efluente. Esperar até que a água pare sua ascensão para poder elevar a comporta stop-log e recolocar o filtro em operação.

5.5 Desinfecção

Como já dito anteriormente a desinfecção pode ser feito por agente físico ou químico, o agente escolhido foi a aplicação do cloro gasoso diretamente na água como agente químico. A aplicação do cloro na água é feita com o equipamento de cloração, constituído de cilindro de cloro, válvula

de segurança, tubulação de cobre para cloração, retentor de impurezas, clorador, manômetro, ejetor e conjunto moto bomba.

Ao final do tratamento de água o valor máximo permitido para *Escherichia coli* é a ausência dos mesmo em 100 mL de amostra e para coliformes totais apenas uma amostra, entre as amostras examinadas no mês, poderá apresentar 5% resultado positivo. Deve-se verificar o pH da água tratada, devendo ser de 7,0 podendo variar entre 6,0 a 9,0. Também deve-se verificar as concentrações de fluoretos e de cloro residual livre com um valor máximo permitido de 1,5 mg/L para o primeiro e um valor de 0,4 mg/L para o segundo, na saída do tanque de contato. As verificações de pH, nível de fluoreto e nível de cloro residual livre deve ser feita a cada 2 horas, valores estabelecidos pela Portaria N° 2914:2011.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com a realização desse, cujo principal objetivo foi o dimensionamento de uma Estação de Tratamento de Água, conclui-se a importância de seguir as orientações das normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR 12216:1992. Seguindo estas orientações há uma maior facilidade realização do dimensionamento. Porém, é possível observar que nem toda orientação foi possível seguir, pois não seria viável para a operação e manutenção posteriormente. Um exemplo disso é a distância da cortina distribuidora de água à entrada de água no decantador que seguindo as orientações da norma ficaria a 0,15 m, porém não sendo operacional adotou-se uma distância de 1,0 m.

Além da importância no dimensionamento, se preocupando com a parte operacional e de manutenção, o aspecto fundamental é a preocupação com a qualidade da água. Que começa pelo manancial escolhido, até o final do tratamento, filtração e desinfecção. Água que deve seguir todos os padrões de potabilidade exigidos pela Portaria 2914 de 2011, padrões que devem ser especificados no projeto para a posterior operação.

Por fim, é notável a facilidade que se torna para o Engenheiro Civil a padronização na realização de projetos, facilidade aplicada na fase de realização do projeto, fase da execução do projeto e posterior a execução, na vistoria e manutenção pós-obra.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12216: Projeto de estação de tratamento de água para abastecimento público. Rio de Janeiro. 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 10719: Informação e documentação – Relatório técnico e/ou científico – Apresentação. Rio de Janeiro. 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6023: Informação e documentação – Referências – Elaboração. Rio de Janeiro. 2002.

PAULA, Iridalques Fernandes de. Exemplo – Utilização do vertedor Parshall. Uberlândia. [201-?].

PAULA, Iridalques Fernandes de. Exemplo – Medidor Parshall. Uberlândia. [201-?]

PAULA, Iridalques Fernandes de. Exemplo dimensionamento de floculadores hidráulicos com chicanas e escoamento horizontal, constituído de 03 trechos com gradientes de velocidade decrescentes. Uberlândia. [201-?]

PAULA, Iridalques Fernandes de. Dimensionamento de decantadores convencionais Uberlândia. [201-?]

PAULA, Iridalques Fernandes de. Filtração Rápida – Conceitos e Dimensionamento. Uberlândia. [201-?]

PAULA, Iridalques Fernandes de. Exemplo – Dimensionamento filtros rápidos por gravidade – ETA ciclo completo. Uberlândia. [201-?]

CARVALHO, Caio César Guedes; SANTOS, Maria Fátima. Manual de operação e manutenção de estação de tratamento de água. [S.l.]. [20--?].

BARRAL, Manuel. F. Perda de Carga. [S.l.]. [20--?].

BITTENCOURT, Douglas M. A. Permeabilidade e Fluxo Unidimensional em solos. [Goiânia]. [20--?].

PREFEITURA MUNICIPAL DE UBERLÂNDIA. Banco de Dados Integrados. Uberlândia [2017].